

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE**

*D.I.C.A.M.*

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali*

**TESI DI LAUREA**

In:

**PROGETTO IN ZONA SISMICA LS**

**PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO  
INTELAIATO, DI 6 PIANI, IN C.A., ED ANALISI  
CRITICA DELLE REGOLE IMPOSTE DALLA  
NORMATIVA D.M. 14/01/2008**

**CANDIDATO:**  
Diego Marrocchini

**RELATORE:**  
Dott. Ing. Stefano Silvestri

**CORRELATORE:**  
Prof. Ing. Tomaso Trombetti

Anno Accademico 2011/12

Sessione II

# INDICE:

Introduzione.....	1
<u>Capitolo 1: Pre-dimensionamento e definizione delle sollecitazioni</u>	
• 1.1. Descrizione dell'opera.....	3
• 1.2. Normative di riferimento.....	4
• 1.3. Materiali adottati.....	5
• 1.4. Analisi dei carichi.....	7
• 1.5. Pre-dimensionamento degli elementi strutturali.....	14
1.5.1. Dimensionamento della travi ed analisi statica lineare.....	15
1.5.2. Dimensionamento dei pilastri.....	21
• 1.6. Analisi sismica con spettro di risposta.....	24
1.6.1. Costruzione dello spettro di progetto.....	25
1.6.2. Determinazione delle masse di piano.....	33
1.6.3. Calcolo delle pseudoforze indotte dal sisma.....	35
1.6.4. Verifica dei risultati tramite calcolatore.....	53
1.6.5. Analisi del nuovo modello strutturale.....	63
1.6.6. Risultati dell'analisi.....	67
<u>Capitolo 2: Progetto della struttura A secondo il D.M. 14/01/2008</u>	
• 2.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali.....	81
2.1.1. Linee guida sulla progettazione teorica delle travi.....	81
2.1.2. Linee guida sulla progettazione teorica dei pilastri.....	92
2.1.3. Progettazione delle travi.....	103
2.1.4. Progettazione dei pilastri.....	122
• 2.2. Verifica allo stato limite di danno (SLD).....	161
<u>Capitolo 3: Progetto della struttura A+ secondo il D.M. 14/01/2008 e con armatura aggiuntiva</u>	
• 3.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali.....	163
3.1.1. Progettazione delle travi.....	163
3.1.2. Progettazione dei pilastri.....	182
<u>Capitolo 4: Progetto della struttura B senza rispettare le regole di progetto in ambito sismico</u>	
• 4.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali.....	200
4.1.1. Progettazione delle travi.....	200
4.1.2. Progettazione dei pilastri.....	214
<u>Capitolo 5: Progetto della struttura C senza rispettare le regole di progetto in ambito statico e sismico</u>	
• 5.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali.....	250
5.1.1. Progettazione delle travi.....	250

5.1.2	<i>Progettazione dei pilastri</i> .....	264
<b>Capitolo 6: Verifica del comportamento non lineare delle 4 strutture analizzate</b>		
• 6.1.	Analisi statica non lineare “pushover”.....	282
6.1.1	<i>Pushover della struttura A</i> .....	286
6.1.2	<i>Pushover della struttura A+</i> .....	290
6.1.3	<i>Pushover della struttura B</i> .....	291
6.1.4	<i>Pushover della struttura C</i> .....	292
• 6.2.	Analisi dinamica non lineare Time History.....	293
6.2.1	<i>Analisi Time History per la struttura A</i> .....	299
6.2.2	<i>Analisi Time History per la struttura A+</i> .....	302
6.2.3	<i>Analisi Time History per la struttura B</i> .....	305
6.2.4	<i>Analisi Time History per la struttura C</i> .....	308
• 6.3.	Risultati ottenuti.....	311
	Conclusioni.....	316
	Bibliografia.....	319
	Ringraziamenti.....	320

## INTRODUZIONE:

La progettazione delle nuove costruzioni, negli ultimi anni, si è sempre concentrata sulla cause che hanno messo in luce i difetti delle ipotesi fatte durante la loro concezione, e da sempre impiegate.

Diversi sono stati i sismi che si sono abbattuti in Italia nell'ultimo decennio ed ognuno di questi ha manifestato le criticità di una progettazione non adeguata.

Questi eventi, se non altro, hanno innescato ricerche approfondite per migliorare la progettazione di strutture sismo resistenti, creando un nuovo modo di concepire le strutture. Questo processo è stato possibile per l'elevato numero di ricerche condotte in questo settore, oltre che per uno sviluppo tecnologico tale da generare programmi adatti per elaborazioni sempre più lunghe e complesse.

Fino a qualche decennio fa, la logica progettuale faceva propendere per scelte costruttive che rendevano la struttura inamovibile, ovvero sufficientemente rigida e pesante da poter resistere ad eventi sismici rimanendo in campo elastico lineare. Tale idea, sebbene molto approssimativa, permetteva una progettazione, che oggi può essere considerata adeguata per sismi di medio-bassa entità. Per sismi di alta magnitudo questo approccio risultava non applicabile da un punto di vista economico ed architettonico.

Il nuovo modo di concepire le costruzioni degli ultimi anni, ha permesso di vedere la struttura come un meccanismo capace di deformarsi e di dissipare l'energia fornita da un sisma, permettendo la plasticizzazione degli elementi costituenti. Si inizia ad ammettere un danneggiamento della struttura per evitare il collasso della medesima sotto sismi di alta intensità.

A seguito di questo differente approccio sulla progettazione, sono state riviste tutte le precedenti normative, ampliandole fino a stabilire il nuovo concetto della duttilità delle strutture. Il prodotto di questo processo ha condotto all'elaborazione della normativa vigente identificata dal DM 14/01/2008 e meglio conosciuto come Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2008).

Il contributo che ha apportato l'attuale normativa è stato fondamentale per la realizzazione di strutture sismoresistenti adeguate all'ambiente in cui sorgono, ovvero il connubio tra la dislocazione topografica, situazione geologica del sito e storia sismica della zona.

Il nuovo aspetto su cui punta la normativa è la duttilità e sprona ad aumentare questa caratteristica degli elementi strutturali in più punti del testo. La duttilità è la capacità di

poter resistere ad eventi sismici di una certa entità senza perdere le funzionalità che gli elementi devono mantenere.

Tale capacità viene fornita dal progettista facendo buon uso dei materiali da costruzione, studiando con precisi approcci teorici il problema da risolvere, sotto la guida della normativa, che in molti punti pone limitazioni all'autonomia progettuale.

L'obbiettivo della presente tesi sarà valutare come le regole di progetto dalla normativa, ed in particolare, le prescrizioni sulla armatura minima da impiegare negli elementi strutturali, possano influenzare la domanda di duttilità delle strutture progettate, per sismi di bassa intensità. Si genereranno, quindi, diversi modelli strutturali geometricamente compatibili ma strutturalmente differenti, per la differente armatura impiegata.

Si studierà una struttura di base che segua pedissequamente ogni regola di progetto fornita dalla normativa e la si paragonerà ad altre tre strutture: la prima di queste rappresenterà un miglioramento della struttura di base, mentre le restanti due manifesteranno un peggioramento strutturale progressivo causato dal mancato rispetto di alcune differenti regole di progetto imposte dalla normativa stessa.

Tutte e quattro le strutture saranno poi oggetto di verifica del comportamento post-elastico attraverso analisi statiche e dinamiche non lineari.

Si commenteranno, infine i risultati ottenuti dalla ricerca condotta.

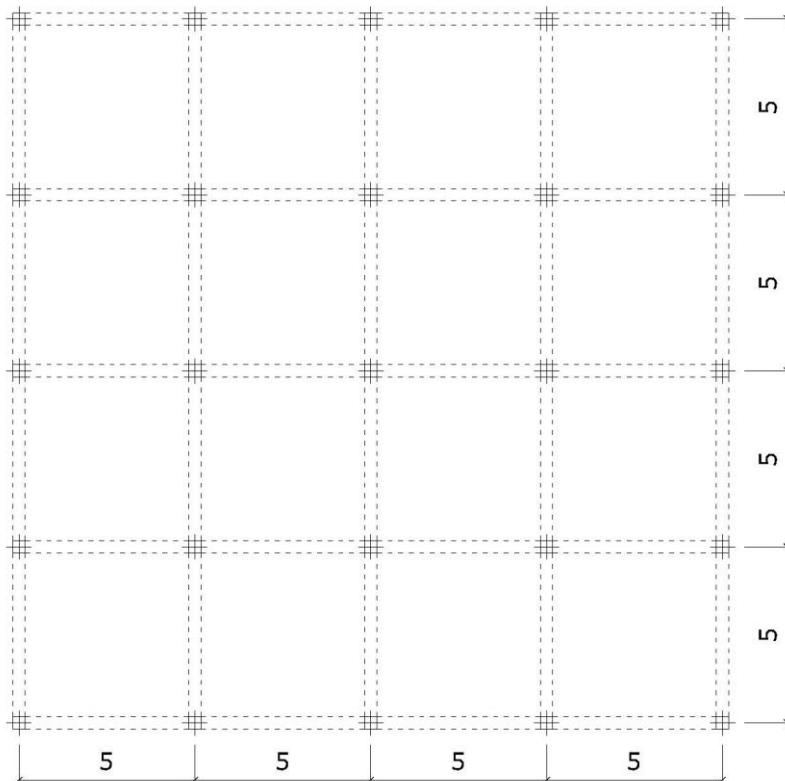
# **CAPITOLO 1:**

## **Pre-dimensionamento e definizione delle sollecitazioni**

### **1.1. Descrizione dell'opera:**

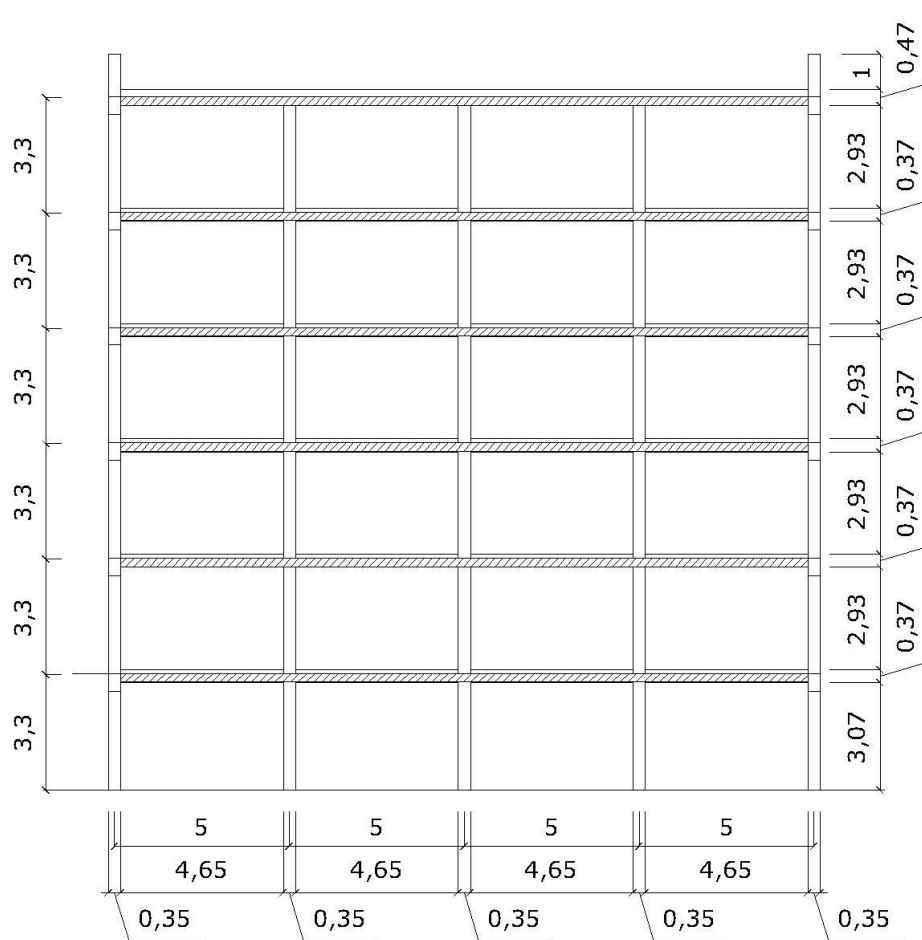
Si vuole studiare una struttura multipiano ad uso residenziale ubicata a Milano, ad una quota sul livello del mare pari a 122 m. L'edificio viene pensato costituito da una struttura portante intelaiata bidirezionale in cemento armato, interamente gettata in opera, formata da 6 piani fuori terra e una copertura non praticabile piana.

Lo sviluppo in pianta del modello strutturale risulta di 20 m in direzione Y e altrettanti 20 m in direzione X, mentre si eleverà fino a 19,80 m, con un'altezza di interpiano pari a 3,30 m. La progettazione della struttura sarà pensata impiegando travi emergenti per i telai di bordo e travi in spessore per i telai centrali. Dalla geometria della struttura ripetitiva, risulta evidente, che si considereranno solo 2 telai: quello di bordo e quello centrale.



**Pianta della struttura, misure in metri.**

**Fig. 1.1-1**



**Sezione della struttura, misure in metri.**

**Fig. 1.1-2**

## **1.2. Normative di riferimento:**

Per la progettazione degli edifici che si discuteranno nella tesi, si impiegheranno le seguenti normative attuali:

- D.M. 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 617 del 2/02/2009, Istruzioni per l'applicazione del D.M. 14 gennaio 2008;

Ove le normative citate siano trovate in assenza di specifiche trattazioni o approfondimenti su argomenti di studio, si farà riferimento ai documenti qui di seguito elencati:

- D.M. 9 gennaio 1996 (G.U. 5/2/1996, n° 29), Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e

precompresso e per le strutture metalliche (da utilizzarsi nel calcolo col metodo agli stati limite);

- UNIEN 1992 Eurocodice 2, Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- UNIEN 1998 Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- OPCM n° 3274 del 20 marzo 2003, Primi elementi in materia di criteri generali di classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica.

### **1.3. Materiali adottati:**

L'impiego di materiali adatti nelle strutture è la prima importante scelta che un progettista deve compiere. Da essa dipende il manifestarsi dei fenomeni di degrado anticipato su strutture in calcestruzzo. Spesso, infatti, il degrado strutturale è legato non ad errori in messa in opera, quanto ad una inconsapevole ed errata scelta progettuale del materiale non idoneo per l'opera in questione o per le condizioni ambientali in cui il manufatto è inserito.

Poiché le condizioni in cui dovrà nascere l'edificio sarà esente da particolari condizioni ambientali, la scelta cadrà su un calcestruzzo ordinario, comunemente impiegato nella costruzioni, ed i materiali adottati saranno i seguenti:

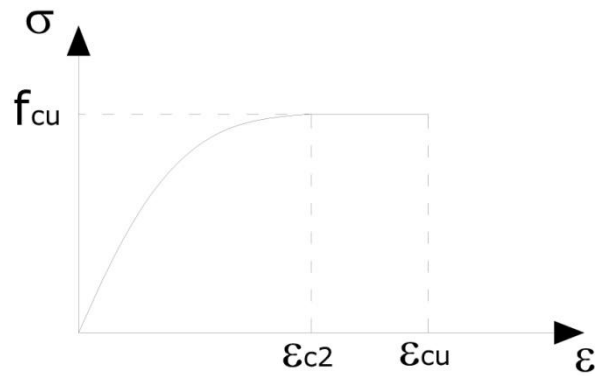
- Calcestruzzo classe 28/35
- Acciaio B450C

Per il calcestruzzo la normativa fornisce diversi modelli, definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  e deformazione ultima  $\varepsilon_{cu}$ .

Si impiegherà un modello reologico del calcestruzzo a legame tensione-deformazione di tipo parabola-rettangolo, caratterizzato da queste deformazioni:

- $\varepsilon_{c2} = 0,0020$
- $\varepsilon_{cu} = 0,0035$





Legame costitutivo del calcestruzzo

Fig. 1.3-1

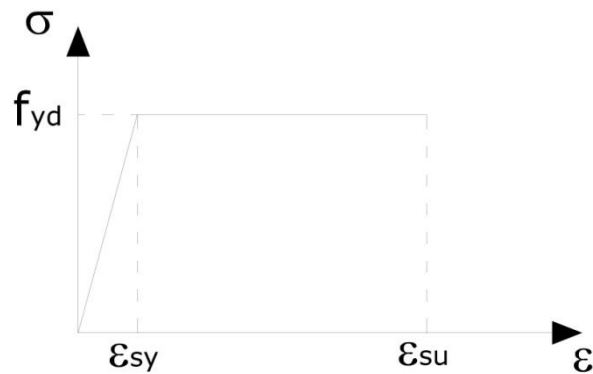
Si elencano le resistenze deducibili dal calcestruzzo scelto:

- Resistenza cubica caratteristica a compressione  $R_{ck} = 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione  $f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di progetto a compressione  $f_{cd} = 0,85 * \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,462 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale)  $f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,835 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice  $f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 1,985 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di progetto a trazione semplice  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,323 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione per flessione  $f_{cfm} = 1,2 * f_{ctm} = 3,402 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{cfk} = 0,7 * f_{cfm} = 2,381 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di progetto a trazione per flessione  $f_{ctd} = \frac{f_{cfk}}{1,5} = 1,588 \frac{N}{mm^2}$
- Modulo elastico medio  $E_{cm} = 22000 * \frac{f_{cm}}{10} = 32588 \frac{N}{mm^2}$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base al valore di calcolo deformazione uniforme ultima  $\varepsilon_{su}$ , al valore di calcolo della tensione di snervamento  $\varepsilon_{su}$ , ed al rapporto di sovrarresistenza k.

Si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione elastico-perfettamente plastico, dove i valori delle deformazioni saranno i seguenti:

- $\varepsilon_{sy} = 0,00186$
- $\varepsilon_{su} = 0,06750$



**Legame costitutivo dell'acciaio**

**Fig. 1.3-2**

Si elencano le resistenze deducibili dall'acciaio scelto:

- Resistenza caratteristica a rottura  $f_{tk} = 540 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di progetto  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,3 \frac{N}{mm^2}$
- Modulo elastico  $E_s = 0,83R_{ck} = 210000 \frac{N}{mm^2}$

#### **1.4. Analisi dei carichi:**

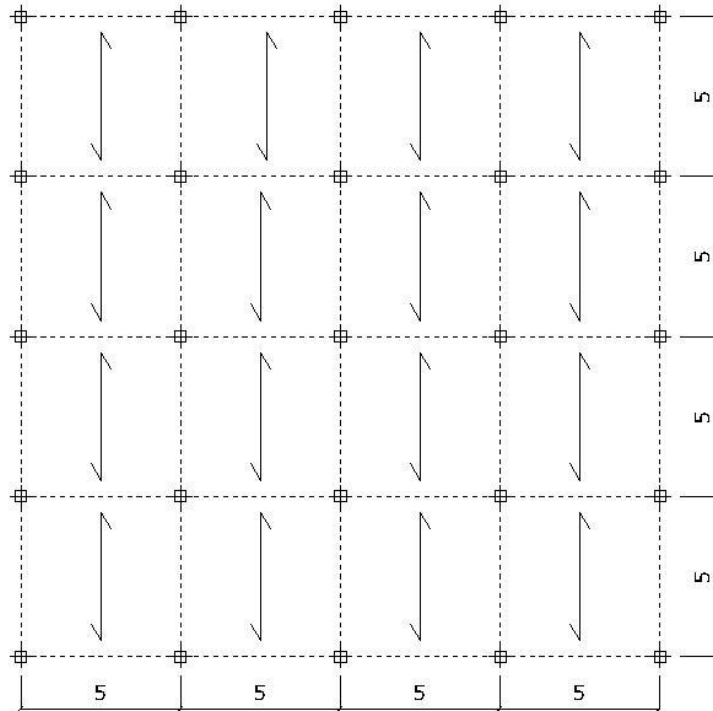
Verrà qui svolta l'analisi dei carichi che andranno a gravare in maniera permanente e variabile sulla struttura, trascurando in prima fase i pesi portati di travi e pilastri poiché non se ne conoscono anticipatamente le dimensioni. Il peso di questi ultimi sarà aggiunto alla fine del predimensionamento.

La struttura presenta 6 piani, 5 dei quali riferiti ad un solaio tipo che si ripeterà, mentre l'ultimo piano è riferito al solaio di copertura. Tutti i piani intermedi sono adibiti a civile abitazione, mentre il solaio di copertura sarà soggetto a neve e al peso di un eventuale manutenzione. Le analisi saranno, quindi, condotte considerando solo i due tipi di solaio presenti.

Seguendo la normativa si indicheranno:

- Carichi permanenti strutturali G1;
- Carichi permanenti non strutturali G2;
- Carichi accidentali Q.

L'orditura di ogni solaio sarà rappresentata in questo modo:



**Pianta delle orditure, misure in metri.**

**Fig. 1.4-1**

La scelta dello spessore minimo della parte portante del solaio può essere determinato secondo le indicazioni del D.M. del 6 gennaio 1996:

$$h_{min} = \frac{l}{25} = \frac{500}{25} = 20 \text{ cm} \quad (\text{dove } l \text{ è la luce del solaio})$$

Si compie la scelta di impiegare un solaio in latero-cemento, dove, lo spessore complessivo, sarà la somma dello spessore della soletta e dello spessore dei travetti. Per poter in futuro considerare il solaio infinitamente rigido rispetto alle azioni orizzontali, si rispetta lo spessore di 4 cm di soletta. Infine, nonostante rimarrebbe uno spessore di 16 cm per i travetti e pignatte, si ipotizza uno spessore di 20 cm, in quanto spessore

comunemente impiegato nell'edilizia. Detto ciò si impiegherà complessivamente un solaio in latero.cemento di spessore 20 cm con soletta collaborante di 4 cm (20+4).

Secondo quanto riportato dalla Circolare del 2 febbraio 2009 le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- La larghezza delle nervature deve essere non inferiore di 1/8 del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm;
- L'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
- La dimensione massima del blocco in laterizio non deve essere maggiore di 529 mm.

Nel rispetto della norma vengono riportate le scelte adottate:

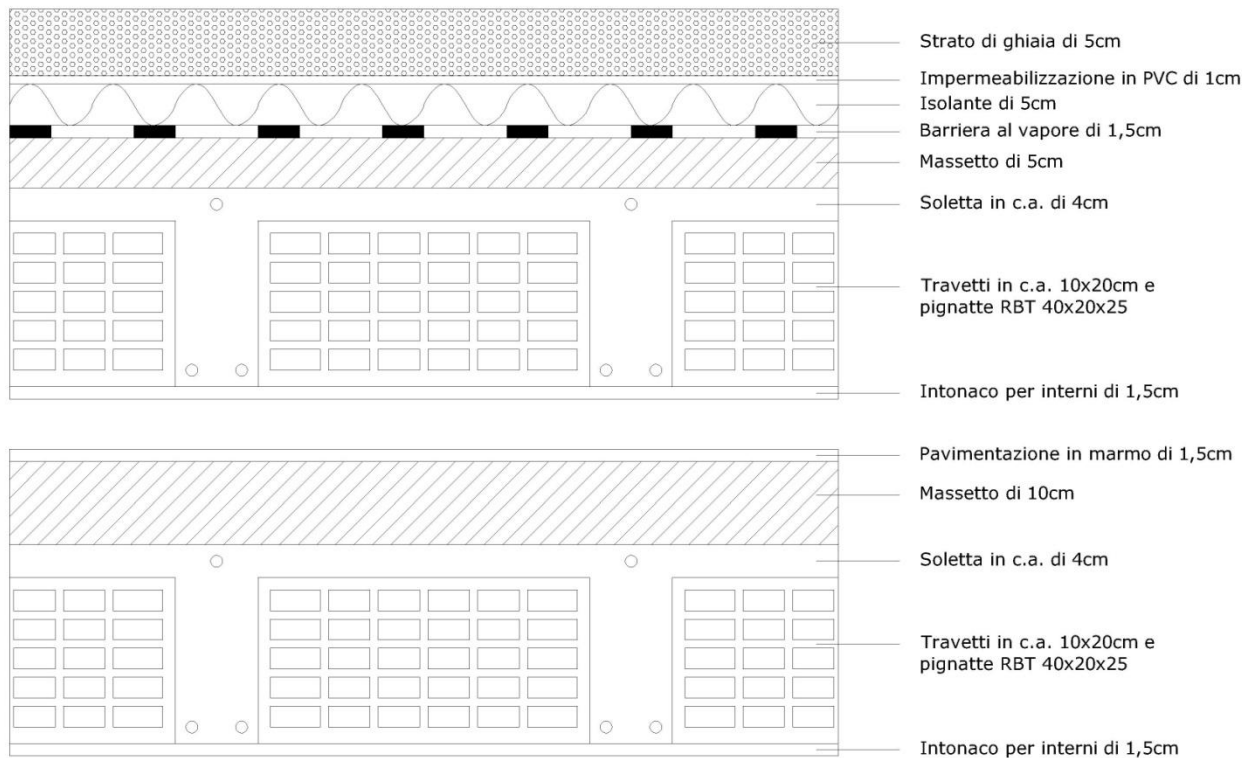
- |                             |       |
|-----------------------------|-------|
| - Interasse tra i travetti  | 50 cm |
| - Larghezza della nervatura | 10 cm |
| - Larghezza della pignatta  | 40 cm |

Avendo definito la parte strutturale di ogni solaio, si definiscono gli spessori aggiuntivi non strutturali in base alla funzione e fruizione dei due tipi di solaio.

Per il solaio di copertura si sceglie di impiegare uno strato di massetto al fine di generare la giusta pendenza per far defluire le acque meteoriche. Su di esso verrà posto uno strato di barriera al vapore per impedire che si formi condensa a seguito del salto termico causato dalla stesura dello strato superiore isolante. Si procederà poi alla stesura di uno strato isolante per isolare termicamente l'involucro ed infine uno strato di protezioni in ghiaia.

Per il solaio del piano tipo si sceglierà uno strato di massetto più grande del precedente, in quanto si dovrà creare lo spazio per le parti impiantistiche interne, su cui si stenderà lo strato di pavimentazione. La pavimentazione impiegata è in marmo (in genere non usato per edifici classici) per considerare un peso di pavimentazione più alto possibile e dare la piena libertà di arredamento ai futuri utenti, restando in condizioni di sicurezza.

Queste scelte progettuali hanno definito completamente la sezione dei due solai che saranno rappresentati in questo modo:



**Sezioni del solaio di copertura (sopra) e del piano tipo (sotto)**

**Fig. 1.4-2**

Si è ora in possesso di tutte le informazioni per svolgere l'analisi dei carichi. Essa sarà svolta per aree di influenza, ricavando dei pesi per unità di superficie.

Analisi del solaio di copertura:

• **Carico permanente strutturale G1:**

- Soletta in c.a.:  $0,04m * 25 \frac{KN}{m^3} = 1,00 \frac{KN}{m^2}$
- Travetti in c.a.:  $0,20m * 0,40m * 25 \frac{KN}{m^3} = 2,00 \frac{KN}{m^2}$
- Pignatte RBT 40:  $0,20m * 0,80m * \frac{0,101}{0,20 * 0,40 * 0,25} \frac{KN}{m^3} = 0,81 \frac{KN}{m^2}$

**Totale:**  $3,81 \frac{KN}{m^2}$

- **Carichi permanenti non strutturali G2:**

- Massetto:  $0,05m * 21 \frac{KN}{m^3} = 1,05 \frac{KN}{m^2}$
- Barriera al vapore di 1,5 cm:  $0,02 \frac{KN}{m^2}$
- Isolante in pannelli di sughero di 5 cm:  $0,15 \frac{KN}{m^2}$
- Impermeabilizzazione in PVC di 1 cm:  $0,03 \frac{KN}{m^2}$
- Strato di protezioni in ghiaia:  $0,08m * 15 \frac{KN}{m^3} = 1,20 \frac{KN}{m^2}$
- Intonaco interno:  $0,015m * 15 \frac{KN}{m^3} = 0,23 \frac{KN}{m^2}$

**Totale:**  $2,68 \frac{KN}{m^2}$

Si aggiungono i pesi dei parapetti esterni, calcolati come percentuale dei tramezzi esterni, calcolati nei carichi successivi.

Peso dei parapetti sui telai di bordo A,E:  $\frac{1,20}{3,30} * 5,60 \frac{KN}{m} = 2,04 \frac{KN}{m}$

- **Carichi accidentali Q:**

- Carico di manutenzione:  $0,50 \frac{KN}{m^2}$
- Carico neve:  $q_s = 0,8 * 1 * 1 * 1,50 = 1,20 \frac{KN}{m^2}$

$$q_s = \eta_i * q_{sk} * C_e * C_t$$

$$\eta_i = 0,8 \quad \text{Dovuto al tetto piano}$$

$$C_e = 1 \quad \text{Dovuto ad esposizione climatica normale}$$

$$C_t = 1 \quad \text{Dovuto ad assenza di documentazione climatica}$$

$$q_s = 1,50 \frac{KN}{m^2} \quad \text{Dovuto alla posizione, Milano, sotto i 200 m.l.m.}$$

## Analisi del solaio del piano tipo:

### • Carico permanente strutturale G1:

- Soletta in c.a.:  $0,04m * 25 \frac{KN}{m^3} = 1,00 \frac{KN}{m^2}$
- Travetti in c.a.:  $0,20m * 0,40m * 25 \frac{KN}{m^3} = 2,00 \frac{KN}{m^2}$
- Pignatte RBT 40:  $0,20m * 0,80m \frac{0,101}{0,20 \cdot 0,40 \cdot 0,25} \frac{KN}{m^3} = 0,81 \frac{KN}{m^2}$

**Totale:**  $3,81 \frac{KN}{m^2}$

### • Carichi permanenti non strutturali G2:

- Massetto:  $0,10m * 21 \frac{KN}{m^3} = 2,10 \frac{KN}{m^2}$
- Pavimentazione in marmo:  $0,015m * 27 \frac{KN}{m^3} = 0,41 \frac{KN}{m^2}$
- Intonaco interno:  $0,015m * 15 \frac{KN}{m^3} = 0,23 \frac{KN}{m^2}$
- Tramezzi interni:  $1,60 \frac{KN}{m^2}$

Impiego di forati 12/50 con peso di 8,4kg, cioè 0,084KN

Volume dei forati di  $0,015m^3$

Densità dei forati di  $5,60 \frac{KN}{m^3}$

Densità dell'intonaco di  $15,00 \frac{KN}{m^3}$

Area dei forati di  $0,40m^2$

Area dell'intonaco di  $0,07m^2$

Peso non strutturale dei tramezzi G2:

$$0,40m * 5,60 \frac{KN}{m^3} + 0,07m * 15 \frac{KN}{m^3} = 3,29 \frac{KN}{m}$$

La normativa impone di considerare un peso per unità di superficie in dipendenza del valore del peso G2 dei tramezzi. In questo caso si avrà che:

$$3,00 \frac{KN}{m} \leq G2 \leq 4,00 \frac{KN}{m}$$

Si evince che per esso sarà associato un peso pari a:  $1,60 \frac{KN}{m^2}$

- Tramezzi esterni:  $5,60 \frac{KN}{m}$

Intonaco esterno:  $3,30m * 0,015m * 15,00 \frac{KN}{m^3} = 0,74 \frac{KN}{m}$

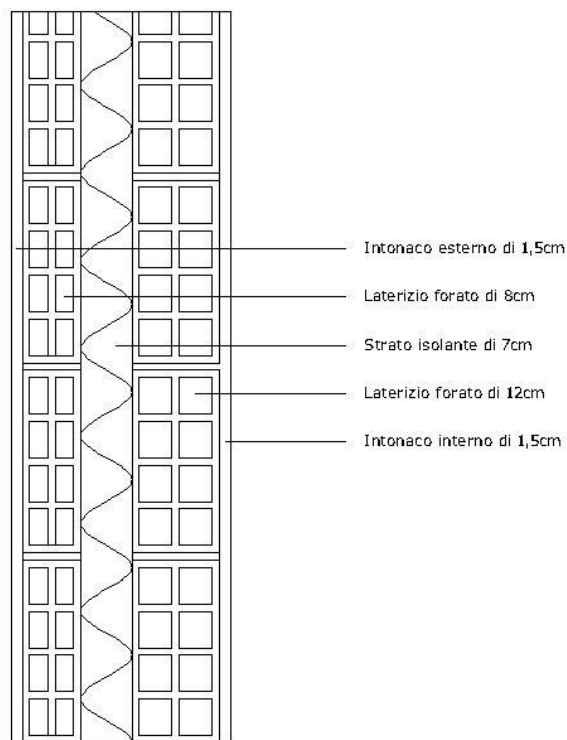
Forato di 8 cm:  $3,30m * 0,08m * 6,00 \frac{KN}{m^3} = 1,58 \frac{KN}{m}$

Isolante di 7 cm:  $3,30m * 0,07m * 0,70 \frac{KN}{m^3} = 0,16 \frac{KN}{m}$

Forato di 12 cm:  $3,30m * 0,12m * 6,00 \frac{KN}{m^3} = 2,38 \frac{KN}{m}$

Intonaco interno:  $3,30m * 0,015m * 15,00 \frac{KN}{m^3} = 0,74 \frac{KN}{m}$

Peso tramezzi esterni:  $0,74 + 1,58 + 0,16 + 2,38 + 0,74 = 5,60 \frac{KN}{m}$



**Sezioni del tramezzo esterno**

**Fig. 1.4-3**



Tale peso sarà conteggiato solo sui telai di bordo più esterni, caratterizzati da elementi resistenti come travi in elevazione.

Per la copertura, si ipotizzerà una parapetto di 1,2 m, al fine di garantire la sicurezza della manutenzione. Il peso del parapetto sarà conteggiato come una percentuale del peso del tramezzo esterno, in rapporto alla sua altezza:

$$\text{Peso dei tramezzi esterni sulla copertura: } \frac{1,20}{3,30} * 5,60 \frac{KN}{m} = 2,04 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Totale: } 4,34 \frac{KN}{m^2}$$

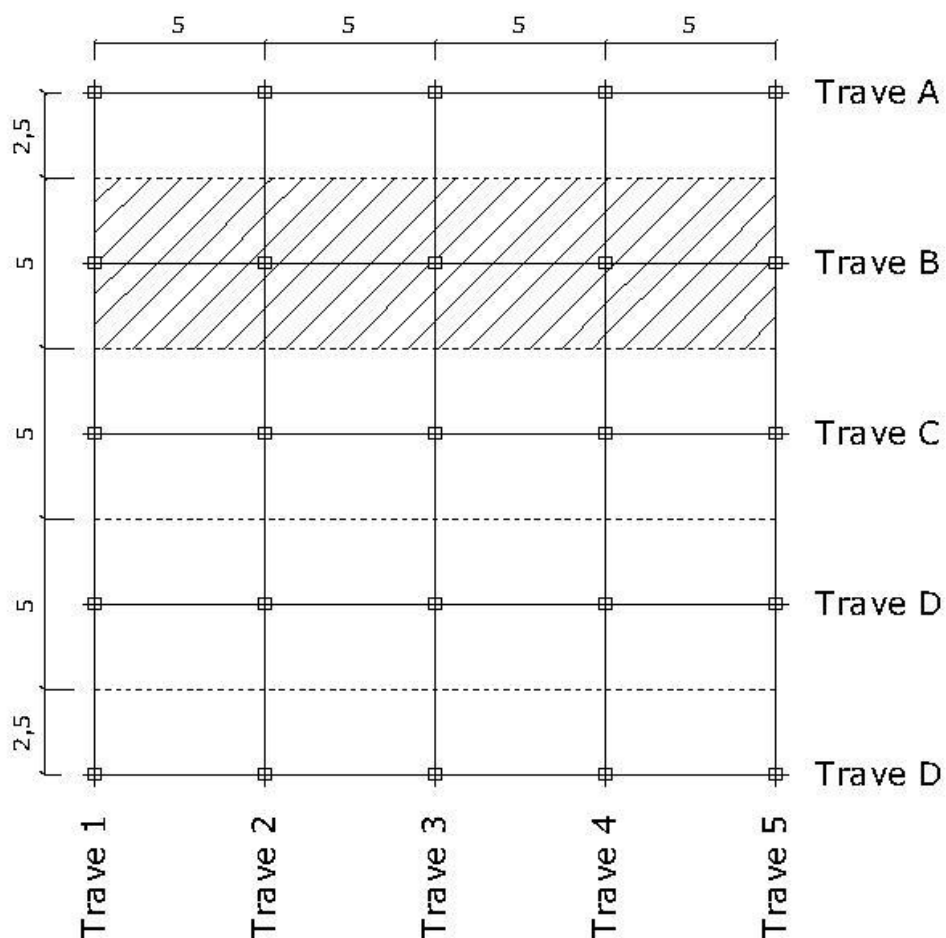
$$\text{Peso dei tramezzi esterni sui telai di bordo A,E: } 5,60 \frac{KN}{m}$$

- **Carichi accidentali Q:**

- Carico di civile abitazione:  $2,00 \frac{KN}{m^2}$

### 1.5. Pre-dimensionamento degli elementi strutturali:

L'analisi dei carichi ha portato alla definizione dei pesi di progetto che dovranno essere scaricati attraverso le travi e i pilastri. Per la loro definizione si compie l'ipotesi semplificativa delle aree di influenza. Ogni trave sarà portante per un area di solaio pari alla somma delle metà degli interassi di ogni campata:



Schema delle aree di influenza

Fig. 1.5-1

Il pre-dimensionamento si compirà per le sole travi A, B, C, D, E, ma le lunghezze di influenza saranno differenti. Essa sarà di 2,5 metri per le travi A ed E, mentre di 5 metri per le travi B, C, D.

### 1.5.1. Dimensionamento delle travi ed analisi statica lineare:

Si vuole trovare la sezione minima di cemento armato che serve alle travi per resistere ai pesi definiti attraverso l'analisi dei carichi. Si differenzieranno le 5 travi chiamando le travi A ed E "travi emergenti", caratterizzate da lunghezza di influenza pari a 2,5 metri e da un'altezza maggiore della sua base. Le travi rimanenti B, C, D, saranno chiamate "travi in spessore", in cui si avrà una base maggiore dell'altezza e una lunghezza di influenza pari a 5 metri.

### Travi di copertura:

- **Travi A, E:**

$$G_1 = 2,50m * 3,81 \frac{KN}{m^2} = 9,53 \frac{KN}{m}$$

$$G_2 = 2,50m * 2,68 \frac{KN}{m^2} + \frac{1,20}{3,30} * 5,60 \frac{KN}{m} = 8,74 \frac{KN}{m}$$

$$Q_{1(neve)} = 2,50m * 1,20 \frac{KN}{m^2} = 3,00 \frac{KN}{m}$$

$$Q_{2(manutenzione)} = 2,50 * 0,50 \frac{KN}{m^2} = 1,25 \frac{KN}{m}$$

Nel conteggio dei pesi propri non strutturali G2, si è implementato il peso dei parapetti sulla copertura, conteggiati con il peso di una tamponatura alta solo 1,20 metri.

- **Travi B, C, D:**

$$G_1 = 5,00m * 3,81 \frac{KN}{m^2} = 19,05 \frac{KN}{m}$$

$$G_2 = 5,00m * 2,68 \frac{KN}{m^2} = 13,40 \frac{KN}{m}$$

$$Q_{1(neve)} = 5,00m * 1,20 \frac{KN}{m^2} = 6,00 \frac{KN}{m}$$

$$Q_{2(manutenzione)} = 5,00m * 0,50 \frac{KN}{m^2} = 2,50 \frac{KN}{m}$$

### Travi di piano:

- **Travi A, E:**

$$G_1 = 2,50m * 3,81 \frac{KN}{m^2} = 9,53 \frac{KN}{m}$$

$$G_2 = 2,50m * 4,34 \frac{KN}{m^2} + 5,60 \frac{KN}{m} = 16,45 \frac{KN}{m}$$

$$Q_{1(uso civile)} = 2,50m * 2,00 \frac{KN}{m^2} = 5,00 \frac{KN}{m}$$

- **Travi B, C, D:**

$$G_1 = 5,00m * 3,81 \frac{KN}{m^2} = 19,05 \frac{KN}{m}$$

$$G_2 = 5,00m * 4,34 \frac{KN}{m^2} = 21,70 \frac{KN}{m}$$

$$Q_{1(uso\ civile)} = 5,00m * 2,00 \frac{KN}{m^2} = 10,00 \frac{KN}{m}$$

Ai pesi strutturali G1 considerati, si dovranno aggiungere i pesi propri delle travi progettate. Si ipotizzeranno le seguenti dimensioni:

- Trave in spessore: (70x25)

$$G_1 = 0,70m * 0,25m * 25 \frac{KN}{m^3} = 4,40 \frac{KN}{m}$$

- Trave emergenti: (30x60)

$$G_1 = 0,60m * 0,30m * 25 \frac{KN}{m^3} = 4,50 \frac{KN}{m}$$

Si riepilogano qui di seguito i carichi definiti in KN/m:

<b>Travi di copertura</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
Carichi propri delle travi G1'	4,40	4,50	4,50	4,50	4,40
Carichi propri strutturali G1	9,53	19,05	19,05	19,05	9,53
Carichi propri non strutturali G2	8,74	13,40	13,40	13,40	8,74
Carichi accidentali tipo neve Qk1	3,00	6,00	6,00	6,00	3,00
Carichi accidentali tipo manutenzione Qk2	1,25	2,50	2,50	2,50	1,25
<b>Travi di piano</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
Carichi propri delle travi G1'	4,40	4,50	4,50	4,50	4,40
Carichi propri strutturali G1	9,53	19,05	19,05	19,05	9,53
Carichi propri non strutturali G2	16,45	21,70	21,70	21,70	16,45
Carichi accidentali tipo civile abitazione Qk3	5,00	10,00	10,00	10,00	5,00

**Tabella dei carichi applicati alle travi**

**Fig. 1.5.1-1**

Il calcolo del carico di progetto per le travi di copertura e di piano, sarà condotto attraverso la combinazione dei carichi SLU.

## Travi di copertura:

### • Travi A ed E:

$$- q_{slu(neve)} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * Q_{K2} * \psi_{02}$$

$$\text{Dove: } \gamma_{G1} = 1,3; \gamma_{G2} = 1,5; \gamma_{Q1} = 1,5; \gamma_{Q2} = 1,5; \psi_{02} = 0$$

$$q_{slu(neve)} = 1,3 * (4,40 + 9,53) + 1,5 * 8,74 + 1,5 * 3,00 + 0 * 1,5 * 1,25 = 35,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$- q_{slu(man.)} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * Q_{K2} * \psi_{02}$$

$$\text{Dove: } \gamma_{G1} = 1,3; \gamma_{G2} = 1,5; \gamma_{Q1} = 1,5; \gamma_{Q2} = 1,5; \psi_{02} = 0,5$$

$$q_{slu(man.)} = 1,3 * (4,40 + 9,53) + 1,5 * 8,74 + 1,5 * 1,25 + 0,5 * 1,5 * 3,00 = 35,34 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Si impiegherà } \mathbf{q_{slu(neve)} = 35,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}$$

### • Travi B, C, D:

$$- q_{slu(neve)} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * Q_{K2} * \psi_{02}$$

$$\text{Dove: } \gamma_{G1} = 1,3; \gamma_{G2} = 1,5; \gamma_{Q1} = 1,5; \gamma_{Q2} = 1,5; \psi_{02} = 0$$

$$q_{slu(neve)} = 1,3 * (4,50 + 19,05) + 1,5 * 13,40 + 1,5 * 6,00 + 0 * 1,5 * 2,50 = 59,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$- q_{slu(man.)} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * Q_{K2} * \psi_{02}$$

$$\text{Dove: } \gamma_{G1} = 1,3; \gamma_{G2} = 1,5; \gamma_{Q1} = 1,5; \gamma_{Q2} = 1,5; \psi_{02} = 0,5$$

$$q_{slu(man.)} = 1,3 * (4,50 + 19,05) + 1,5 * 13,40 + 1,5 * 2,50 + 0,5 * 1,5 * 6,00 = 59,01 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Si impiegherà } \mathbf{q_{slu(neve)} = 59,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}$$

## Travi di piano:

- **Travi A ed E:**

- $q_{slu(\text{uso civile})} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1}$

Dove:  $\gamma_{G1} = 1,3; \gamma_{G2} = 1,5; \gamma_{Q1} = 1,5$

$$q_{slu(\text{uso civile})} = 1,3 * (4,40 + 9,53) + 1,5 * 16,45 + 1,5 * 5,00 = 50,28 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Si impiegherà  $q_{slu(\text{uso civile})} = 50,28 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

- **Travi B, C, D:**

- $q_{slu(\text{uso civile})} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * Q_{K2} * \psi_{02}$

Dove:  $\gamma_{G1} = 1,3; \gamma_{G2} = 1,5; \gamma_{Q1} = 1,5$

$$q_{slu(\text{uso civile})} = 1,3 * (4,50 + 19,05) + 1,5 * 21,70 + 1,5 * 10,00 = 78,17 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Si impiegherà  $q_{slu(\text{uso civile})} = 78,17 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

Si stimano ora le sollecitazioni massime che si potranno verificare nella struttura. Si ipotizza uno schema statico di trave incastro-incastro per il momento agli estremi, ed uno schema intermedio per il momento in mezzeria:

- Travi in elevazione:

$$M_{\text{max appoggi}} = -\frac{q_{slu(\text{max})}}{12} * L^2 = -\frac{50,28}{12} * 5,00^2 = -104,75 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{max mezzeria}} = \frac{q_{slu(\text{max})}}{14} * L^2 = \frac{41,88}{14} * 5,00^2 = 89,79 \text{ KNm}$$

- Travi in spessore:

$$M_{\max \text{ appoggi}} = -\frac{q_{\text{slu(max)}}}{12} * L^2 = -\frac{78,17}{12} * 5,00^2 = -162,85 \text{ KNm}$$

$$M_{\max \text{ mezzeria}} = \frac{q_{\text{slu(max)}}}{14} * L^2 = \frac{78,17}{14} * 5,00^2 = 139,59 \text{ KNm}$$

Si dimensioneranno ora le travi con i valori di momento appena definiti, ipotizzando una rottura bilanciata, e i seguenti valori di percentuali d'armatura:

$$\beta = 0,6 \text{ (per travi in spessore)}$$

$$\beta = 0,3 \text{ (per travi in elevazione)}$$

$$\xi = 0,259$$

Per la trave in elevazione:

$$r^{\wedge} = 1,919$$

$$\rho_m = 0,299$$

$$d^{\wedge} = 1,919$$

$$B = 0,30\text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{\max} * r^{\wedge 2} * 1,2}{f_{cd} * B}} = \sqrt{\frac{87,25 * 1,919^2 * 1,2}{19367 * 0,30}} = \sqrt{\frac{385,56}{5810,1}} = 0,26\text{m}$$

$$H_{\min} = d + d^{\wedge} = 0,26 + 0,03 = 0,29\text{m}$$

$$H = 0,45\text{m}$$

Per la trave in spessore:

$$r^{\wedge} = 1,469$$

$$\rho_m = 0,524$$

$$d^{\wedge} = 0,03\text{m}$$

$$d = 0,22\text{m}$$

$$B_{\min} = \frac{M_{\max} * r^{\wedge 2} * 1,2}{f_{cd} * d^2} = \frac{162,85 * 1,469^2 * 1,2}{19367 * 0,22^2} = \frac{421,71}{937,36} = 0,45\text{m}$$

$$B = 0,60\text{m}$$

Dai calcoli si evince che le dimensioni delle travi ipotizzate sono maggiori delle dimensioni minime imposte. Si correggeranno alcune dimensioni, troppe elevate, ma non si correggeranno i pesi variati per tale modifica. Dall'analisi sono risultate, quindi, le seguenti dimensioni:

- **Travi in spessore (60x25)** contro (70x25) inizialmente ipotizzate
- **Travi in elevazione (30x45)** contro (30x60) inizialmente ipotizzate

### **1.5.2. Dimensionamento dei pilastri:**

Il pilastro più caricato risulta quello centrale, con un area di influenza di 25 mq. Per il dimensionamento dell'impronta del pilastro si impiegherà la formula:

$$A_{\min} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * 0,65}$$

Dalla formula si nota che si ridurrà la  $f_{cd}$  del 35%. La normativa impone che la minima base del pilastro sia data dalla differenza tra la base della trave in spessore e l'altezza della stessa (60 - 25 = 35 cm).

Le sollecitazioni che si considereranno saranno quelle generate dalle combinazioni di carico quasi-permanenti.

$$q_{slu(\text{copertura})} = G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{K1} + \psi_{22} * Q_{K2}$$

Dove:  $\psi_{21} = 0; \psi_{22} = 0$

Si valuta inizialmente il valore del carico agente sulla copertura:

$$q_{slu(\text{copertura})} = 3,81 + 2,68 + 0 * 1,20 + 0 * 0,50 = 6,49 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Si definisce il valore della forza normale di progetto sul pilastro del 6° piano come  $N_{EdP6}$ :

$$N_{EdP6} = q_{slu(\text{copertura})} * 25\text{m}^2 + (\text{peso travi collegate al pilastro})$$

$$N_{EdP6} = 6,49 * 25 + (5,00 + 5,00 - 0,60) * 4,40 = 203,61 \text{ KN}$$



Si cerca il valore della base del pilastro, ipotizzando che un lato sia di 35 cm:

$$A_{\min P_6} = \frac{N_{EdP_6}}{f_{cd} * 0,65} = \frac{203,61}{16462 * 0,65} = 0,019m^2$$

$$B_{P_6} = \frac{A_{\min P_6}}{B} = \frac{0,024}{0,35} = 0,05m$$

$$B_{P_6} = 0,35m$$

$$P_6 = 0,35 * 0,35 * 3,30 * 25 = 10,11 \text{ KN}$$

Si valuta poi il valore del carico agente sul piano tipo:

$$q_{slu(\text{solaio tipo})} = G_1 + G_2 + \psi_{23} * Q_{K3}$$

Dove:  $\psi_{23} = 0,3$

$$q_{slu(\text{solaio tipo})} = 3,81 + 4,34 + 0,3 * 2,00 = 8,75 \text{ KN}$$

Si definisce il valore della forza normale di progetto sul pilastro del 5° piano come  $N_{EdP_5}$ :

$$N_{EdP_5} = q_{slu(\text{solaio tipo})} * 25m^2 + (\text{peso travi collegate al pilastro}) + N_{EdP_6} + P_6$$

$$N_{EdP_5} = 8,75 * 25 + (5,00 + 5,00 - 0,60) * 4,40 + 203,61 + 10,11 = 473,83 \text{ KN}$$

Si cerca il valore della base del pilastro, ipotizzando che un lato sia di 35 cm:

$$A_{\min P_5} = \frac{N_{EdP_5}}{f_{cd} * 0,65} = \frac{473,83}{16462 * 0,65} = 0,044m^2$$

$$B_{P_5} = \frac{A_{\min P_5}}{B} = \frac{0,044}{0,35} = 0,13m$$

$$B_{P_5} = 0,35m$$

$$P_5 = 0,35 * 0,35 * 3,30 * 25 = 10,11 \text{ KN}$$

Si definisce il valore della forza normale di progetto sul pilastro del 4° piano come  $N_{EdP_4}$ :

$$N_{EdP_4} = q_{slu(\text{solaio tipo})} * 25m^2 + (\text{peso travi collegate al pilastro}) + N_{EdP_5} + P_5$$

$$N_{EdP_4} = 8,75 * 25 + (5,00 + 5,00 - 0,60) * 4,40 + 473,83 + 10,11 = 744,05 \text{ KN}$$

Si cerca il valore della base del pilastro, ipotizzando che un lato sia di 35 cm:

$$A_{\min P4} = \frac{N_{EdP4}}{f_{cd} * 0,65} = \frac{744,05}{16462 * 0,65} = 0,070m^2$$

$$B_{P4} = \frac{A_{\min P4}}{B} = \frac{0,070}{0,35} = 0,20m$$

$$B_{P4} = 0,35m$$

$$P_4 = 0,35 * 0,30 * 3,30 * 25 = 10,11 \text{ KN}$$

Si definisce il valore della forza normale di progetto sul pilastro del 3° piano come  $N_{EdP3}$ :

$$N_{EdP3} = q_{slu(\text{solaio tipo})} * 25m^2 + (\text{peso travi collegate al pilastro}) + N_{EdP4} + P_4$$

$$N_{EdP3} = 8,75 * 25 + (5,00 + 5,00 - 0,60) * 4,40 + 744,05 + 10,11 = 1014,27 \text{ KN}$$

Si cerca il valore della base del pilastro, ipotizzando che un lato sia di 35 cm:

$$A_{\min P3} = \frac{N_{EdP3}}{f_{cd} * 0,65} = \frac{1014,27}{16462 * 0,65} = 0,095m^2$$

$$B_{P3\min} = \frac{A_{\min P3}}{B} = \frac{0,095}{0,35} = 0,27m$$

$$B_{P3} = 0,35m$$

$$P_3 = 0,35 * 0,35 * 3,30 * 25 = 10,11 \text{ KN}$$

Si definisce il valore della forza normale di progetto sul pilastro del 2° piano come  $N_{EdP2}$ :

$$N_{EdP2} = q_{slu(\text{solaio tipo})} * 25m^2 + (\text{peso travi collegate al pilastro}) + N_{EdP3} + P_3$$

$$N_{EdP2} = 8,75 * 25 + (5,00 + 5,00 - 0,60) * 4,40 + 1014,27 + 10,11 = 1284,49 \text{ KN}$$

Si cerca il valore della base del pilastro, ipotizzando che un lato sia di 40 cm:

$$A_{\min P2} = \frac{N_{EdP2}}{f_{cd} * 0,65} = \frac{1284,49}{16462 * 0,65} = 0,120m^2$$

$$B_{P2\min} = \frac{A_{\min P2}}{B} = \frac{0,120}{0,40} = 0,30m$$

$$B_{P2} = 0,40\text{m}$$

$$P_2 = 0,40 * 0,40 * 3,30 * 25 = 13,20 \text{ KN}$$

Si definisce il valore della forza normale di progetto sul pilastro del 1° piano come  $N_{EdP1}$ :

$$N_{EdP1} = q_{slu(\text{solai tipo})} * 25\text{m}^2 + (\text{peso travi collegate al pilastro}) + N_{EdP2} + P_2$$

$$N_{EdP1} = 8,75 * 25 + (5,00 + 5,00 - 0,60) * 4,40 + 1284,49 + 13,20 = 1557,80 \text{ KN}$$

Si cerca il valore della base del pilastro, ipotizzando che un lato sia di 45 cm:

$$A_{\min P1} = \frac{N_{EdP1}}{f_{cd} * 0,65} = \frac{1557,80}{16462 * 0,65} = 0,146\text{m}^2$$

$$B_{P1\min} = \frac{A_{\min P1}}{B} = \frac{0,146}{0,45} = 0,32\text{m}$$

$$B_{P1} = 0,45\text{m}$$

Il sovradimensionamento delle sezioni dei pilastri è dovuto al tentativo, in fase progettuale, di limitare la deformabilità della struttura e rientrare nelle verifiche che si compiranno successivamente. Si sceglierà di porre cassetture uguali per tutti i pilastri del piano generico e, dai conti sopra esposti, è risultata questa distribuzione:

- **Piano 6: (35x35)**
- **Piano 5: (35x35)**
- **Piano 4: (35x35)**
- **Piano 3: (35x35)**
- **Piano 2: (40x40)**
- **Piano 1: (45x45)**

#### **1.6. Analisi sismica con spettro di risposta:**

L'analisi sismica di un edificio è pensata per andare a studiare quali sollecitazioni e deformazioni si sviluppino a seguito di terremoti di una certa intensità.

A differenza di altri tipi di sollecitazione, gli eventi sismici, vanno a stimolare particolari proprietà della struttura, come la massa costituente, eccitandola con vibrazioni impresse alla base della struttura. L'entità di tali vibrazioni è dipendente dalla morfologia del

territorio, dalla distanza dall'epicentro del sisma e tipologia di struttura impiegata, oltre che dalla sua geometria.

Il terremoto è un fenomeno dinamico che genera nella struttura accelerazioni orizzontali e verticali, a seguito delle forze gravitazionali date dai carichi. Le forze sismiche che si generano dipendono sia dalla massa della struttura, che dall'accelerazione impressa alla base. In particolare, per medesima accelerazione impressa, vi è un legame lineare tra le forze sismiche sviluppate e la massa della struttura. Nell'ipotesi di solai infinitamente rigidi, si assume che le forze sismiche siano forze concentrate e applicate negli assi dei piani di ogni solaio, al fine di spingere la struttura durante l'evento sismico.

Come primo step dell'analisi sismica si valuteranno per ciascun piano dell'impalcato, i pesi concentrati ad essi attribuiti in termini di massa ed applicati nel loro baricentro. Si procederà, in seguito, allo sviluppo dell'analisi modale a spettro di risposta attraverso calcoli manuali, che prevedono approssimazioni inevitabili, al fine di avere un ordine di grandezza atteso dalle sollecitazioni sviluppate.

Il secondo step sarà la costruzione dello spettro di risposta di progetto, che fornisce l'accelerazione al suolo per il sito oggetto della nuova costruzione.

### **1.6.1. Costruzione dello spettro di progetto:**

Le azioni sismiche di progetto si definiscono in dipendenza della pericolosità sismica del sito oggetto di una costruzione. Gli spettri di progetto si costruiscono a partire dai seguenti parametri:

- definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_g$ );
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale ( $F_0$ );
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale ( $T_c^*$ ).

L'accelerazione associata al moto del suolo, in genere, viene riferita alla superficie della roccia madre o bedrock, geologicamente definita come crosta terrestre. La crosta terrestre rappresenta la roccia di fondazione di terreni di ogni tipo. In caso di terreno alluvionale, la roccia madre sarà, infatti, coperta da uno strato di terreno che dovrà essere considerato nel trasferimento dell'accelerazione ad una nuova struttura su questo eventuale tipo di

terreno. Nasce, quindi, una dipendenza dell'accelerazione delle condizioni geologiche del territorio.

Lo spettro di risposta ottenuto, fornisce le forze sismiche che sarebbe necessario applicare per garantire un comportamento indefinitamente elastico.

Ammettendo l'escursione della struttura in campo plastico, lo spettro di risposta elastico viene ridotto di un coefficiente  $q$ , dando origine allo spettro di risposta di progetto. La riduzione secondo il fattore  $q$ , tiene conto implicitamente della capacità di dissipare energia degli elementi strutturali, per mezzo della plasticizzazione degli elementi strutturali.

Prima della costruzione dello spettro di progetto occorre determinare alcuni dati che serviranno per la sua determinazione:

#### Vita nominale dell'edificio:

Rappresenta il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, debba poter permettere l'uso per cui è stata costruita. Poiché l'edificio oggetto della tesi è una costruzione ordinaria, essa sarà identificata con una vita nominale pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

#### Classi d'uso dell'edificio:

Rappresenta le conseguenze di un'interruzione dell'operatività o del collasso della struttura in relazione all'affollamento umano. In condizioni di normali affollamenti, senza la previsione di funzioni pubbliche e sociali essenziali, si impiega una classe d'uso II. Per tale classe d'uso si impiega un coefficiente di classe d'uso pari a:

$$C_U = 1$$

#### Periodo di riferimento:

Da queste considerazioni è possibile definire il periodo di riferimento di un evento sismico. Può essere calcolato come:

$$V_N = V_N * C_U = 50 \text{ anni} * 1 = 50 \text{ anni}$$

#### Probabilità di superamento e tempo di ritorno:

La normativa suddivide le azioni sismiche di progetto in funzione delle prestazioni richieste dalla struttura soggetta a un sisma, attraverso diversi stati limite come:

- Stato limite di operatività;
- Stato limite di danno;
- Stato limite di salvaguardia delle vite;
- Stato limite di prevenzione del collasso.

Per ogni stato limite viene definita la probabilità di superamento  $P_{VR}$ , e con essa, si potrà definire il tempo di ritorno dell'azione sismica. Questo approccio è di tipo prestazionale, ovvero si deciderà di quali prestazioni necessita la struttura per ottenere uno specifico comportamento. La tabella delle probabilità di superamento di  $V_R$  sarà:

STATI LIMITE		$P_{VR}$ = Probabilità di superamento di $V_r$
STATI LIMITE DI ESERCIZIO	SLO	81%
	SLD	63%
STATI LIMITE ULTIMI	SLV	10%
	SLC	5%

**Tabella delle probabilità di superamento  $P_{vr}$**

**Fig. 1.6.1-1**

Attraverso questi valori, sarà possibile definire il periodo di ritorno associati ai vari stati limite, in dipendenza del periodo di riferimento  $V_R$  nel seguente modo:

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

Ovvero si otterranno:

$$T_{R,SLO} = 30 \text{ anni}$$

$$T_{R,SLD} = 50 \text{ anni}$$

$$T_{R,SLV} = 475 \text{ anni}$$

$$T_{R,SLC} = 975 \text{ anni}$$

### Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche:

Come spiegato in precedenza, risulta necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale rispetto alla categoria di suolo cui fa parte il sito dove sorgerà la struttura.

Per la determinazione della categoria sono state fatte indagini geotecniche su un volume di terreno significativo per indagare la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio a 30 metri di profondità  $V_{s,30}$ .

Il sito di costruzione risulta ubicato in categoria D, ovvero in presenza di depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati, o di terreni a grana fina scarsamente consistenti.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche il sito ricade nella categoria T1, ovvero in presenza di superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $1 \leq 15^\circ$ .

Le condizioni in cui si progetterà la struttura, deriveranno dalle categorie di appartenenza del sito in esame e si tramuteranno in un calcolo di coefficienti di amplificazione S:

$$S = S_S * S_T$$

Dove  $S_S$  rappresenterà il coefficiente stratigrafico, mentre il secondo  $S_T$ , il coefficiente topografico:

$$S_T = 1,0 \quad (\text{Categoria T1})$$

$$S_S = 1,8 \quad (\text{Categoria D e parametri caratteristici di progetto del sito})$$

Si otterrà un coefficiente di amplificazione pari a:

$$S = 1,8 * 1 = 1,8$$

### Parametri caratteristici del sito di riferimento:

Il sito in esame presenta precisi valori dei parametri ( $a_g, F_o, T_C^*$ ) reperiti attraverso il sito web: <http://www.acca.it/Edilus-MS>. Per Milano è risultato:

Latitudine: 45,4645

Longitudine: 9,1892

PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA				
STATO LIMITE	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub> *
Operatività	30	0,019	2,556	0,160
Danno	50	0,024	2,557	0,192
Salvaguardia della vita	475	0,050	2,655	0,280
Operatività	975	0,061	2,689	0,300

**Tabella dei parametri di pericolosità sismica**

**Fig. 1.6.1-2**

Fattore di struttura:

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in dipendenza della loro attitudine a dissipare l'energia. Si pensa, quindi, di voler costruire un edificio di tipo dissipativo, sfruttando la capacità di deformarsi oltre il limite elastico, e la progettazione seguirà gli stati limite ultimi. Si distinguono due livelli di capacità dissipativa, comunemente definiti come classi di duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta A
- Classe di duttilità bassa B

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui si riferisce in fase progettuale, pur evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili ed imprevisti.

Volendo eseguire un'analisi dinamica lineare, sarà necessario valutare l'entità della duttilità della struttura andando a definire un fattore di struttura  $q$ . Tale parametro è essenziale per poter passare dallo spettro di risposta elastico a quello di progetto, semplicemente riducendo il primo. Infatti, maggiore sarà la duttilità, maggiore sarà la capacità di dissipare le azioni sismiche ed, infine, minori saranno le forze con cui si progetterà. Questa metodologia è resa possibile con l'entrata in vigore delle nuove norme del 2008, che prima di allora, permettevano una progettazione limitata al solo campo elastico.

Per gli stati limite ultimi il fattore di struttura può essere calcolato nel modo seguente:

$$q_{SLU} = q_0 * K_R$$



Dove  $K_R$  rappresenta un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione. Nel caso in esame l'edificio risulta regolare in altezza per cui:

$$K_R = 1$$

Infine  $q_0$  rappresenta il valore massimo del fattore struttura, dipendente dal livello di duttilità atteso, dalla tipologia strutturale e da un rapporto di valori relativi all'azione necessaria per una labializzazione della struttura e all'azione di plasticizzazione per flessione.

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

**Tabella dei fattori di struttura**

**Fig. 1.6.1-3**

L'edificio in oggetto, verrà scelto impiegando una bassa duttilità. Tale scelta risulta spiegata per la presenza di travi in spessore che, per loro geometria, impongono sezioni fortemente armate, a scapito della loro duttilità. Inoltre, si ricorda che l'edificio è pensato strutturalmente come un telaio regolare in ambedue le direzioni, oltre che in altezza. Perciò si potrà impiegare un fattore di struttura massimo pari a:

$$q_0 = 3,0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Per quanto riguarda il rapporto a secondo membro dell'equazione, in presenza di una struttura a telaio con più piani e più campate, la normativa permette di usare un valore pari a 1,3. Questo valore viene assunto poiché si ipotizza l'impiego di setti che impediscono la deformata del telaio. Riassumendo si otterrà che il fattore struttura sarà:

$$q = 3,0 * 1,3 * 1 = 3,9$$

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è un diagramma che fornisce il valore massimo dell'accelerazione attribuita ad un oscillatore elementare soggetto ad azione sismica, in dipendenza del periodo  $T$ , per un valore di smorzamento fissato. In generale ci si riferisce ad uno smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_{ve}(T) = a_g * S * \eta * F_v * \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta * F_v} * \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_b;$$

$$S_{ve}(T) = a_g * S * \eta * F_v \quad T_b \leq T \leq T_c;$$

$$S_{ve}(T) = a_g * S * \eta * F_v * \left[ \frac{T}{T_c} \right] \quad T_c \leq T \leq T_d;$$

$$S_{ve}(T) = a_g * S * \eta * F_v * \left[ \frac{T_c * T_d}{T^2} \right] \quad T_d \leq T.$$

$$F_v = 1,35 * F_0 * \left[ \frac{a_g}{g} \right]^{0,5}$$

Dove  $T$  è il periodo di vibrazione,  $S_{ve}$  è l'accelerazione spettrale verticale,  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, e  $\eta$  è un coefficiente di amplificazione nel caso si impiegassero valori di smorzamento diversi dal 5%. Inoltre vengono segnalati precisi periodi di riferimento:

- $T_b$  è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro

$$T_b = \frac{T_c}{3} = 0,22s$$

- $T_c$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

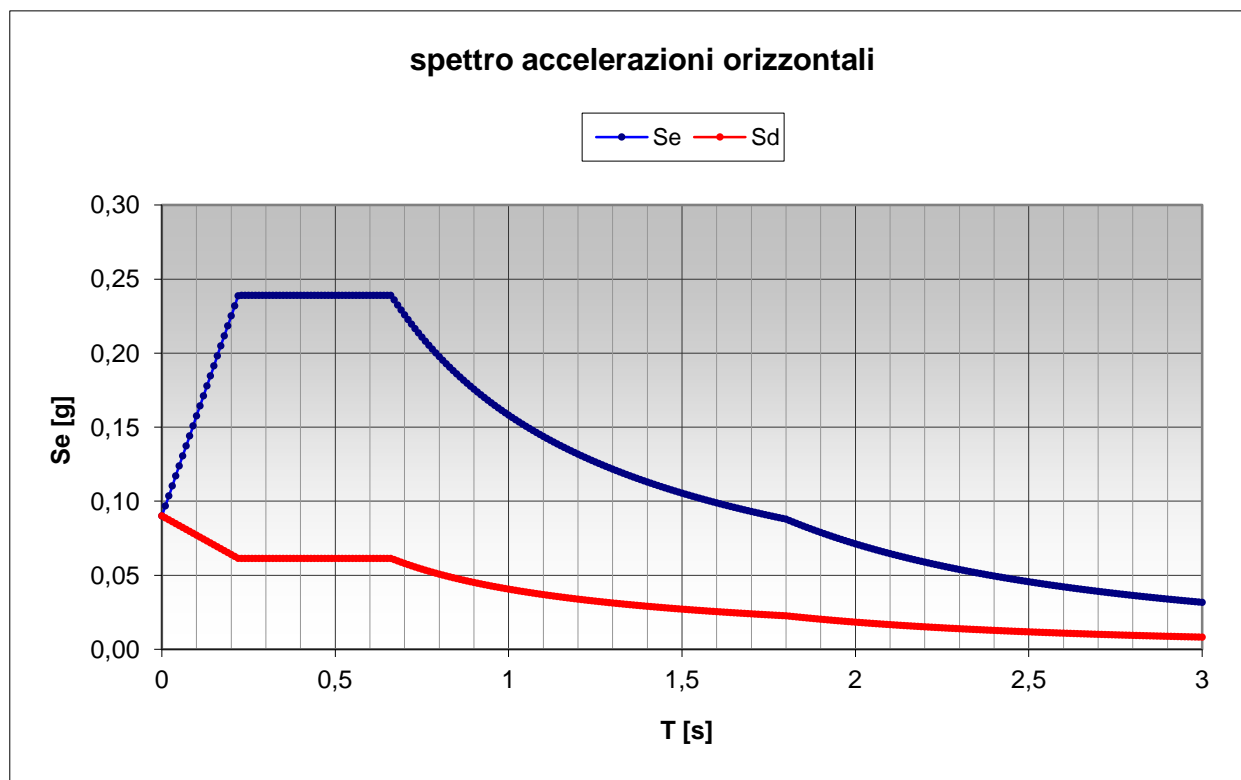
$$C_c = 1,25 * (T_c^*)^{-0,5} = 2,36 \quad (\text{Terreno di categoria D})$$

$$T_c = T_c^* * C_c = 0,66s$$

- $T_d$  è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_d = 4,0 * \frac{a_g}{g} + 1,6 = 1,80s$$

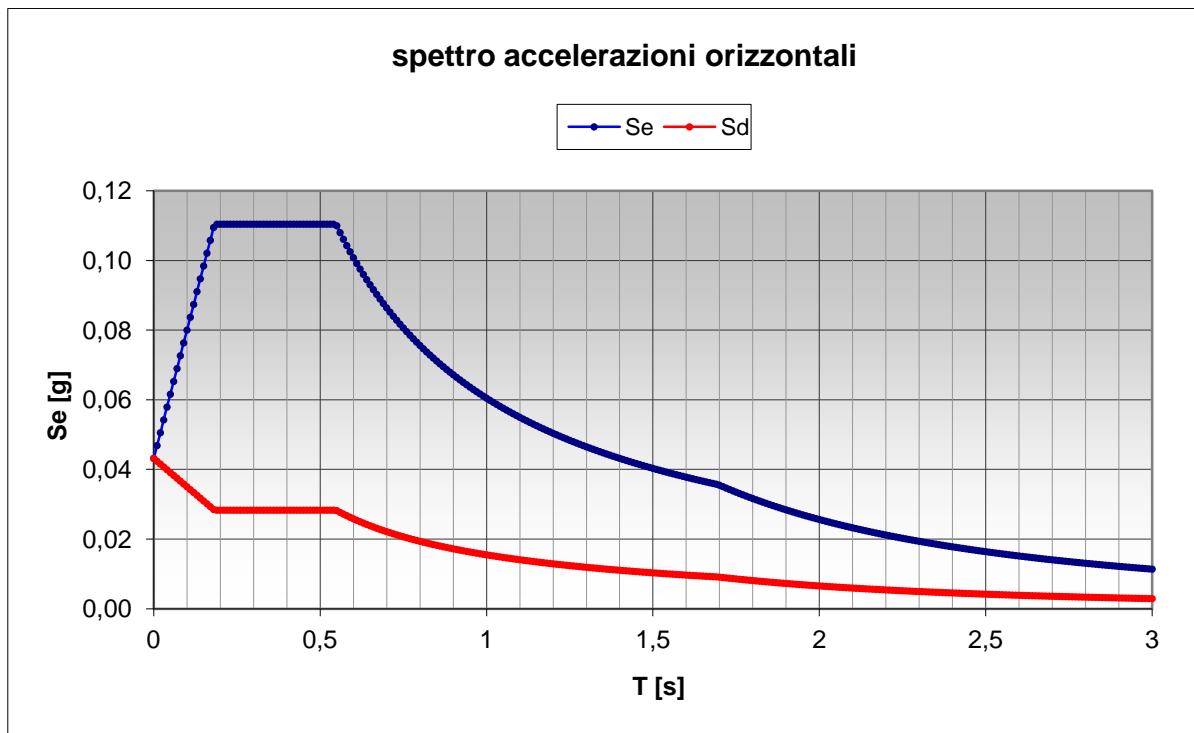
I valori sopra esposti potranno, ora, essere tradotti graficamente e forniranno la forma dello spettro di risposta elastico e dello spettro di risposta di progetto, ridotto del coefficiente q, in caso si stato limite di salvaguardia della vita:



Spettro di risposta SLV: rosso (spettro di progetto), blu (spettro elastico)

Fig. 1.6.1-4

Potrà essere definito anche lo spettro di risposta di progetto allo stato limite di danno:



Spettro di risposta SLD: rosso (spettro di progetto), blu (spettro elastico)

Fig. 1.6.1-5

### 1.6.2. Determinazione delle masse di piano:

Nella determinazione delle masse di piano, si impiegherà la combinazione delle azioni quasi permanenti come descritto dalla normativa per le analisi allo stato SLV, ovvero:

$$q_{slu} = G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{K1} + \psi_{22} * Q_{K2} + \psi_{23} * Q_{K3}$$

Dove:  $\psi_{21} = 0; \psi_{22} = 0; \psi_{23} = 0,3$

I carichi dei solai e l'area di pertinenza su cui essi agiranno, saranno i seguenti:

- Carico del solaio di copertura:  $q_{slu} = 3,81 + 2,68 = 6,49 \frac{KN}{m^2}$
- Carico del solaio tipo:  $q_{slu} = 3,81 + 4,34 + 0,3 * 2,00 = 8,75 \frac{KN}{m^2}$
- Area del generico piano:  $A_{piano} = 20m * 20m = 400 m^2$

Incidenza dei solai:

- Peso del solaio di copertura:  $W_{\text{copertura}} = 6,49 * 400 = 2596 \text{ KN}$
- Peso del solaio tipo:  $W_{\text{piano}} = 8,75 * 400 = 3500 \text{ KN}$

Incidenza delle travi:

- Travi in estensione (30x45):  
 Peso proprio =  $0,30 * 0,45 * 25 = 3,38 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$   
 Sviluppo = 80 m
- Travi in spessore (60x25):  
 Peso proprio =  $0,60 * 0,25 * 25 = 3,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$   
 Sviluppo = 120 m

$$W_{\text{travi}} = (3,38 * 80) + (3,75 * 120) = 720,40 \text{ KN}$$

Incidenza dei pilastri:

- Pilastri per piano 1° (45x45):  
 Peso =  $0,45 * 0,45 * 25 = 5,06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- Pilastri per piano 2° (40x40):  
 Peso =  $0,40 * 0,40 * 25 = 4,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- Pilastri per piano 3°, 4°, 5°, 6° (35x35):  
 Peso =  $0,35 * 0,35 * 25 = 3,06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

$$N^{\circ} \text{pilastri per piano} = 25$$

$$W_{\text{pilastri 1}^{\circ} \text{ piano}} = 25 * 5,06 * (3,30 * 0,5) + 25 * 4,00 * (3,30 * 0,5) = 373,73 \text{ KN}$$

$$W_{\text{pilastri 2}^{\circ} \text{ piano}} = 25 * 4,00 * (3,30 * 0,5) + 25 * 3,06 * (3,30 * 0,5) = 291,23 \text{ KN}$$

$$W_{\text{pilastri 3}^{\circ}, 4^{\circ}, 5^{\circ} \text{ piano}} = 25 * 3,06 * 3,30 = 252,45 \text{ KN}$$

$$W_{\text{pilastri } 6^{\circ} \text{ piano}} = 25 * 3,30 * 3,06 * 0,5 = 126,23 \text{ KN}$$

Incidenza delle tamponature:

$$q_{\text{tamponatura}} = 5,60 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$h_{\text{tamponatura}} = h_{\text{pilastro}} - h_{\text{trave in estensione}} = 3,30 - 0,45 = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{Sviluppo} = 80 \text{ m}$$

$$W_{\text{tamponature copertura}} = 80 * 5,60 * \frac{1,20}{3,30} = 162,91 \text{ KN}$$

$$W_{\text{tamponature piano}} = 80 * 5,60 * \frac{2,85}{3,30} = 386,91 \text{ KN}$$

Riepilogando si ricaveranno i seguenti valori in KN:

	PIANI					
	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Incidenza solaio	3500,00	3500,00	3500,00	3500,00	3500,00	2596,00
Incidenza delle travi	720,40	720,40	720,40	720,40	720,40	720,40
Incidenza dei pilastri	373,73	291,23	252,45	252,45	252,45	126,23
Incidenza delle tamponature	386,91	386,91	386,91	386,91	386,91	162,91
Totale	4981	4899	4860	4860	4860	3606
Totale complessivo	28066					

Tabella dei pesi attribuiti ad ogni piano in KN

Fig. 1.6.2-1

### 1.6.3. Calcolo delle pseudoforze indotte dal sisma:

L'analisi modale è un tipico metodo per la risoluzione di strutture sottoposte ad un sisma, attraverso la scomposizione delle vibrazioni, e quindi, della risposta sismica. Tale scomposizione segue il criterio di scindere i vari gradi di libertà di una struttura governata, inizialmente, da un certo numero di equazioni differenziali. La semplificazione introdotta serve per evitare la risoluzione di queste equazioni differenziali ed andare a risolvere tante equazioni più semplici, quanti sono i gradi di libertà della struttura.

Un segnale sismico, può essere trasformato dal dominio del tempo, al dominio delle frequenze. Dallo spettro delle frequenze si potrà analizzare quel range di frequenze che eccitano la struttura con più intensità a causa di pulsazioni vicine a quella propria delle

struttura. Per ogni pulsazione, sarà attribuita una forma modale, cioè, una struttura eccitata da una deformazione impressa, data dalla forma modale che genererebbe la pulsazione fornita dall'analisi modale. Ogni forma modale è tipica di un modo di vibrare e una struttura ha tanti modi di vibrare quanti sono i gradi di libertà.

L'analisi modale sarà sviluppata sia con calcoli a mano, limitando lo studio dei modi ai soli modi principali di vibrare, che al calcolatore, secondo un'analisi più approfondita.

A seguito della regolarità in pianta ed in altezza, si studierà la struttura in una sola direzione. La schematizzazione sarà condotta considerando un telaio shear-type di 6 piani che porta dinamicamente a risolvere un modello di 6 gradi di libertà.

Gli step seguiti per la trattazione dell'analisi saranno i seguenti:

- Definizione della matrice delle masse [m];
- Definizione della matrice delle rigidezze [k];
- Valutazione delle auto soluzioni: auto valori e auto vettori;
- Definizione dei coefficienti di partecipazione  $\Gamma_i$ ;
- Determinazione delle accelerazioni di piano;
- Determinazione delle forze di piano;
- Determinazione dei tagli di piano;
- Determinazione del momento alla base;
- Determinazione degli spostamenti di piano;
- Determinazione della massa efficace.

#### Definizione della matrice delle masse:

Per la valutazione della matrice delle masse si impiegheranno i pesi di piano trovati precedentemente, divisi per l'accelerazione di gravità g.

Si riassumono in tabella la masse di piano:

	<b>Pesi sismici (KN)</b>	<b>Masse sismiche (t)</b>
<b>1° Piano</b>	4981	507,75
<b>2° Piano</b>	4899	499,39
<b>3° Piano</b>	4860	495,41
<b>4° Piano</b>	4860	495,41
<b>5° Piano</b>	4860	495,41
<b>6° Piano</b>	3606	367,58

**Tabella delle masse sismiche di piano**

**Fig. 1.6.3-1**

La matrice della masse sarà dunque:

$$[M] = \begin{bmatrix} 507,75 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 499,39 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 495,41 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 495,41 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 495,41 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 367,58 \end{bmatrix}$$

Definizione della matrice di rigidezza:

Si definiscono le rigidezze per i piani 3°, 4°, 5° e 6°:

$$J_{35 \times 35} = \frac{B^4}{12} = \frac{0,35^4}{12} = 0,001251 \text{m}^4$$

$$K_{35 \times 35} = \frac{12 * E_c * J_{35 \times 35}}{l^3} = \frac{12 * 32588 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 10^3 * 0,001251 \text{m}^4}{3,30^3 \text{m}^3} = 13608 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{p,3,4,5,6} = 25 * K_{35 \times 35} = 25 * 13613 = 340200 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Si definiscono le rigidezze per il piano 2°:

$$J_{40 \times 40} = \frac{B^4}{12} = \frac{0,40^4}{12} = 0,002133 \text{m}^4$$

$$K_{40 \times 40} = \frac{12 * E_c * J_{40 \times 40}}{l^3} = \frac{12 * 32588 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 10^3 * 0,002133 \text{m}^4}{3,30^3 \text{m}^3} = 23214 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{p,2} = 25 * K_{40 \times 40} = 25 * 23210 = 580350 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Si definiscono le rigidezze per il piano 1°:

$$J_{45 \times 45} = \frac{B^4}{12} = \frac{0,45^4}{12} = 0,003417 \text{m}^4$$

$$K_{45 \times 45} = \frac{12 * E_c * J_{35 \times 35}}{l^3} = \frac{12 * 32588 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 10^3 * 0,003417 \text{m}^4}{3,30^3 \text{m}^3} = 37183 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_{p,1} = 25 * K_{45 \times 45} = 25 * 37183 = 929570 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$



Dalla teoria, La matrice delle rigidezze dovrà essere di questo tipo:

$$[K] = \begin{bmatrix} (K_{p.1} + K_{p.2}) & -K_{p.2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_{p.2} & (K_{p.2} + K_{p.3}) & -K_{p.3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_{p.3} & (K_{p.3} + K_{p.4}) & -K_{p.4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_{p.4} & (K_{p.4} + K_{p.5}) & -K_{p.6} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_{p.5} & (K_{p.5} + K_{p.6}) & -K_{p.6} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{p.6} & K_{p.6} \end{bmatrix}$$

Ovvero:

$$[K] = \begin{bmatrix} 1509920 & -580350 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -580350 & 920550 & -340200 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -340200 & 680400 & -340200 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -340200 & 680400 & -340200 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -340200 & 680400 & -340200 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -340200 & 340200 \end{bmatrix}$$

#### Definizione degli auto valori ed auto vettori:

Si cercano ora i periodi principali e modi propri della struttura. In particolare, il periodo proprio della struttura viene usualmente definito come periodo fondamentale.

Per la determinazione di questi valori si impone la condizione di equilibrio dinamico al modello shear type definito in precedenza, considerando l'assenza di smorzamento:

$$[M] * \ddot{u} + [K] * u = 0$$

Si assume che la forma della soluzione sia del tipo:

$$u(t) = \bar{\phi} * q(t)$$

Si sostituisce tale equazione a quella precedente:

$$-[M]\bar{\phi} * \ddot{q}(t) + [K]\bar{\phi} * q(t) = 0$$

Ma la derivata della funzione q(t) può essere espressa come:

$$\ddot{q}(t) = \bar{\omega}^2 * q(t)$$

Si sostituisce anch'essa, ottenendo :

$$-[M]\bar{\phi} * \bar{\omega}^2 * q(t) + [K]\bar{\phi} * q(t) = 0$$

Si ipotizza, infine, che la funzione  $q(t)$  non sia nulla:

$$-[M]\bar{\phi} * \bar{\omega}^2 + [K]\bar{\phi} = 0$$

L'equazione si riduce ad un normale problema agli auto valori, che ha soluzioni non banali, purché sia verificata la condizione:

$$\det([K] - \bar{\omega}^2 * [M]) = 0$$

Sviluppando il determinante si ricava un'equazione polinomiale di ordine  $n$  nell'incognita  $\bar{\omega}^2$  che fornisce gli  $n$  auto valori cercati. Una volta definiti gli auto valori, sarà possibile risalire agli  $n$  auto vettori, linearmente indipendenti del sistema. Questa procedura appena esposta rappresenta il cuore dell'Analisi Modale.

Per la risoluzione di queste operazioni vettoriali e matriciali, si impiega il programma "Matlab". In particolare, il problema degli auto valori sarà risolto immettendo la matrice  $[m]$  della masse e  $[k]$  delle rigidezze, dentro al comando:

$$[F, E]=\text{eig}[K, M]$$

La matrice  $E$  è una matrice diagonale, ovvero, dove sulla diagonale principale si visualizzeranno gli auto valori  $\lambda$ . La matrice  $F$  è una matrice formata dalle colonne verticali degli auto vettori, che dinamicamente, rappresenteranno gli  $n$  modi di vibrare. La definizione delle matrici  $E$  ed  $F$  terminerà il processo della ricerca delle auto soluzioni. La matrice degli auto valori  $\lambda$ , sarà:

$$[E] = \begin{bmatrix} 62,0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 501,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1161,3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1881,1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2500,5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3756,5 \end{bmatrix}$$

Dagli auto valori risulta possibile risalire alle pulsazioni proprie ed ai periodi delle vibrazioni:

$$\omega_i^2 = \lambda_i$$

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_i}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

Le pulsazioni e periodi del sistema sono risultati i seguenti :

Autovalori [(rad/sec) <sup>2</sup> ]	Pulsazioni [rad/sec]	Periodi [sec]
$\lambda_1 = 62,0$	$\omega_1 = 7,87$	$T_1 = 0,7982$
$\lambda_2 = 501,5$	$\omega_2 = 22,39$	$T_2 = 0,2806$
$\lambda_3 = 1161,3$	$\omega_3 = 34,08$	$T_3 = 0,1844$
$\lambda_4 = 1881,1$	$\omega_4 = 43,37$	$T_4 = 0,1449$
$\lambda_5 = 2500,5$	$\omega_5 = 50,00$	$T_5 = 0,1257$
$\lambda_6 = 3756,5$	$\omega_6 = 61,29$	$T_6 = 0,1025$

**Tabella delle pulsazioni e dei periodi**

**Fig. 1.6.3-2**

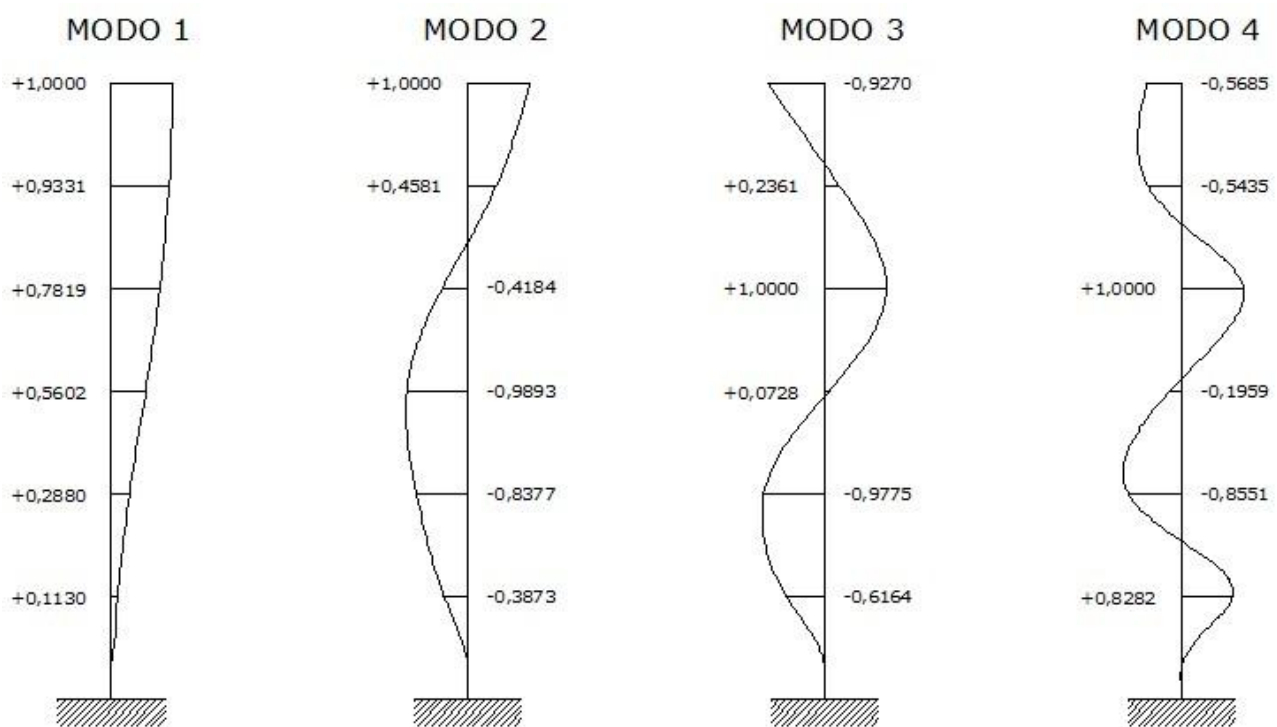
La matrice degli autovettori  $\phi$ , F sarà:

$$[F] = \begin{bmatrix} +0,0031 & -0,0101 & +0,0159 & -0,0150 & -0,0089 & -0,0361 \\ +0,0080 & -0,0219 & +0,0251 & -0,0143 & -0,0037 & +0,0247 \\ +0,0155 & -0,0258 & -0,0019 & +0,0263 & +0,0188 & -0,0078 \\ +0,0216 & -0,0109 & -0,0257 & -0,0052 & -0,0271 & +0,0025 \\ +0,0258 & +0,0119 & -0,0061 & -0,0225 & +0,0258 & -0,0008 \\ +0,0277 & +0,0261 & +0,0238 & +0,0218 & -0,0151 & +0,0003 \end{bmatrix}$$

La matrice degli auto vettori normalizzata, sarà:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} +0,1130 & -0,3873 & -0,6164 & -0,5685 & +0,3288 & +1,0000 \\ +0,2880 & -0,8377 & -0,9775 & -0,5435 & +0,1361 & -0,6848 \\ +0,5602 & -0,9893 & +0,0728 & +1,0000 & -0,6922 & +0,2172 \\ +0,7819 & -0,4184 & +1,0000 & -0,1959 & +1,0000 & -0,0689 \\ +0,9331 & +0,4581 & +0,2361 & -0,8551 & -0,9491 & +0,0219 \\ +1,0000 & +1,0000 & -0,9270 & +0,8282 & +0,5577 & -0,0079 \end{bmatrix}$$

Per avere una rappresentazione delle deformate modali, si userà la matrice normalizzata degli auto vettori, ove ogni colonna, rappresenterà la deformata di un preciso modo di vibrare:



**Deformate modali dei primi 4 modi di vibrare**

**Fig. 1.6.3-3**

Dalle deformate si può notare che il primo modo di vibrare ha uno sviluppo quasi lineare, mentre all'aumentare dei modi di vibrare, aumenta la complessità dello sviluppo, tanto da manifestare più intrecci con l'indeformata.

#### Determinazione dei coefficienti di partecipazione:

Il coefficiente di partecipazione rappresenta quanta parte di un'accelerazione, spostamento o altre grandezze, si metterà in gioco per un preciso modo di vibrare.

Rappresenterà un valore indicativo dell'importanza di alcuni modi rispetto ad altri. Esso è definito come:

$$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T * [M] * \bar{1}}{\phi_i^T * [M] * \phi_i} = \frac{\phi_i^T * [M] * \bar{1}}{[M_i^*]}$$

$$[M_i^*] = \begin{bmatrix} 1305 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1470 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1512 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1440 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1356 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 768 \end{bmatrix}$$

Dove  $\phi_i$  è il vettore modale del modo i-esimo e  $[M_i^*]$  è la matrice delle masse modali.

Quest'ultima matrice manifesta valori solo sulla diagonale principale a seguito del principio dell'ortogonalità dei modi di vibrare. Tale condizione, rappresenta la buona riuscita delle operazioni condotte fino a questo punto.

I coefficienti di partecipazione sono risultati i seguenti:

Coefficienti di partecipazione
$\Gamma_1 = 1,2994$
$\Gamma_2 = -0,4884$
$\Gamma_3 = -0,3264$
$\Gamma_4 = -0,1950$
$\Gamma_5 = 0,0900$
$\Gamma_6 = 0,3223$

**Tabella dei coefficienti di partecipazione**

**Fig. 1.6.3-4**

Dalla tabella si nota come i coefficienti di partecipazione modale decrescano al crescere delle pulsazioni. Questo è dovuto al fatto che gli auto vettori, generano deformate modali, corrispondenti a precise pulsazioni. Le deformate, per pulsazioni alte, manifestano un numero di intersezioni con l'indeformata elevato, generando, una partecipazione minore al moto dell'intera struttura.

### Determinazione della accelerazioni di piano:

Si implementa, ora, lo spettro di risposta di progetto trovato precedentemente al fine di ricavare accelerazioni attribuibili ad ogni piano e ad ogni modo di vibrare. L'accelerazione corrispondente al j-esimo grado di libertà per effetto dell'i-esimo modo di vibrare vengono definite attraverso la seguente relazione:

$$a_{ij} = \phi_{ij} * \Gamma_i * S_{a,i}$$

Dove:

- $\Gamma_i$  sono i coefficienti di partecipazione modale;
- $\phi_{ij}$  sono i j-esimi componenti dell'autovettore relativo all'i-esimo modo di vibrare;
- $S_{a,i}$  rappresenta l'accelerazione spettrale corrispondente al j-esimo grado di libertà.

Per ricavare le accelerazioni spettrali, si dovranno confrontare i periodi delle pulsazioni definite attraverso l'analisi modale con i periodi di riferimento dello spettro di risposta di progetto. Si riepilogano questi ultimi:

$$T_b = 0,22s$$

$$T_c = 0,66s$$

$$T_d = 1,80s$$

Le accelerazioni spettrali corrispondenti per ogni piano o grado di libertà, saranno:

$$T_c < T_1 = 0,80s < T_d \quad S_{d,1} = 0,0507g$$

$$T_b < T_2 = 0,28s < T_c \quad S_{d,2} = 0,0613g$$

$$T_3 = 0,18s < T_b \quad S_{d,4} = 0,0665g$$

$$T_4 = 0,14s < T_b \quad S_{d,4} = 0,0718g$$

$$T_5 = 0,13s < T_b \quad S_{d,5} = 0,0731g$$

$$T_6 = 0,10s < T_b \quad S_{d,6} = 0,0770g$$

Attraverso la formula iniziale è possibile definire le accelerazioni per ogni piano:

	Accelerazioni di piano					
	1° Modo	2° Modo	3° Modo	4° Modo	5° Modo	6° Modo
Piano 1°	0,0074g	0,0116g	0,0134g	0,0080g	0,0022g	0,0248g
Piano 2°	0,0190g	0,0251g	0,0212g	0,0076g	0,0009g	-0,0170g
Piano 3°	0,0369g	0,0296g	-0,0016g	-0,0140g	-0,0046g	0,0054g
Piano 4°	0,0515g	0,0125g	-0,0217g	0,0027g	0,0066g	-0,0017g
Piano 5°	0,0615g	-0,0137g	-0,0051g	0,0120g	-0,0062g	0,0005g
Piano 6°	0,0659g	-0,0299g	0,0201g	-0,0116g	0,0037g	-0,0002g

**Tabella delle accelerazioni di piano**

**Fig. 1.6.3-5**

Per ogni piano, figurano tante accelerazioni massime, quanti sono i modi di vibrare considerati. Esse, però, non si verificheranno nel medesimo momento a seguito dei periodi differenti di ogni modo di vibrare. La normativa prevede l'impiego della quadratura CQC (Central Quadratic Combination). Essa elabora tutte le qualità in gioco secondo la relazione:

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

Dove  $E_j$  è il valore dell'effetto relativo al modo  $j$ , mentre  $\rho_{ij}$  è un coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , che evidenzia quanto i massimi dei modi di vibrare siano vicini tra loro, e si calcola come:

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

Dove  $\beta_{ij}$  rappresenta il rapporto tra il periodo  $j$  e il periodo  $i$ , mentre lo smorzamento è fissato al 5%.

Per velocità di esecuzione e comparazione dei risultati, si preferisce condurre la combinazione quadratica, anziché la CQC. I risultati di tale combinazione sono stati i seguenti:

	Accelerazioni di piano	
	Combinazione quadratica	Semplice somma
Piano 1°	0,0324g	0,0674g
Piano 2°	0,0423g	0,0568g
Piano 3°	0,0499g	0,0517g
Piano 4°	0,0578g	0,0499g
Piano 5°	0,0646g	-0,0049g
Piano 6°	0,0761g	-0,0048g

**Tabella delle combinazioni quadratiche delle accelerazioni di piano**

**Fig. 1.6.3-6**

L'impiego della semplice somma delle accelerazioni massime di tutti i modi di vibrare porta indiscutibilmente a degli errori di sovrastima delle sollecitazioni, soprattutto nei primi modi di vibrare, ove si presenta sempre la maggior parte di massa messa in movimento. Il calcolo attraverso la quadratura CQC oppure la semplice quadratura permette una più corretta stima, rispetto alla semplice somma.

Determinazione delle forze di piano:

Le forze di piano, potranno essere individuate, una volta note le accelerazioni agenti su ogni piano e le masse sismiche messe in moto. Per ottenere la forza agente sul j-esimo piano, basterà applicare l'equazione seguente:

$$F_{ij} = a_{ij} * M_{ii} = \phi_{ij} * \Gamma_j * S_{a,i} * M_{ii}$$

Il risultato di tale equazione sarà il seguente:

	Forze di piano					
	1° Modo	2° Modo	3° Modo	4° Modo	5° Modo	6° Modo
Piano 1°	37,0961	57,7555	66,6501	39,6557	10,7796	123,5959
Piano 2°	92,9475	122,8653	103,9507	37,2836	4,3898	-83,2437
Piano 3°	179,3716	143,9466	-7,6822	-68,0569	-22,1430	26,1909
Piano 4°	250,3518	60,8756	-105,4957	13,3334	31,9883	-8,3090
Piano 5°	298,7428	-66,6560	-24,9106	58,1984	-30,3593	2,6434
Piano 6°	237,5630	-107,9608	72,5644	-41,8206	13,2369	-0,6412

**Tabella delle forze di piano in KN**

**Fig. 1.6.3-7**



Si tratteranno le quantità trovate, con il metodo di combinazione quadratica, ricavando:

	<b>Forze di piano</b>
	<b>Combinazione quadratica</b>
Piano 1°	162,6131
Piano 2°	207,0742
Piano 3°	242,4084
Piano 4°	280,6800
Piano 5°	314,0486
Piano 6°	274,3754

**Tabella della combinazione quadratica delle forze di piano in KN**

**Fig. 1.6.3-8**

Determinazione del taglio di piano:

Il taglio agente ad ogni piano si potrà cercare sommando i tagli agenti sui piani precedenti, partendo dal piano più alto a quello più basso. Tale processo ha portato alla definizione dei seguenti valori:

	<b>Tagli di piano</b>					
	<b>1° Modo</b>	<b>2° Modo</b>	<b>3° Modo</b>	<b>4° Modo</b>	<b>5° Modo</b>	<b>6° Modo</b>
Piano 1°	1096,1	210,8	105,1	38,6	7,9	60,2
Piano 2°	1059,0	153,1	38,4	-1,1	-2,9	-63,4
Piano 3°	966,0	30,2	-65,5	-38,3	-7,3	19,9
Piano 4°	786,7	-113,7	-57,8	29,7	14,9	-6,3
Piano 5°	536,3	-174,6	47,7	16,4	-17,1	2,0
Piano 6°	327,6	-108,0	72,6	-41,8	13,2	-0,6

**Tabella dei tagli di piano in KN**

**Fig. 1.6.3-9**

Si tratteranno le quantità trovate, con il metodo di combinazione quadratica, ricavando:

	Tagli di piano
	Combinazione quadratica
Piano 1°	1123,4
Piano 2°	1072,5
Piano 3°	969,7
Piano 4°	797,7
Piano 5°	566,5
Piano 6°	274,4

**Tabella della combinazione quadratica dei tagli di piano in KN**

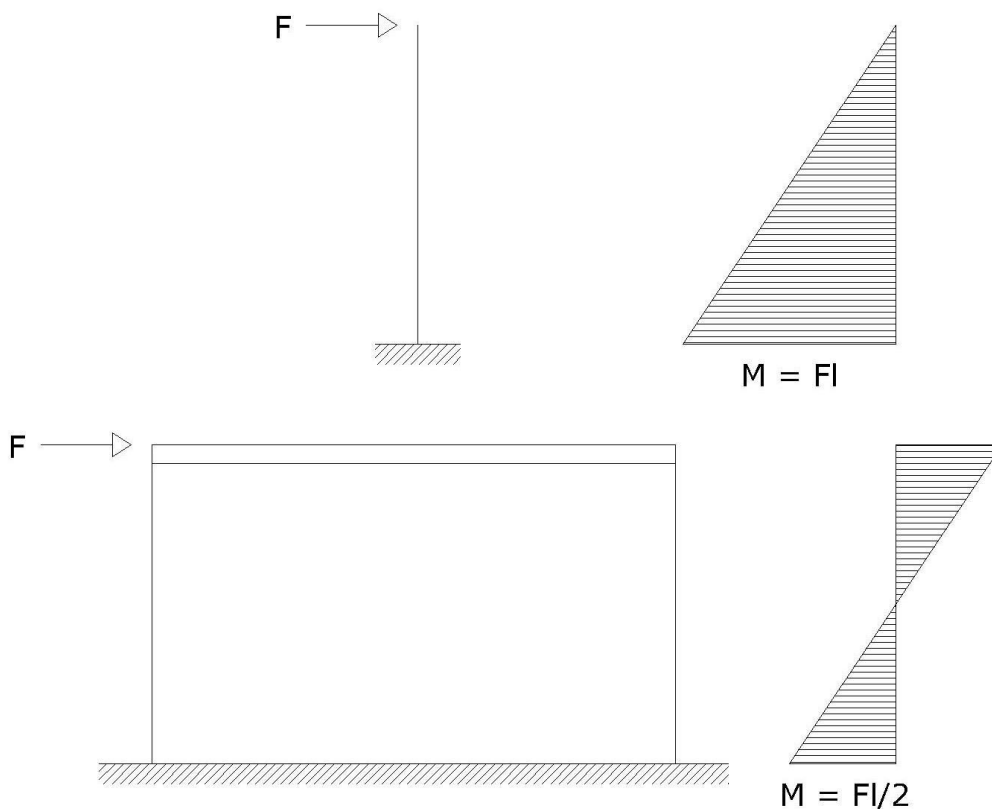
**Fig. 1.6.3-10**

Ai fini progettuali, servirà, definire quale sarà il massimo taglio agente sul pilastro di base dell'edificio. A tal proposito, si prenderà la forza di taglio agente sul piano 1° e la si dividerà per il numero di pilastri della struttura al piano 1°:

$$T_{\text{pilastro alla base}} = \frac{1123,4 \text{ KN}}{25} = 22,94 \text{ KN}$$

Determinazione del momento di piano:

Definiti i tagli di piano sarà ora possibile trovare il momento alla base di ogni pilastro. Per fare questo, bisogna ipotizzare il comportamento deformativo del solaio. In genere, le ipotesi che posso essere scelte sono due: la prima ipotesi considera la deformazione del pilastro soggetto ad una forza in sommità, come una mensola; la seconda ipotesi considera, invece, che il pilastro si deformi come il pilastro di un telaio a shear-tipe:



**Schema strutturale di un pilastro a mensola e di un telaio shear-type**

**Fig. 1.6.3-11**

Le distribuzioni dei momenti tra le due ipotesi permesse è decisamente diversa, perciò dovrà essere scelta l'ipotesi più opportuna per svolgere questa analisi. Si è pensata la struttura come un telaio shear-type perché, precedentemente, è stato considerato uno spessore della soletta del solaio pari a 4 cm. Questo spessore, permette di considerare il telaio infinitamente rigido nei confronti delle azioni orizzontali, manifestando un comportamento molto diverso rispetto a un solaio deformabile.

Secondo lo schema di telaio a shear-type, sono stati calcolati i momenti alla base di ogni piano:

	1° Modo	2° Modo	3° Modo	4° Modo	5° Modo	6° Modo
Piano 1°	1808,5	347,9	173,4	63,7	13,0	99,4
Piano 2°	1747,3	252,6	63,4	-1,8	-4,8	104,5
Piano 3°	1593,9	49,8	-108,1	-63,3	-12,0	32,8
Piano 4°	1298,0	-187,7	-95,4	49,0	24,5	-10,4
Piano 5°	884,9	-288,1	78,6	27,0	-28,3	3,3
Piano 6°	392,0	-178,1	119,7	-69,0	21,8	-1,1

**Tabella dei momenti di piano in KNm**

**Fig. 1.6.3-12**

Si tratteranno le quantità trovate, con il metodo di combinazione quadratica, ricavando:

<b>Momenti di piano</b>	
<b>Combinazione quadratica</b>	
Piano 1°	1853,6
Piano 2°	1769,7
Piano 3°	1600,0
Piano 4°	1316,1
Piano 5°	934,8
Piano 6°	252,7

**Tabella della combinazione quadratica dei momenti di piano in KN**

**Fig. 1.6.3-13**

Il momento alla base del primo piano, potrà essere così trovato dividendo il momento del primo piano per il numero di pilastri del piano stesso:

$$M_{\text{pilastro alla base}} = \frac{1853,6 \text{ KNm}}{25} = 74,14 \text{ KNm}$$

Determinazione degli spostamenti di piano:

Gli spostamenti di piano per ogni modo di vibrare è possibile ottenerli dalle equazioni differenziali disaccoppiate di ciascun modo, scrivendo il taglio sismico per il generico oscillatore semplice, ovvero:

$$K_{ij} * q_{i,\max} = a_{ij} = M_{ii} * \Gamma_j * S_{a,i}$$

$$q_{i,\max} = \frac{\Gamma_j * S_{a,i}}{\omega_1^2}$$

Risolvendo tale equazione, è possibile definire gli spostamenti modali massimi di 6 oscillatori semplici, che sono stati impiegati per scomporre la struttura, ovvero:

	Spostamenti di piano					
	1° Modo	2° Modo	3° Modo	4° Modo	5° Modo	6° Modo
Piano 1°	0,0012	347,9	173,4	63,7	13,0	99,4
Piano 2°	0,0030	252,6	63,4	-1,8	-4,8	104,5
Piano 3°	0,0058	49,8	-108,1	-63,3	-12,0	32,8
Piano 4°	0,0082	-187,7	-95,4	49,0	24,5	-10,4
Piano 5°	0,0097	-288,1	78,6	27,0	-28,3	3,3
Piano 6°	0,0104	-178,1	119,7	-69,0	21,8	-1,1

**Tabella degli spostamenti di piano in m**

**Fig. 1.6.3-14**

Si tratteranno le quantità trovate, con il metodo di combinazione quadratica, ricavando:

	Spostamenti di piano
	Combinazione quadratica
Piano 1°	0,0012
Piano 2°	0,0030
Piano 3°	0,0059
Piano 4°	0,0082
Piano 5°	0,0097
Piano 6°	0,0104

**Tabella della combinazione quadratica degli spostamenti di piano in m**

**Fig. 1.6.3-15**

Per ottenere lo spostamento reale compiuto da ogni piano, si deve eseguire un passaggio di coordinate come il seguente:

$$u_{ij,max} = \phi_{ij} * \frac{\Gamma_j}{\omega_j^2} * S_{a,j} = \frac{F_{ij,max}}{k_{ij}}$$

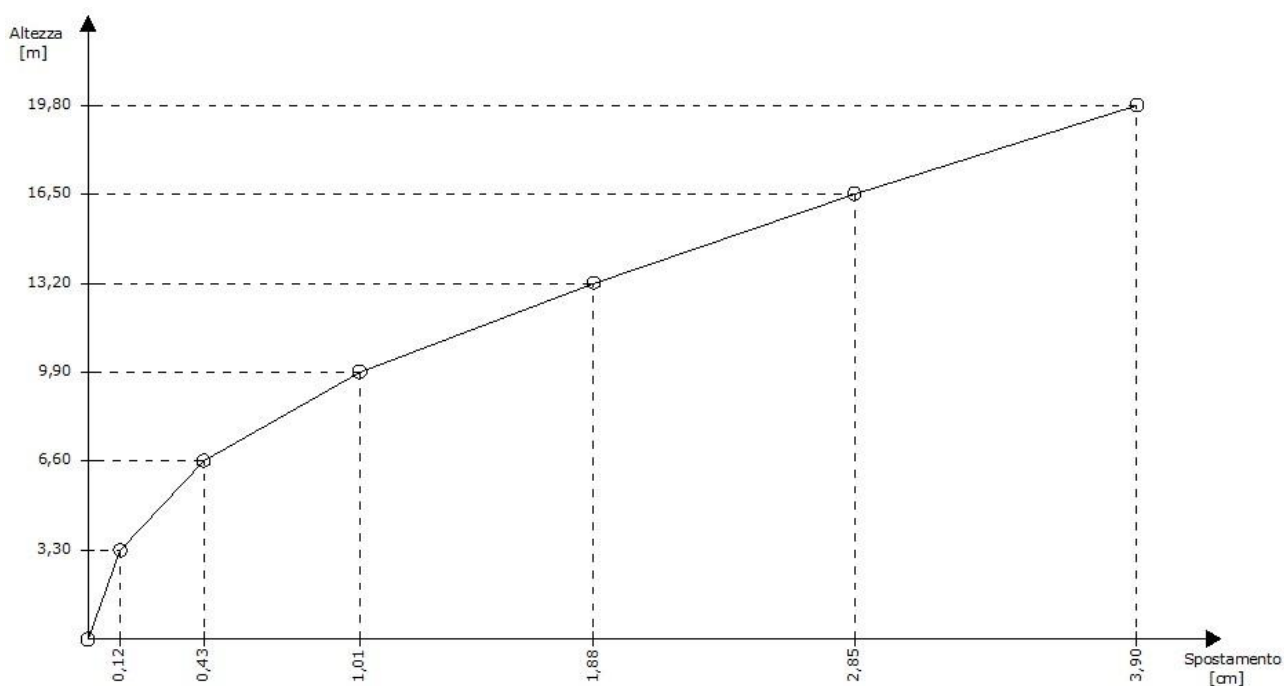
Il procedimento ha fornito i risultati seguenti:

	Spostamenti di piano
	Combinazione quadratica
Piano 1°	0,0012
Piano 2°	0,0043
Piano 3°	0,0101
Piano 4°	0,0188
Piano 5°	0,0285
Piano 6°	0,0390

**Tabella della combinazione quadratica degli spostamenti di piano reali in m**

**Fig. 1.6.3-16**

Gli spostamenti definiti in tabella rappresentano gli spostamenti relativi del generico piano sottoposta ad un sisma in direzione X o Y, in quanto la struttura risulta completamente simmetrica. Tali spostamenti potranno essere elaborati, ottenendo il seguente grafico:



**Grafico degli spostamenti reali dell'analisi modale**

**Fig. 1.6.3-17**

Determinazione della massa percentuale e della massa efficace:

la massa efficace della struttura nel modo i-esimo di vibrare, nel caso di strutture a telaio, può essere vista come la parte di massa totale che risponde al terremoto. Essa può essere calcolata nel modo seguente:

$$M_{\text{eff},i} = \frac{(\phi_i^T * [M] * \bar{1})^2}{[M_i^*]}$$

La somma delle masse partecipanti di tutti i modi di vibrare è pari alla massa totale dell'edificio. I contributi di ogni piano sono stati i seguenti:

	Massa efficace (t)
Piano 1°	2203,8
Piano 2°	350,6
Piano 3°	161,1
Piano 4°	54,8
Piano 5°	11,0
Piano 6°	79,7

**Tabella delle masse efficaci**

**Fig. 1.6.3-18**

La massa efficace può essere espressa anche in forma percentuale per capire il tenore di massa messa in movimento per singolo modo di vibrare, attraverso tale equazione:

$$M_{\%,i} = \frac{M_{\text{eff},i}}{M_{\text{tot}}}$$

Le percentuali di massa efficace messe in movimento sono state le seguenti:

$$M_{\%,1} = 77,03\%$$

$$M_{\%,2} = 12,25\%$$

$$M_{\%,3} = 5,63\%$$

$$M_{\%,4} = 1,92\%$$

$$M_{\%,5} = 0,38\%$$

$$M_{\%,6} = 2,79\%$$

I modi con massa partecipante molto piccola (inferiore al 5% della massa totale), danno contributi del tutto trascurabili. Per questo motivo, la normativa impone di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore allo 5%, e comunque, considerare un numero di modi di vibrare che metta in moto, in totale, l'85% della massa partecipante.

#### 1.6.4. Verifica dei risultati tramite calcolatore:

Per verificare i risultati dell'analisi modale a spettro di risposta, condotta mediante l'ausilio del programma Matlab, si costruisce un modello strutturale che segue le ipotesi condotte precedentemente. La geometria e i carichi saranno i medesimi di quelli già visti.

Nel modello strutturale si trascurerà la deformabilità tagliante dei pilastri e si permetterà a tutti i modi fuori dal piano di base, di traslare rigidamente sui loro piani XY.

Su questo modello, si compierà l'analisi modale.

Il primo controllo dei risultati ha interessato i periodi della struttura:

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
Analisi modale	Mode	1	0,797873	1,2533	7,8749	62,014
Analisi modale	Mode	2	0,280962	3,5592	22,363	500,11
Analisi modale	Mode	3	0,185145	5,4012	33,937	1151,7
Analisi modale	Mode	4	0,145884	6,8548	43,07	1855
Analisi modale	Mode	5	0,126868	7,8822	49,525	2452,8
Analisi modale	Mode	6	0,10397	9,6181	60,433	3652,1

Tabella delle masse efficaci

Fig. 1.6.4-1

Modo	Matlab	SAP2000
1	0,7982 sec	0,7979 sec
2	0,2806 sec	0,2810 sec
3	0,1844 sec	0,1851 sec
4	0,1444 sec	0,1459 sec
5	0,1257 sec	0,1269 sec
6	0,1025 sec	0,1040 sec

Tabella di raffronto dei periodi

Fig. 1.6.4-2

Il secondo controllo dei risultati ha interessato le masse sismiche della struttura:



TABLE: Assembled Joint Masses P1						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
2	11,29	11,29	11,29	0	0	0
9	17,82	17,82	17,82	0	0	0
16	17,82	17,82	17,82	0	0	0
23	17,82	17,82	17,82	0	0	0
30	11,29	11,29	11,29	0	0	0
37	17,82	17,82	17,82	0	0	0
44	27,66	27,66	27,66	0	0	0
51	27,66	27,66	27,66	0	0	0
58	27,66	27,66	27,66	0	0	0
65	17,82	17,82	17,82	0	0	0
72	17,82	17,82	17,82	0	0	0
79	27,66	27,66	27,66	0	0	0
86	27,66	27,66	27,66	0	0	0
93	27,66	27,66	27,66	0	0	0
100	17,82	17,82	17,82	0	0	0
107	17,82	17,82	17,82	0	0	0
114	27,66	27,66	27,66	0	0	0
121	27,66	27,66	27,66	0	0	0
128	27,66	27,66	27,66	0	0	0
135	17,82	17,82	17,82	0	0	0
142	11,29	11,29	11,29	0	0	0
149	17,82	17,82	17,82	0	0	0
156	17,82	17,82	17,82	0	0	0
163	17,82	17,82	17,82	0	0	0
170	11,29	11,29	11,29	0	0	0

**Tabella delle masse sismiche per primo piano**

**Fig. 1.6.4-3**

Complessivamente la massa del primo piano in direzione X risulta pari a:

$$11,29 * 4 = 45,16 \text{ t}$$

$$17,82 * 12 = 213,84 \text{ t}$$

$$27,66 * 9 = 248,94 \text{ t}$$

Totale: 507,94 t → Totale definito a mano: 507,75 t

TABLE: Assembled Joint Masses P2						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
3	10,95	10,95	10,95	0	0	0
10	17,49	17,49	17,49	0	0	0
17	17,49	17,49	17,49	0	0	0
24	17,49	17,49	17,49	0	0	0
31	10,95	10,95	10,95	0	0	0
38	17,49	17,49	17,49	0	0	0
45	27,32	27,32	27,32	0	0	0
52	27,32	27,32	27,32	0	0	0
59	27,32	27,32	27,32	0	0	0
66	17,49	17,49	17,49	0	0	0
73	17,49	17,49	17,49	0	0	0
80	27,32	27,32	27,32	0	0	0
87	27,32	27,32	27,32	0	0	0
94	27,32	27,32	27,32	0	0	0
101	17,49	17,49	17,49	0	0	0
108	17,49	17,49	17,49	0	0	0
115	27,32	27,32	27,32	0	0	0
122	27,32	27,32	27,32	0	0	0
129	27,32	27,32	27,32	0	0	0
136	17,49	17,49	17,49	0	0	0
143	10,95	10,95	10,95	0	0	0
150	17,49	17,49	17,49	0	0	0
157	17,49	17,49	17,49	0	0	0
164	17,49	17,49	17,49	0	0	0
171	10,95	10,95	10,95	0	0	0

**Tabella delle masse sismiche per secondo piano**

**Fig. 1.6.4-4**

Complessivamente la massa del secondo piano in direzione X risulta pari a:

$$10,95 * 4 = 43,08t$$

$$17,49 * 12 = 209,88 t$$

$$27,32 * 9 = 245,88 t$$

Totale: 498,84 t → Totale definito a mano: 499,39 t

TABLE: Assembled Joint Masses P3						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
4	10,8	10,8	10,8	0	0	0
11	17,33	17,33	17,33	0	0	0
18	17,33	17,33	17,33	0	0	0
25	17,33	17,33	17,33	0	0	0
32	10,8	10,8	10,8	0	0	0
39	17,33	17,33	17,33	0	0	0
46	27,16	27,16	27,16	0	0	0
53	27,16	27,16	27,16	0	0	0
60	27,16	27,16	27,16	0	0	0
67	17,33	17,33	17,33	0	0	0
74	17,33	17,33	17,33	0	0	0
81	27,16	27,16	27,16	0	0	0
88	27,16	27,16	27,16	0	0	0
95	27,16	27,16	27,16	0	0	0
102	17,33	17,33	17,33	0	0	0
109	17,33	17,33	17,33	0	0	0
116	27,16	27,16	27,16	0	0	0
123	27,16	27,16	27,16	0	0	0
130	27,16	27,16	27,16	0	0	0
137	17,33	17,33	17,33	0	0	0
144	10,8	10,8	10,8	0	0	0
151	17,33	17,33	17,33	0	0	0
158	17,33	17,33	17,33	0	0	0
165	17,33	17,33	17,33	0	0	0
172	10,8	10,8	10,8	0	0	0

**Tabella delle masse sismiche per terzo piano**

**Fig. 1.6.4-5**

Complessivamente la massa del terzo piano in direzione X risulta pari a:

$$10,80 * 4 = 43,20 \text{ t}$$

$$17,33 * 12 = 207,96 \text{ t}$$

$$27,16 * 9 = 244,44 \text{ t}$$

Totale: 495,60 t → Totale definito a mano: 495,41 t

TABLE: Assembled Joint Masses P4						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
5	10,8	10,8	10,8	0	0	0
12	17,33	17,33	17,33	0	0	0
19	17,33	17,33	17,33	0	0	0
26	17,33	17,33	17,33	0	0	0
33	10,8	10,8	10,8	0	0	0
40	17,33	17,33	17,33	0	0	0
47	27,16	27,16	27,16	0	0	0
54	27,16	27,16	27,16	0	0	0
61	27,16	27,16	27,16	0	0	0
68	17,33	17,33	17,33	0	0	0
75	17,33	17,33	17,33	0	0	0
82	27,16	27,16	27,16	0	0	0
89	27,16	27,16	27,16	0	0	0
96	27,16	27,16	27,16	0	0	0
103	17,33	17,33	17,33	0	0	0
110	17,33	17,33	17,33	0	0	0
117	27,16	27,16	27,16	0	0	0
124	27,16	27,16	27,16	0	0	0
131	27,16	27,16	27,16	0	0	0
138	17,33	17,33	17,33	0	0	0
145	10,8	10,8	10,8	0	0	0
152	17,33	17,33	17,33	0	0	0
159	17,33	17,33	17,33	0	0	0
166	17,33	17,33	17,33	0	0	0
173	10,8	10,8	10,8	0	0	0

**Tabella delle masse sismiche per quarto piano**

**Fig. 1.6.4-6**

Complessivamente la massa del quinto piano in direzione X risulta pari a:

$$10,80 * 4 = 43,20 \text{ t}$$

$$17,33 * 12 = 207,96 \text{ t}$$

$$27,16 * 9 = 244,44 \text{ t}$$

Totale: 495,60 t → Totale definito a mano: 495,41 t

TABLE: Assembled Joint Masses P5						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
6	10,8	10,8	10,8	0	0	0
13	17,33	17,33	17,33	0	0	0
20	17,33	17,33	17,33	0	0	0
27	17,33	17,33	17,33	0	0	0
34	10,8	10,8	10,8	0	0	0
41	17,33	17,33	17,33	0	0	0
48	27,16	27,16	27,16	0	0	0
55	27,16	27,16	27,16	0	0	0
62	27,16	27,16	27,16	0	0	0
69	17,33	17,33	17,33	0	0	0
76	17,33	17,33	17,33	0	0	0
83	27,16	27,16	27,16	0	0	0
90	27,16	27,16	27,16	0	0	0
97	27,16	27,16	27,16	0	0	0
104	17,33	17,33	17,33	0	0	0
111	17,33	17,33	17,33	0	0	0
118	27,16	27,16	27,16	0	0	0
125	27,16	27,16	27,16	0	0	0
132	27,16	27,16	27,16	0	0	0
139	17,33	17,33	17,33	0	0	0
146	10,8	10,8	10,8	0	0	0
153	17,33	17,33	17,33	0	0	0
160	17,33	17,33	17,33	0	0	0
167	17,33	17,33	17,33	0	0	0
174	10,8	10,8	10,8	0	0	0

**Tabella delle masse sismiche per quinto piano**

**Fig. 1.6.4-7**

Complessivamente la massa del quinto piano in direzione X risulta pari a:

$$10,80 * 4 = 43,20 \text{ t}$$

$$17,33 * 12 = 207,96 \text{ t}$$

$$27,16 * 9 = 244,44 \text{ t}$$

Totale: 495,60 t → Totale definito a mano: 495,41 t

TABLE: Assembled Joint Masses P6						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
7	7,41	7,41	7,41	0	0	0
14	12,41	12,41	12,41	0	0	0
21	12,41	12,41	12,41	0	0	0
28	12,41	12,41	12,41	0	0	0
35	7,41	7,41	7,41	0	0	0
42	12,51	12,51	12,51	0	0	0
49	20,7	20,7	20,7	0	0	0
56	20,7	20,7	20,7	0	0	0
63	20,7	20,7	20,7	0	0	0
70	12,51	12,51	12,51	0	0	0
77	12,51	12,51	12,51	0	0	0
84	20,7	20,7	20,7	0	0	0
91	20,7	20,7	20,7	0	0	0
98	20,7	20,7	20,7	0	0	0
105	12,51	12,51	12,51	0	0	0
112	12,51	12,51	12,51	0	0	0
119	20,7	20,7	20,7	0	0	0
126	20,7	20,7	20,7	0	0	0
133	20,7	20,7	20,7	0	0	0
140	12,51	12,51	12,51	0	0	0
147	7,41	7,41	7,41	0	0	0
154	12,41	12,41	12,41	0	0	0
161	12,41	12,41	12,41	0	0	0
168	12,41	12,41	12,41	0	0	0
175	7,41	7,41	7,41	0	0	0

**Tabella delle masse sismiche per sesto piano**

**Fig. 1.6.4-8**

Complessivamente la massa del sesto piano in direzione X risulta pari a:

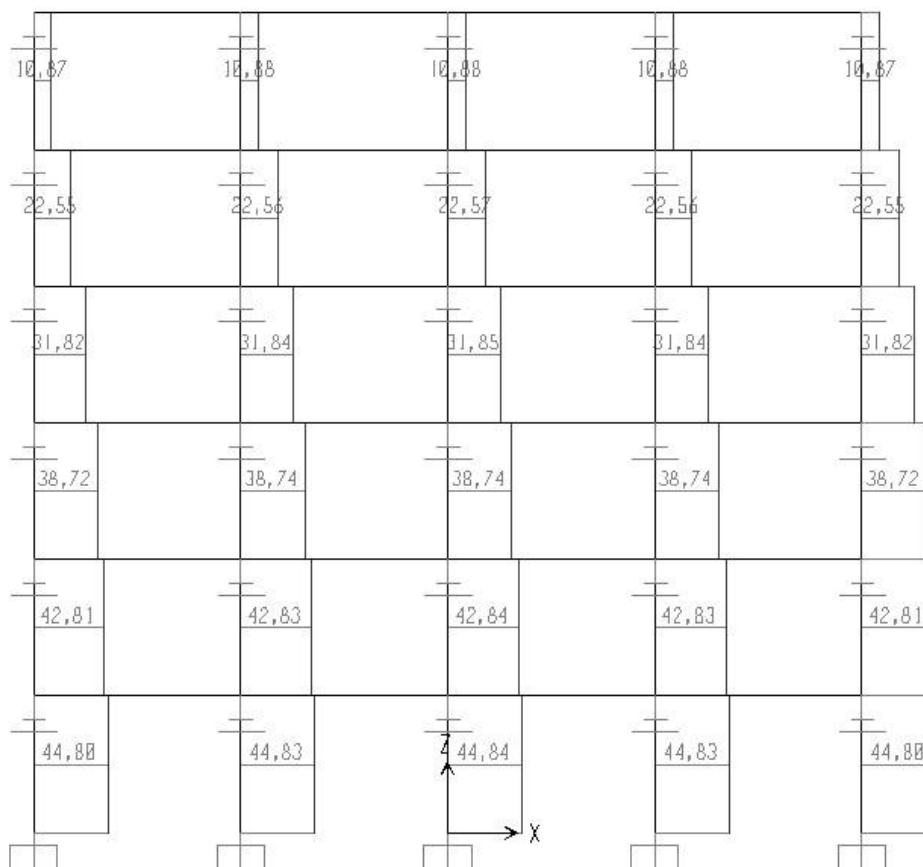
$$7,41 * 4 = 29,64 \text{ t}$$

$$12,51 * 12 = 150,12 \text{ t}$$

$$20,70 * 9 = 186,30 \text{ t}$$

Totale: 366,06 t → Totale definito a mano: 367,58 t

Il terzo controllo dei risultati ha interessato i tagli agenti sui pilastri della struttura:



**Tagli agenti sui pilastri della struttura forniti da SAP2000**

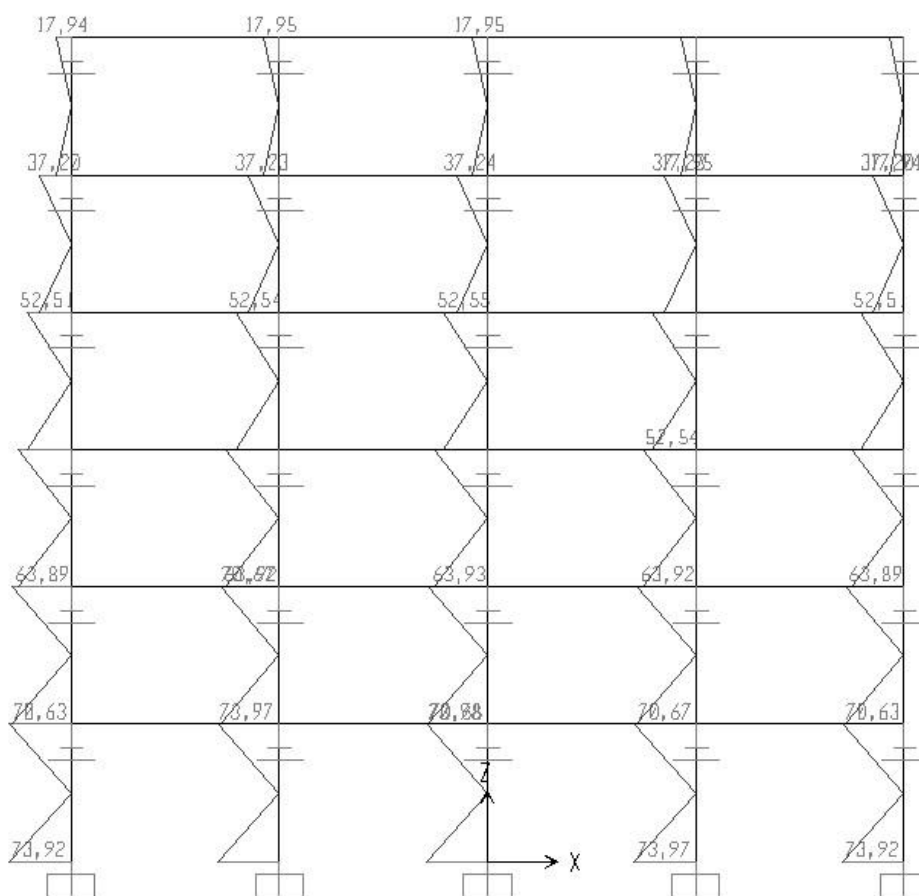
**Fig. 1.6.4-9**

Piano	Matlab	SAP2000
6	10,98 KN	10,87 KN
5	22,66 KN	22,56 KN
4	31,91 KN	31,84 KN
3	38,79 KN	38,74 KN
2	42,90 KN	42,83 KN
1	44,94 KN	44,83 KN

**Tabella di raffronto dei tagli**

**Fig. 1.6.4-10**

Il quarto controllo dei risultati ha interessato i momenti agenti sui pilastri della struttura:



**Momenti agenti sui pilastri della struttura forniti da SAP2000**

**Fig. 1.6.4-11**

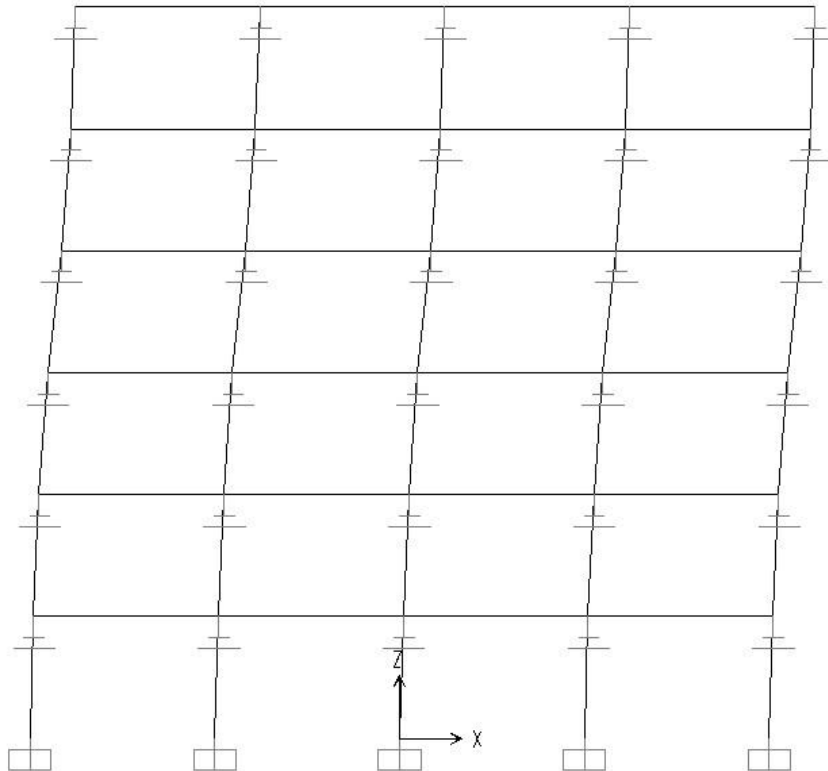
Piano	Matlab	SAP2000
6	18,11 KNm	17,95 KNm
5	37,39 KNm	37,23 KNm
4	52,65 KNm	52,54 KNm
3	64,00 KNm	63,93 KNm
2	70,79 KNm	70,67 KNm
1	74,14 KNm	73,97 KNm

**Tabella di raffronto dei momenti**

**Fig. 1.6.4-12**



Il quarto controllo dei risultati ha interessato i momenti agenti sui pilastri della struttura:



**Deformata della struttura fornita da SAP2000**

**Fig. 1.6.4-13**

Piano	Matlab	SAP2000
6	0,0104 m	0,0104 m
5	0,0097 m	0,0097 m
4	0,0082 m	0,0082 m
3	0,0059 m	0,0059 m
2	0,0030 m	0,0030 m
1	0,0012 m	0,0012 m

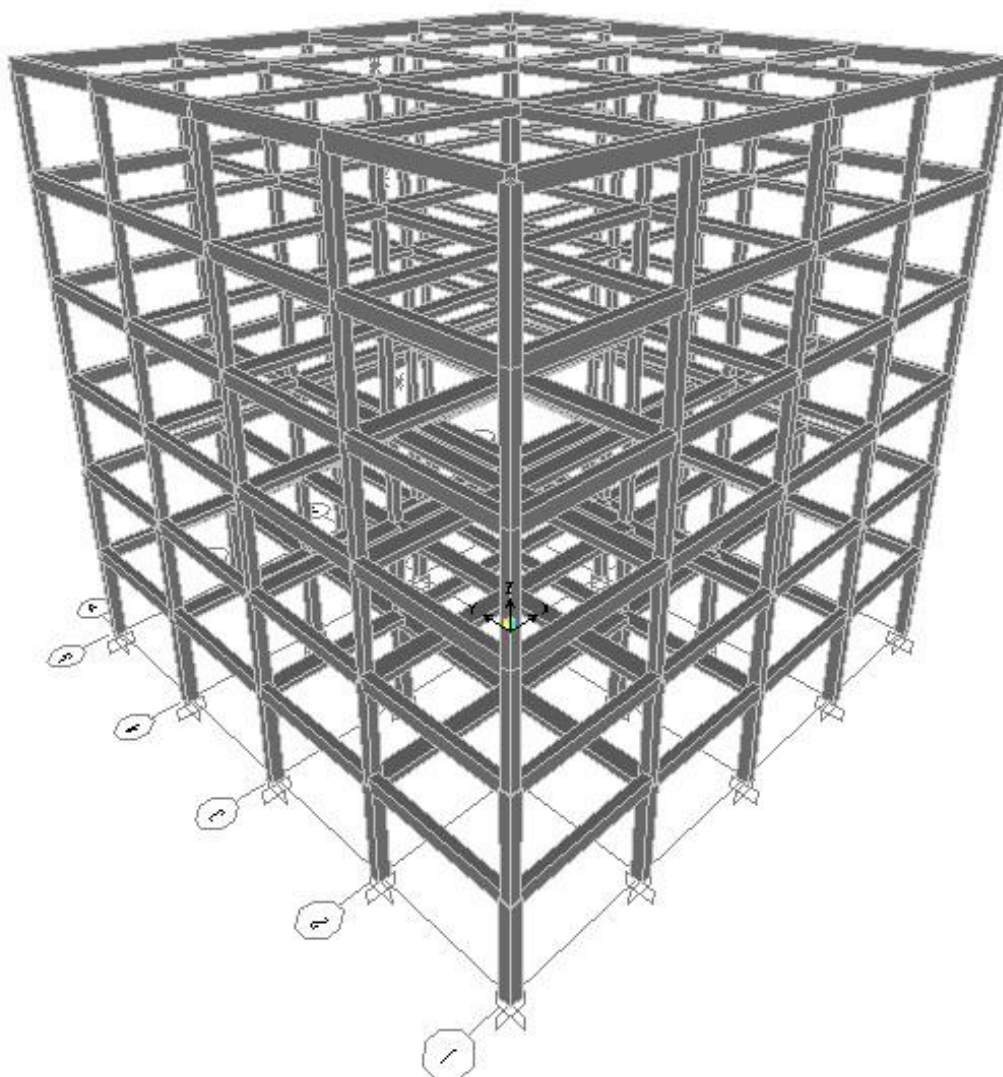
**Tabella di raffronto degli spostamenti**

**Fig. 1.6.4-14**

### **1.6.5. Analisi del nuovo modello strutturale:**

L'analisi modale a spettro di risposta, svolta senza l'ausilio del calcolatore, ha portato alla definizione delle forze di piano (o pseudoforze, poiché derivanti da pseudoaccelerazioni), applicate sulla struttura, nella direzione del sisma scelta.

Si dovrà, ora, implementare le nuove sollecitazioni in un nuovo modello strutturale. A tal fine si costruirà un nuovo modello strutturale con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000:



**Visualizzazione del telaio tridimensionale con SAP2000**

**Fig. 1.6.5-1**

Il modello strutturale è stato concepito impiegando elementi monodimensionali “truss” per travi e pilastri, ponendo particolare attenzione al rispetto dell'ipotesi dei piani infinitamente rigidi (telaio shear-type). Per assicurare il rispetto di tale ipotesi sono stati impiegati

controventamenti a croce su ogni solaio con elementi molto rigidi nel piano, senza attribuire loro una massa, e quindi, senza variare le matrici delle masse per il calcolo delle pulsazioni di ogni modo di vibrare.

Contrariamente al modello strutturale precedente, si considererà la deformazione tagliante degli elementi truss, variando, quindi, le pulsazioni ottenute in precedenza. Considerare la deformazione tagliante implica un aumento dei periodi fondamentali di ogni modo di vibrare, come si evince dalle seguenti tabelle:

<b>TABLE: Modal Periods And Frequencies</b>						
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>Frequency</b>	<b>CircFreq</b>	<b>Eigenvalue</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
Analisi modale	Mode	1	0,812764	1,2304	7,7306	59,763
Analisi modale	Mode	2	0,286227	3,4937	21,952	481,88
Analisi modale	Mode	3	0,188512	5,3047	33,33	1110,9
Analisi modale	Mode	4	0,14836	6,7404	42,351	1793,6
Analisi modale	Mode	5	0,128912	7,7572	48,74	2375,6
Analisi modale	Mode	6	0,106217	9,4147	59,154	3499,2

**Periodi della nuova struttura reale definiti con l'analisi modale**

**Fig. 1.6.5-2**

<b>Modo</b>	<b>Telaio shear-type</b>	<b>Struttura reale</b>
1	0,7979 sec	0,8128 sec
2	0,2810 sec	0,2862 sec
3	0,1851 sec	0,1885 sec
4	0,1459 sec	0,1484 sec
5	0,1269 sec	0,1289 sec
6	0,1040 sec	0,1062 sec

**Raffronto tra i periodi forniti dalle analisi modali dei modelli impiegati**

**Fig. 1.6.5-3**

Modo	Telaio shear-type	Struttura reale
6	0,0104 m	0,0107 m
5	0,0097 m	0,0099 m
4	0,0082 m	0,0084 m
3	0,0059 m	0,0060 m
2	0,0030 m	0,0032 m
1	0,0012 m	0,0013 m

**Tabella di raffronto degli spostamenti**

**Fig. 1.6.5-4**

Per lo studio di un edificio sottoposto ad azione sismica, la normativa prevede di effettuare il progetto degli elementi strutturali, rispetto allo SLV. Per tale stato limite, la combinazione dei carichi da impiegare sarà la seguente:

$$G_1 + G_2 + E + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * Q_{K2}$$

Dove:  $\gamma_{Q1} = 0; \gamma_{Q2} = 0$

Per chiarezza, si dividerà la combinazione dei carichi in 2 sottocombinazioni:

- SLV statica: Combinazione entro la quale figureranno i termini statici  $G_1$  e  $G_2$ .
- SLV dinamica in una certa direzione: Combinazione entro la quale figureranno i termini dinamici dell'azione sismica E.

Il sisma agirà nella direzioni X ed Y, mentre si trascurerà l'effetto di tali accelerazioni in direzione Z. Le due azioni sismiche dovranno essere opportunamente combinate per tenere conto della contemporaneità delle due azioni.

Secondo normativa, l'azione sismica E, è una combinazione degli effetti del sisma nelle due direzioni, valutata con rotazione di fattori:

$$\pm 1 * E_x \pm 0,3 * E_y$$

Questo comporta la nascita di 8 combinazioni sismiche che il calcolatore dovrà svolgere:

- Combinazione 1:  $+ 1 * E_x + 0,3 * E_y$
- Combinazione 2:  $+ 1 * E_x - 0,3 * E_y$
- Combinazione 3:  $- 1 * E_x + 0,3 * E_y$
- Combinazione 4:  $- 1 * E_x - 0,3 * E_y$
- Combinazione 5:  $+ 0,3 * E_x + 1 * E_y$
- Combinazione 6:  $+ 0,3 * E_x - 1 * E_y$
- Combinazione 7:  $- 0,3 * E_x + 1 * E_y$
- Combinazione 8:  $- 0,3 * E_x - 1 * E_y$

Tali 8 combinazioni saranno raggruppate in due combinazioni riassuntive che rappresentano la direzione del sisma principale con la direzione secondaria ridotta al 30%. Più precisamente si avranno le seguenti:

- SLV dinamica in direzione X, combinazione riassuntiva formata dall'involuppo delle prime 4 combinazioni:

$$\begin{aligned}
 &+ 1 * E_x + 0,3 * E_y \\
 &+ 1 * E_x - 0,3 * E_y \\
 &- 1 * E_x + 0,3 * E_y \\
 &- 1 * E_x - 0,3 * E_y
 \end{aligned}$$

- SLV dinamica in direzione Y, combinazione riassuntiva formata dall'involuppo delle ultime 4 combinazioni:

$$\begin{aligned}
 &+ 1 * E_y + 0,3 * E_x \\
 &+ 1 * E_y - 0,3 * E_x \\
 &- 1 * E_y + 0,3 * E_x \\
 &- 1 * E_y - 0,3 * E_x
 \end{aligned}$$

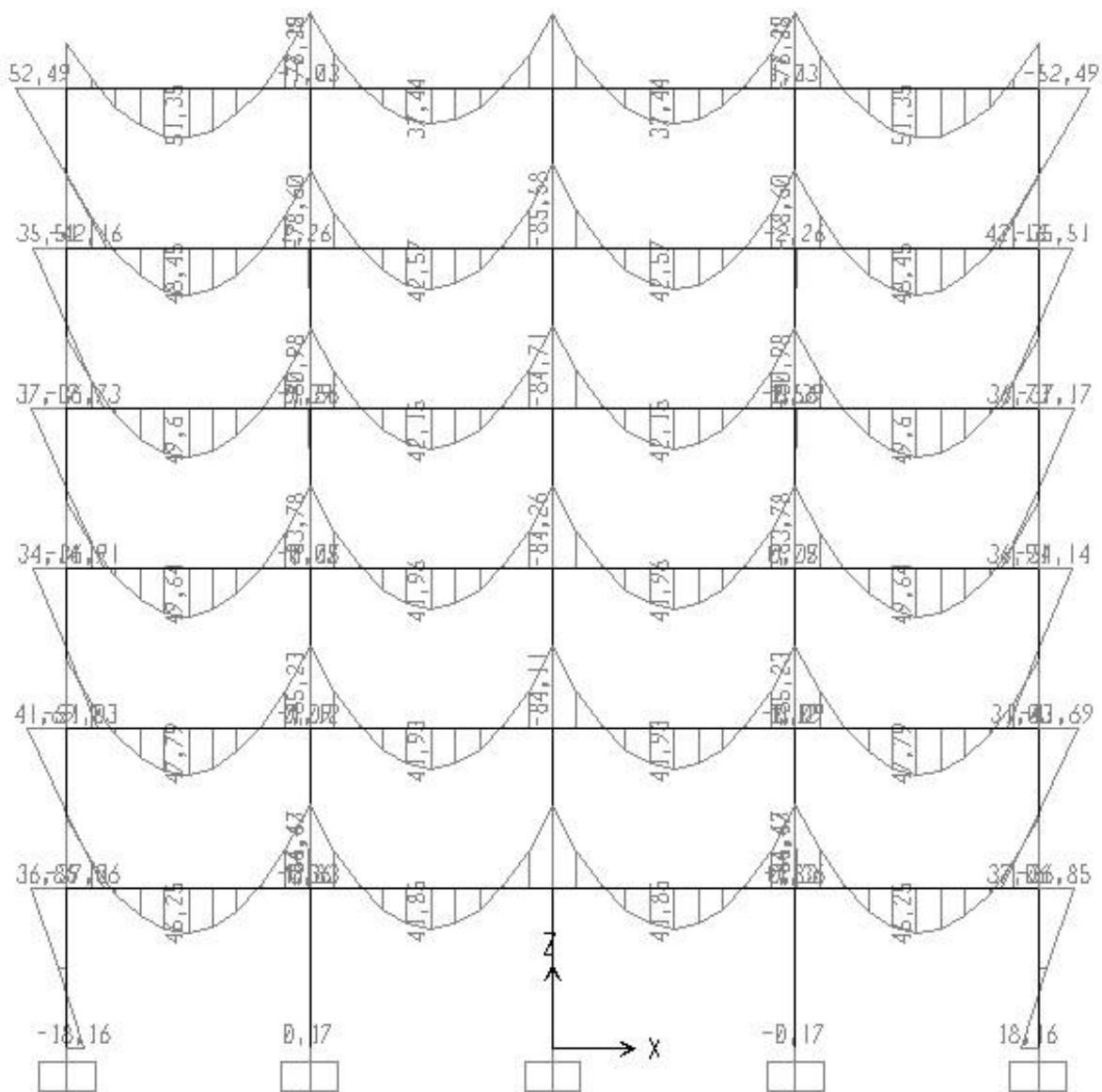
L'analisi agli SLV sarà quindi condotta attraverso la combinazione finale data dalla somma della SLV statica e SLV dinamica in una precisa direzione, chiamata SLV totale.

### 1.6.6. Risultati dell'analisi:

Definito il modello strutturale, le azioni di esso e le combinazioni di carico poste dalla normativa è stato possibile ottenere i risultati del calcolatore. Al fine di progettare travi e pilastri, si cercheranno i valori massimi di taglio, momento e sforzo normale.

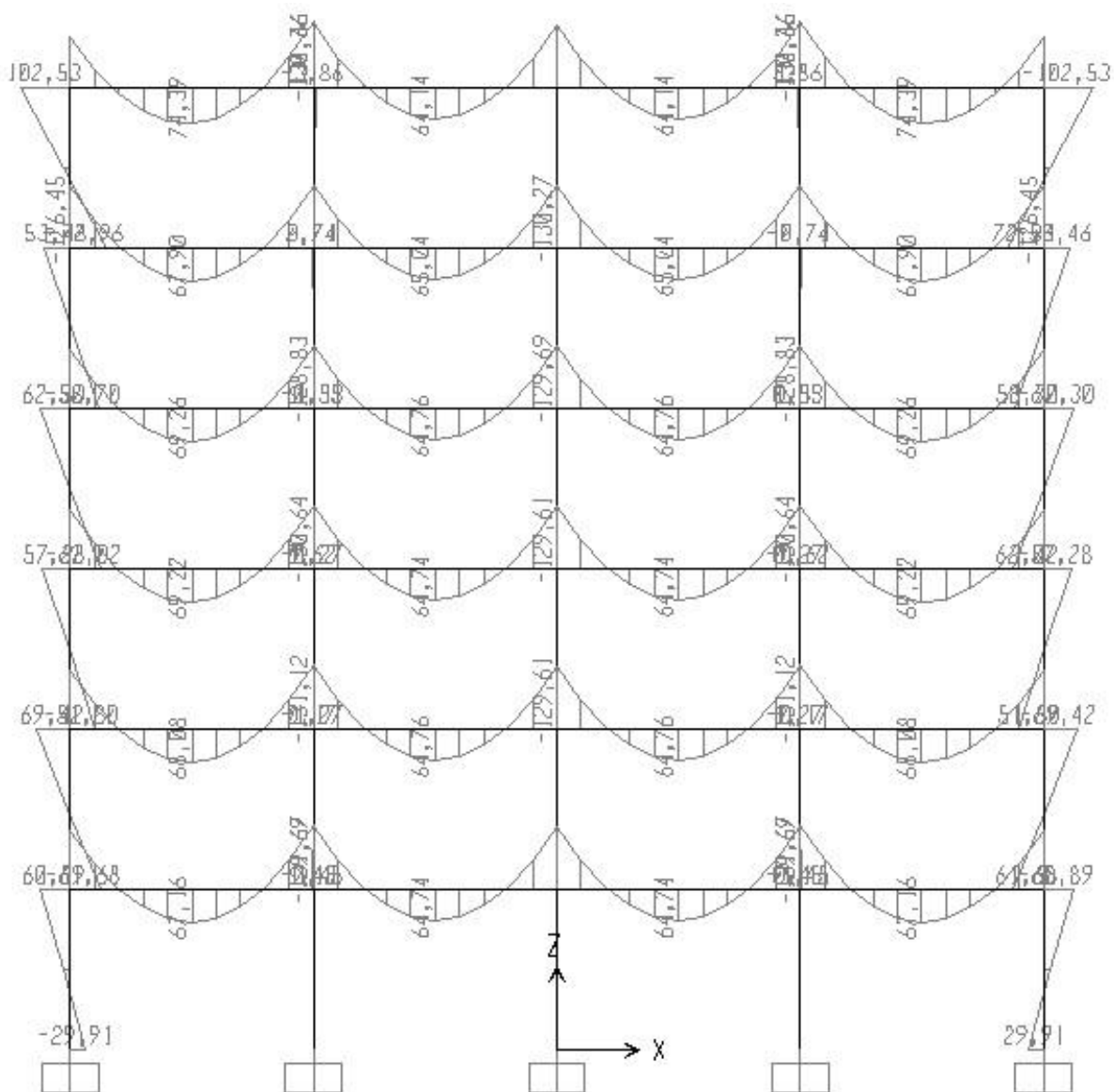
Per le travi basterà indagare i valori di momenti massimi prodotti dalle combinazioni SLU e SLV, non che il taglio. Per i pilastri sarà necessario indagare momenti massimi in rapporto allo sforzo normale massimo ed, infine, il taglio.

I momenti prodotti dal calcolatore, per la combinazione SLU, sono stati i seguenti:



Grafici dei momenti agli SLU per il telaio di bordo

Fig. 1.6.6-1



**Grafici dei momenti agli SLU per il telaio centrale**

**Fig. 1.6.6-2**

Per evidenziare i tagli e i momenti massimi da usare in fase di progetto, si assumerà che la trave sarà progettata in modo da garantire che su tutta la sua lunghezza agiranno solo i valori massimi evidenziati nelle tabelle seguenti.

Si riportano i valori dei tagli e momenti notevoli, risultanti dall'analisi agli SLU, riferiti a tutta la lunghezza della trave di un generico piano:

<u>Telaio di bordo</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
PIANO 1	103,56 KN	- 86,67 KNm	+ 46,25 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 2	103,60 KN	- 85,23 KNm	+ 47,79KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 3	103,76 KN	- 84,26 KNm	+ 49,64 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 4	102,63 KN	- 84,71 KNm	+ 49,61 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 5	101,65 KN	- 85,58 KNm	+ 48,45 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 6	96,74 KN	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm
		+ 0 KNm	

**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLU, telaio di bordo**

**Fig. 1.6.6-3**

<u>Telaio centrale</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
PIANO 1	157,27 KN	- 131,67 KNm	+ 67,16 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 2	157,47 KN	- 131,12 KNm	+ 68,08 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 3	157,68 KN	- 130,64 KNm	+ 69,22 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 4	156,98 KN	- 129,69 KNm	+ 69,26 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 5	155,86 KN	- 130,27 KNm	+ 67,90 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 6	160,61 KN	- 133,61 KNm	+ 74,39 KNm
		+ 0 KNm	

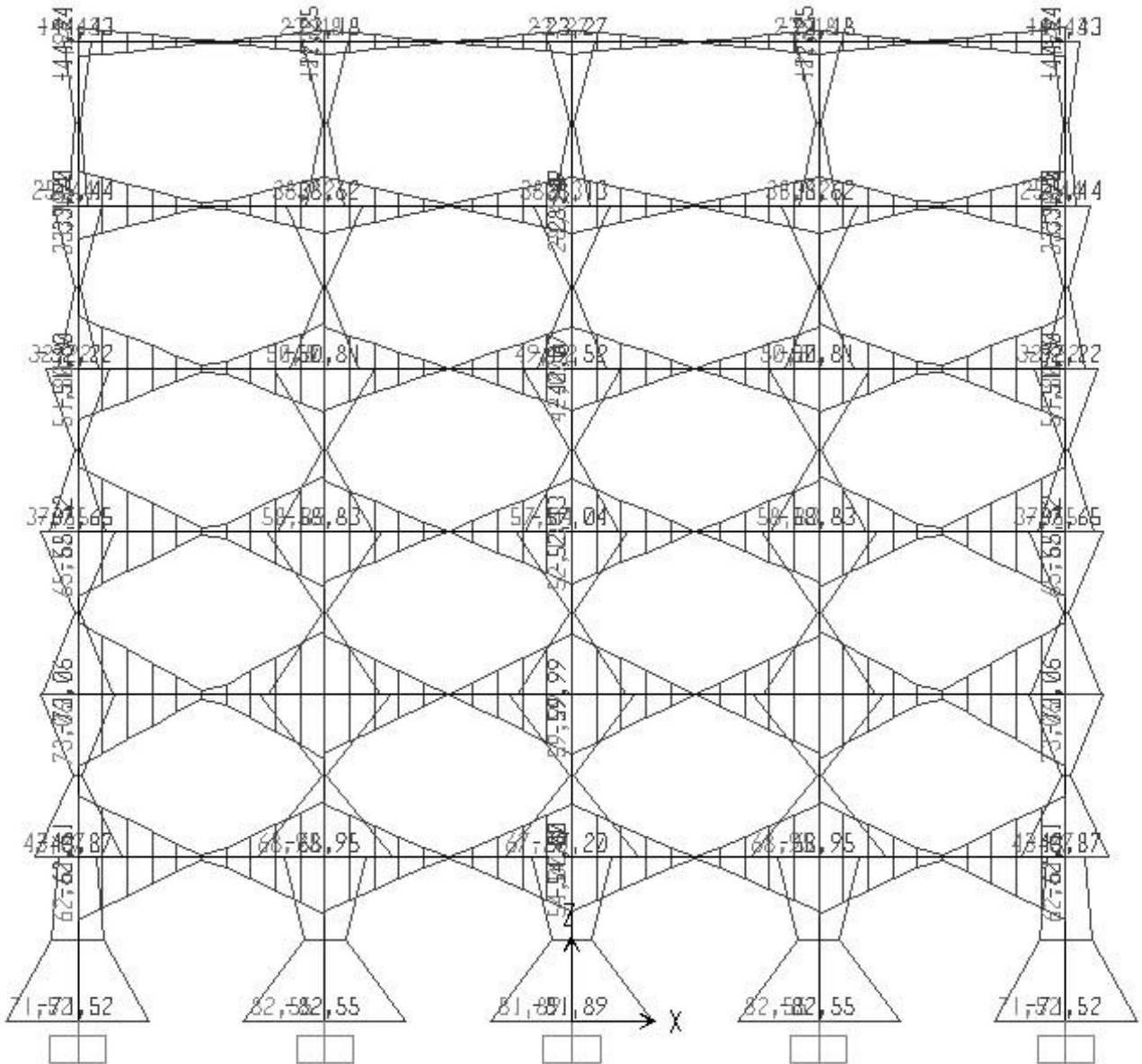
**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLU, telaio centrale**

**Fig. 1.6.6-4**

Gli SLV si comporranno di una parte statica, chiamata SLV statica, e una parte dinamica, chiamata SLV dinamica in una certa direzione.

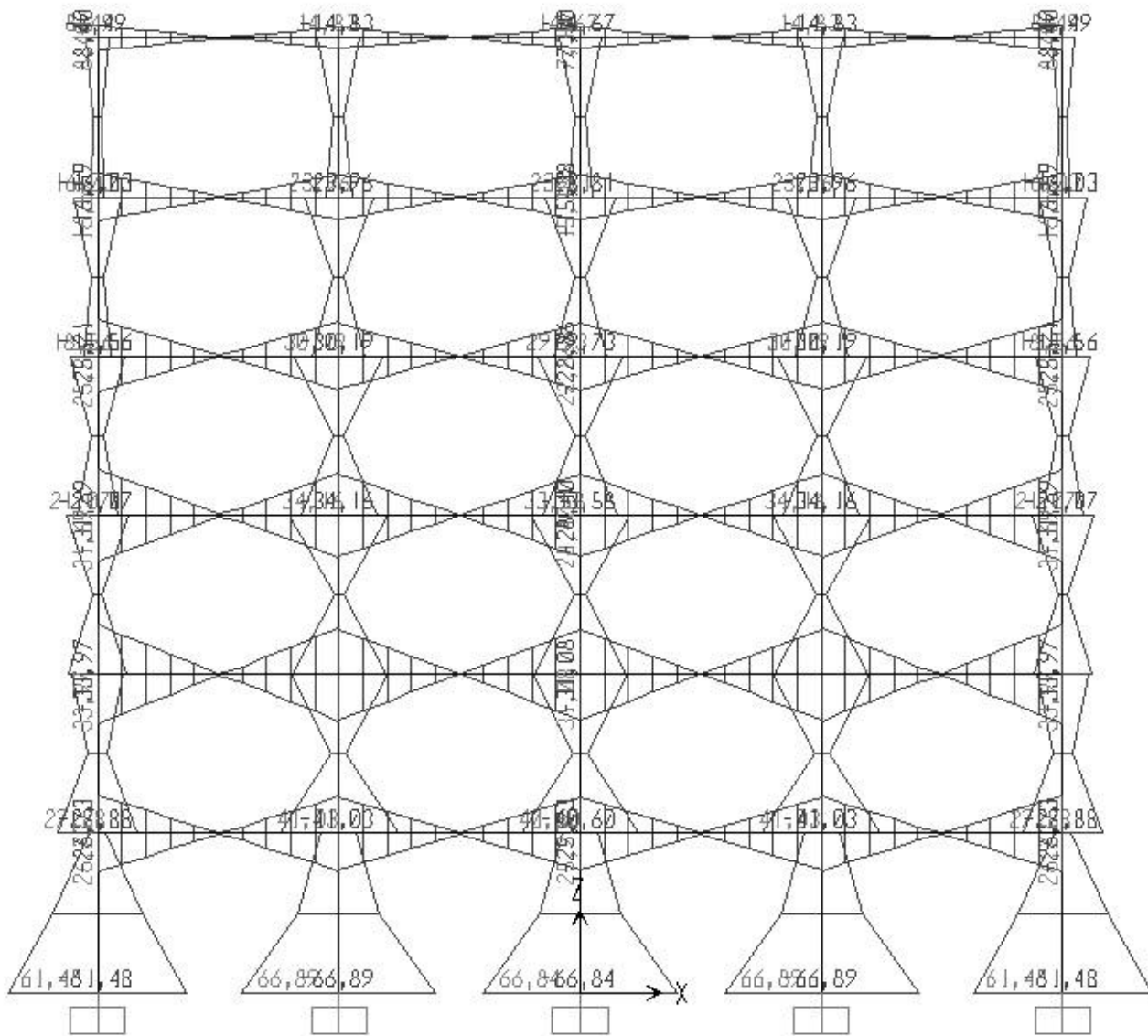
La somma delle due combinazioni viene definita come SLV totale, per esempio in direzione X. I momenti prodotti dall'analisi, per quest'ultima combinazione sono i seguenti:





Grafici dei momenti agli SLV in direzione X, telaio di bordo

Fig. 1.6.6-5



Grafici dei momenti agli SLV in direzione X, telaio centrale

Fig. 1.6.6-6

Si riportano i valori dei tagli e momenti notevoli, risultanti dall'analisi agli SLV, riferiti a tutta la lunghezza della trave di un generico piano:

<u>Telaio di bordo</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
PIANO 1	101,34 KN	- 122,20 KNm	+ 37,94 KNm
		+ 8,34 KNm	
PIANO 2	104,95 KN	- 128,48 KNm	+ 39,86KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 3	101,95 KN	- 119,20 KNm	+ 41,64 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 4	96,01 KN	- 105,43 KNm	+ 40,55 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 5	88,68 KN	- 92,06 KNm	+ 38,97 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 6	62,15 KN	- 57,50 KNm	+ 31,93 KNm
		+ 0 KNm	

**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLV in dir X, telaio di bordo**

**Fig. 1.6.6-7**

<u>Telaio centrale</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
PIANO 1	130,65 KN	- 126,47 KNm	+ 51,73 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 2	133,51 KN	- 132,51 KNm	+ 52,84 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 3	132,78 KN	- 129,63 KNm	+ 53,90 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 4	129,71 KN	- 122,27 KNm	+ 53,88 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 5	125,74 KN	- 114,68 KNm	+ 52,82 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 6	95,59 KN	- 83,86 KNm	+ 43,11 KNm
		+ 0 KNm	

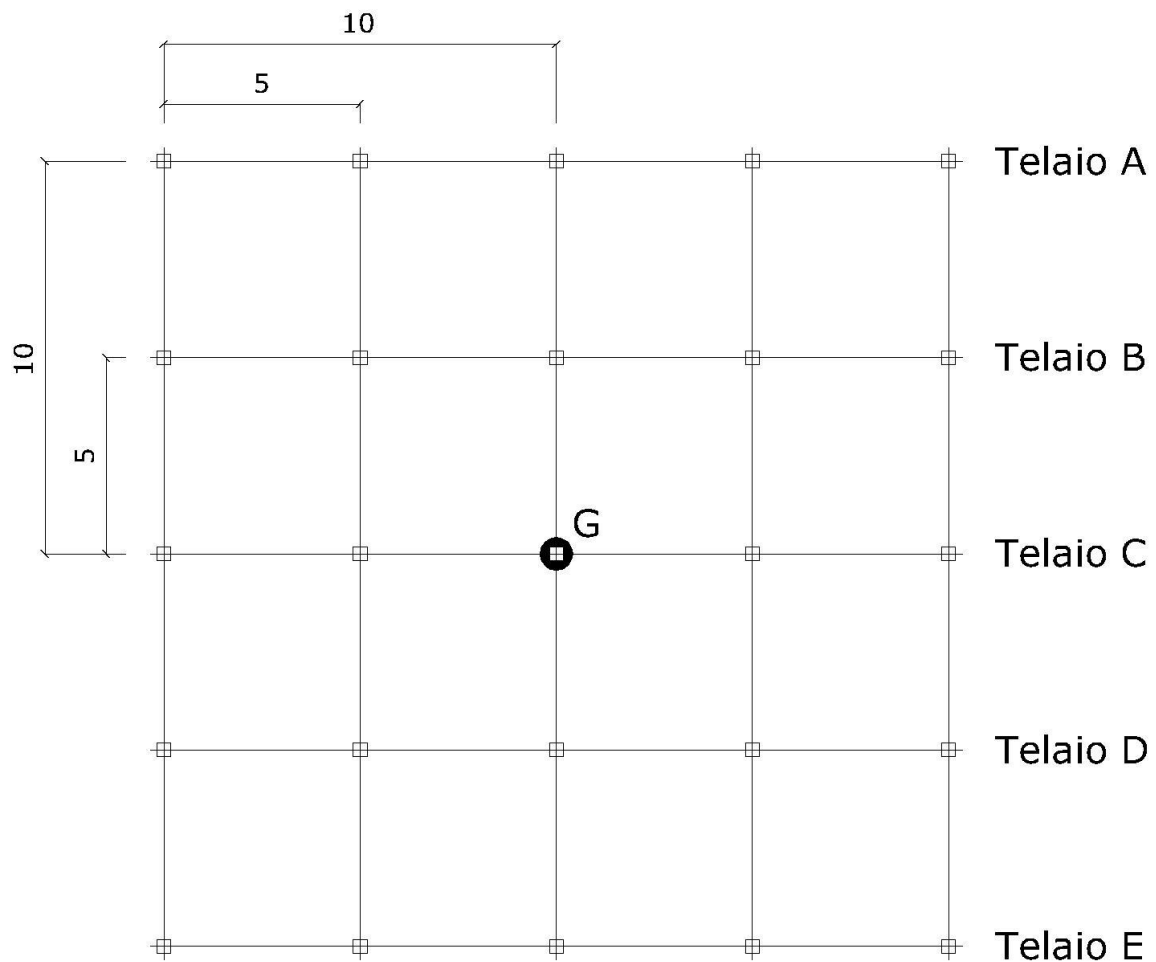
**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLV in dir X, telaio centrale**

**Fig. 1.6.6-8**

Per tenere in conto della presenza di effetti torsionali non considerati e accidentali, la normativa impone di amplificare con opportuni valori, le sollecitazioni ricavate dall'analisi strutturale agli SLV, nel seguente modo:

$$\delta = 1 + \frac{0,6 * x}{L_e}$$

Dove il termine a denominatore rappresenta la distanza tra due elementi resistenti più lontani e x la distanza dell'elemento resistente considerato tra un piano verticale del telaio e quello parallelo e passante per il baricentro G:



**Pianta della struttura con distanze baricentriche dei telai**

**Fig. 1.6.6-9**

La struttura risulta simmetrica, per cui si calcoleranno i coefficienti solo per la direzione X, intendendoli validi anche per la direzione Y:

$$\delta_A = \delta_E = 1 + 0,6 * \frac{10}{20} = 1,3$$

$$\delta_B = \delta_D = 1 + 0,6 * \frac{5}{20} = 1,15$$

$$\delta_C = 1 + 0,6 * \frac{0}{20} = 1$$

Per il telaio di bordo si amplificheranno i valori della relativa tabella per il coefficiente  $\delta_A = 1,3$ , mentre per il telaio centrale si impiegherà il valore  $\delta_B = 1,15$ .

Le ultime due tabelle saranno modificate nelle seguenti due:

<u>Telaio di bordo</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
PIANO 1	131,74 KN	- 159,71 KNm	+ 49,32 KNm
		+ 10,48 KNm	
PIANO 2	136,44 KN	- 167,02 KNm	+ 51,82 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 3	132,54KN	- 154,96 KNm	+ 54,13 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 4	124,81 KN	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 5	115,28 KN	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 6	80,79 KN	- 74,75 KNm	+ 41,51 KNm
		+ 0 KNm	

**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLV in dir X ed Y, telaio di bordo**

**Fig. 1.6.6-10**

<u>Telaio centrale</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
PIANO 1	150,25 KN	- 145,44 KNm	+ 59,49 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 2	153,54 KN	- 152,39 KNm	+ 60,77 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 3	152,70 KN	- 149,07 KNm	+ 61,99 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 4	149,17 KN	- 140,61 KNm	+ 61,96 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 5	144,60 KN	- 131,88 KNm	+ 60,74 KNm
		+ 0 KNm	
PIANO 6	109,93 KN	- 96,44 KNm	+ 49,68 KNm
		+ 0 KNm	

**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLV in dir X ed Y, telaio centrale**

**Fig. 1.6.6-11**

Si possono confrontare, ora, i risultati forniti dall'analisi SLU e quelli dell'analisi SLV opportunamente modificati impiegando i coefficienti moltiplicativi. Si nota che nelle due direzioni x e y, per il telaio di bordo, le sollecitazioni massime sono fornite dalla combinazione SLV e si presentano momenti positivi anche nella sezione di appoggio. Per il telaio centrale i momenti massimi nascono dalla combinazione SLU e non si hanno inversioni di momento all'estremità.

Questo risultato nasce dalle differenti rigidità delle travi impiegate nel telaio A e in quello B (rispettivamente travi in altezza e in spessore). Il telaio A, essendo costituito da travi in altezza molto rigide, tendono a risentire maggiormente dell'azione sismica.

La simmetria della struttura e l'identica lunghezza di ogni elemento trave, porta ad ottenere un andamento del diagramma dei momenti confrontabile su ogni campata. Si spiega così l'ipotesi iniziale di considerare i soli valori massimi ed indicativi per tutta la travata e non per la singola campata. Ciò permetterà di disporre un'armatura uguale sull'intera lunghezza senza cambiarla in corrispondenza dei vari appoggi.

Si riportano qui di seguito le sollecitazioni massime e minime sviluppate dall'involuppo tra le combinazioni SLV e SLU:

<u>Telaio di bordo</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
<b>PIANO 1</b>	131,74 KN	- 159,71 KNm	+ 49,32 KNm
		+ 10,48 KNm	
<b>PIANO 2</b>	136,44 KN	- 167,02 KNm	+ 51,82 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 3</b>	132,54 KN	- 154,96 KNm	+ 54,13 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 4</b>	124,81 KN	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 5</b>	115,28 KN	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 6</b>	96,74 KN	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm
		+ 0 KNm	

**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLV e SLV, telaio di bordo**

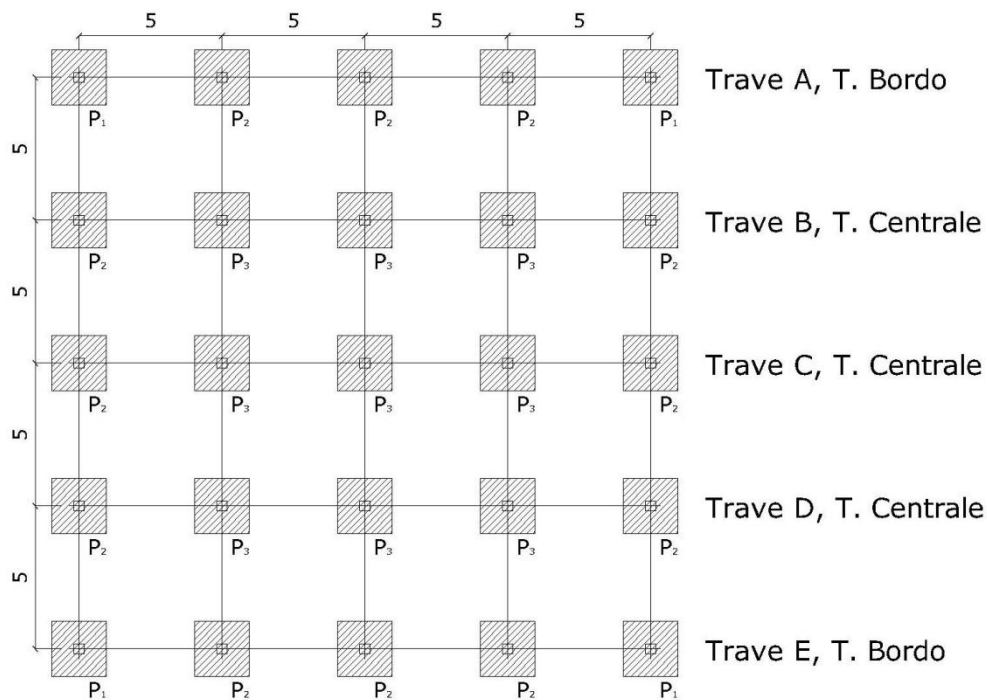
**Fig. 1.6.6-12**

<u>Telaio centrale</u>	Tagli massimi	Momenti massimi e minimi	
		Appoggi	Mezzeria
<b>PIANO 1</b>	157,27 KN	- 145,44 KNm	+ 67,16 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 2</b>	157,47 KN	- 152,39 KNm	+ 68,08 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 3</b>	157,68 KN	- 149,07 KNm	+ 69,22 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 4</b>	156,98 KN	- 140,61 KNm	+ 69,26 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 5</b>	155,86 KN	- 130,27 KNm	+ 67,90 KNm
		+ 0 KNm	
<b>PIANO 6</b>	160,61 KN	- 133,61 KNm	+ 74,39 KNm
		+ 0 KNm	

**Sollecitazioni massime risultanti dall'analisi SLV e SLV, telaio centrale**

**Fig. 1.6.6-13**

Le analisi condotte hanno permesso anche lo studio delle sollecitazioni agenti sui pilastri. Essendo la struttura simmetrica in direzione X ed Y, sarà sufficiente studiare un numero minore di pilastri tipo, così, da rendere verificati a loro volta i rimanenti. I pilastri tipo che si considereranno saranno identificati come le pilastrate P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>, ripartite come sotto:



**Pilastrate tipo considerate**

**Fig. 1.6.6-14**

Il telaio tridimensionale verrà semplificato studiandolo per sole 3 pilastrate significative del comportamento di tutte le altre. Si cercano ora le sollecitazioni attribuite ai pilastri dall'analisi del nuovo modello strutturale reale. A differenza delle sollecitazioni definite sulle travi, qui si darà chiaramente più importanza allo sforzo normale, conteggiando sempre il taglio e il momento presenti sui nodi dei pilastri. Le sollecitazioni saranno definite come segue:



<b>Pilastrata P<sub>1</sub></b>					
<b>SLV statica</b>					
	<b>Momenti: M<sub>ED</sub></b>			<b>Taglio: V<sub>ED</sub></b>	<b>Sforzo normale: N<sub>ED</sub></b>
	<b>Quota progressiva</b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>		
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	- 13,55 KNm	+ 3,98 KNm	12,44 KN	- 612,49 KN
	H = 3,30 m	+ 27,51 KNm	- 8,04 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	- 27,57 KNm	+ 8,41 KNm	17,80 KN	- 501,97 KN
	H = 6,60 m	+ 31,09 KNm	- 9,78 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	- 23,14 KNm	+ 7,62 KNm	14,73 KN	- 394,97 KN
	H = 9,90 m	+ 25,46 KNm	- 8,55 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	- 27,43 KNm	+ 9,54 KNm	16,65 KN	- 289,78 KN
	H = 13,20 m	+ 27,42 KNm	- 9,74 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	- 27,52 KNm	+ 10,01 KNm	16,60 KN	- 183,58 KN
	H = 16,50 m	+ 27,25 KNm	- 10,01 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	- 29,45 KNm	+ 10,96 KNm	18,94 KN	- 76,23 KN
	H = 19,80 m	+ 33,19 KNm	- 12,42 KNm		
<b>SLV dinamica</b>					
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	± 71,52 KNm	± 21,76 KNm	27,33 KN	- 137,81 KN
	H = 3,30 m	± 18,95 KNm	± 6,05 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	± 43,87 KNm	± 13,31 KNm	24,49 KN	- 108,84 KN
	H = 6,60 m	± 37,14 KNm	± 11,33 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	± 35,87 KNm	± 11,11 KNm	22,25 KN	- 75,70 KN
	H = 9,90 m	± 37,65 KNm	± 10,64 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	± 28,14 KNm	± 8,79 KNm	18,22 KN	- 46,08 KN
	H = 13,20 m	± 32,22 KNm	± 10,03 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	± 20,11 KNm	± 6,45 KNm	13,74 KN	- 22,31 KN
	H = 16,50 m	± 25,44 KNm	± 8,04 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	± 9,30 KNm	± 3,27 KNm	7,13 KN	- 6,61 KN
	H = 19,80 m	± 14,43 KNm	± 4,91 KNm		
<b>SLV totale</b>					
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	± 71,52 KNm	± 21,76 KNm	27,33 KN	- 612,49 KN
	H = 3,30 m	+ 27,51 KNm	- 8,04 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	± 43,87 KNm	± 13,31 KNm	24,49 KN	- 501,97 KN
	H = 6,60 m	± 37,14 KNm	± 11,33 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	± 35,87 KNm	± 11,11 KNm	22,25 KN	- 394,97 KN
	H = 9,90 m	± 37,65 KNm	± 10,64 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	± 28,14 KNm	+ 9,54 KNm	18,22 KN	- 289,78 KN
	H = 13,20 m	± 32,22 KNm	± 10,03 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	- 27,52 KNm	+ 10,01 KNm	16,60 KN	- 183,58 KN
	H = 16,50 m	+ 27,25 KNm	- 10,01 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	- 29,45 KNm	+ 10,96 KNm	18,94 KN	- 76,23 KN
	H = 19,80 m	+ 33,19 KNm	- 12,42 KNm		

Sollecitazioni complessive sulla pilastrata 1, direzione X

Fig. 1.6.6-15

<b>Pilastrata P2</b>					
<b>SLV statica</b>					
	<b>Momenti: MED</b>			<b>Taglio: VED</b>	<b>Sforzo normale: NED</b>
	<b>Quota progressiva</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>		
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	- 22,65 KNm	+ 0,30 KNm	20,84 KN	- 1006,48 KN
	H = 3,30 m	+ 46,12 KNm	- 0,49 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	- 46,66 KNm	+ 0,67 KNm	30,03 KN	- 827,29 KN
	H = 6,60 m	+ 52,43 KNm	- 1,11 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	- 39,04 KNm	+ 1,24 KNm	24,91 KN	- 651,15 KN
	H = 9,90 m	+ 43,17 KNm	- 1,51 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	- 46,41 KNm	+ 1,92 KNm	28,06 KN	- 477,50 KN
	H = 13,20 m	+ 46,19 KNm	- 2,14 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	- 44,99 KNm	+ 2,53 KNm	26,81 KN	- 304,46 KN
	H = 16,50 m	+ 43,49 KNm	- 2,68 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	- 49,91 KNm	+ 2,87 KNm	33,33 KN	- 131,89 KN
	H = 19,80 m	+ 60,06 KNm	- 3,18 KNm		
<b>SLV dinamica</b>					
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	± 61,48 KNm	± 24,57 KNm	18,73 KN	- 52,26 KN
	H = 3,30 m	± 5,83 KNm	± 12,03 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	± 28,88 KNm	± 20,16 KNm	13,45 KN	- 42,54 KN
	H = 6,60 m	± 17,21 KNm	± 19,24 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	± 19,74 KNm	± 16,45 KNm	12,18 KN	- 30,33 KN
	H = 9,90 m	± 21,07 KNm	± 17,11 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	± 13,69 KNm	± 13,99 KNm	9,52 KN	- 18,81 KN
	H = 13,20 m	± 18,52 KNm	± 14,86 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	± 9,69 KNm	± 10,30 KNm	7,55 KN	- 9,44 KN
	H = 16,50 m	± 16,03 KNm	± 11,44 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	± 4,43 KNm	± 5,62 KNm	3,47 KN	- 3,11 KN
	H = 19,80 m	± 8,49 KNm	± 6,98 KNm		
<b>SLV totale</b>					
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	- 22,65 KNm	± 24,57 KNm	20,84 KN	- 1006,48 KN
	H = 3,30 m	+ 46,12 KNm	± 12,03 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	- 46,66 KNm	± 20,16 KNm	30,03 KN	- 827,29 KN
	H = 6,60 m	+ 52,43 KNm	± 19,24 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	- 39,04 KNm	± 16,45 KNm	24,91 KN	- 651,15 KN
	H = 9,90 m	+ 43,17 KNm	± 17,11 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	- 46,41 KNm	± 13,99 KNm	28,06 KN	- 477,50 KN
	H = 13,20 m	+ 46,19 KNm	± 14,86 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	- 44,99 KNm	± 10,30 KNm	26,81 KN	- 304,46 KN
	H = 16,50 m	+ 43,49 KNm	± 11,44 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	- 49,91 KNm	± 5,62 KNm	33,33 KN	- 131,89 KN
	H = 19,80 m	+ 60,06 KNm	± 6,98 KNm		

**Sollecitazioni complessive sulla pilastrata 2, direzione X**

**Fig. 1.6.6-16**

<b>Pilastrata P<sub>3</sub></b>					
<b>SLV statica</b>					
	<b>Momenti: M<sub>ED</sub></b>			<b>Taglio: V<sub>ED</sub></b>	<b>Sforzo normale: N<sub>ED</sub></b>
	<b>Quota progressiva</b>	<b>M<sub>x</sub></b>	<b>M<sub>y</sub></b>		
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	- 0,08 KNm	+ 0,00 KNm	0,22 KN	- 1549,07 KN
	H = 3,30 m	- 0,36 KNm	+ 0,00 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	+ 1,12 KNm	+ 0,00 KNm	0,59 KN	- 1275,17 KN
	H = 6,60 m	- 0,99 KNm	+ 0,00 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	+ 0,19 KNm	+ 0,00 KNm	0,83 KN	- 1005,23 KN
	H = 9,90 m	- 0,31 KNm	+ 0,00 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	+ 0,47 KNm	+ 0,00 KNm	1,22 KN	- 738,67 KN
	H = 13,20 m	- 0,27 KNm	+ 0,00 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	- 0,64 KNm	+ 0,00 KNm	1,46 KN	- 473,20 KN
	H = 16,50 m	+ 1,20 KNm	+ 0,00 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	+ 0,18 KNm	+ 0,00 KNm	1,95 KN	- 208,91 KN
	H = 19,80 m	- 1,21 KNm	+ 0,00 KNm		
<b>SLV dinamica</b>					
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	± 61,48 KNm	± 24,57 KNm	19,11 KN	- 58,12 KN
	H = 3,30 m	± 5,83 KNm	± 12,03 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	± 27,88 KNm	± 20,11 KNm	13,45 KN	- 47,61 KN
	H = 6,60 m	± 17,21 KNm	± 19,29 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	± 19,74 KNm	± 16,45 KNm	12,54 KN	- 34,19 KN
	H = 9,90 m	± 21,07 KNm	± 17,11 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	± 13,69 KNm	± 13,99 KNm	9,74 KN	- 21,32 KN
	H = 13,20 m	± 18,56 KNm	± 14,86 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	± 9,59 KNm	± 10,30 KNm	7,71 KN	- 10,85 KN
	H = 16,50 m	± 16,03 KNm	± 11,44 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	± 4,43 KNm	± 5,62 KNm	3,54 KN	- 3,71 KN
	H = 19,80 m	± 4,78 KNm	± 6,98 KNm		
<b>SLV totale</b>					
<b>PIANO 1</b>	H = 0,00 m	± 61,48 KNm	± 24,57 KNm	19,11 KN	- 1549,07 KN
	H = 3,30 m	± 5,83 KNm	± 12,03 KNm		
<b>PIANO 2</b>	H = 3,30 m	± 27,88 KNm	± 20,11 KNm	13,45 KN	- 1275,17 KN
	H = 6,60 m	± 17,21 KNm	± 19,29 KNm		
<b>PIANO 3</b>	H = 6,60 m	± 19,74 KNm	± 16,45 KNm	12,54 KN	- 1005,23 KN
	H = 9,90 m	± 21,07 KNm	± 17,11 KNm		
<b>PIANO 4</b>	H = 9,90 m	± 13,69 KNm	± 13,99 KNm	9,74 KN	- 738,67 KN
	H = 13,20 m	± 18,56 KNm	± 14,86 KNm		
<b>PIANO 5</b>	H = 13,20 m	± 9,59 KNm	± 10,30 KNm	7,71 KN	- 473,20 KN
	H = 16,50 m	± 16,03 KNm	± 11,44 KNm		
<b>PIANO 6</b>	H = 16,50 m	± 4,43 KNm	± 5,62 KNm	3,54 KN	- 208,91 KN
	H = 19,80 m	± 4,78 KNm	± 6,98 KNm		

**Sollecitazioni complessive sulla pilastrata 3, direzione X**

**Fig. 1.6.6-17**

## **CAPITOLO 2:**

### **Progetto della struttura A secondo il D.M. 14/01/2008**

#### **2.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali:**

Una struttura è composta da diverse tipologie di elementi strutturali che sono classificati in base al ruolo che essi compiono.

Le travi, essendo elementi orizzontali, portano il peso del solaio sui pilastri ad esse connessi e sono elementi soggetti soprattutto a flessione semplice. La problematica delle travi sarà nel modo in cui si conferirà al calcestruzzo, debole in trazione, la resistenza e la duttilità delle barre d'armatura in acciaio.

I pilastri, essendo elementi verticali, riceveranno il peso portato dalle travi e saranno prettamente sollecitati da sforzo normale, oltre che da momento, causato dall'eccentricità del carico, rispetto all'asse geometrico. La problematica dei pilastri sarà la progettazione dell'armatura longitudinale per la presenza di sforzo normale e momento, oltre che il garantire il cerchiaggio necessario per garantire lo sforzo normale.

Sia per le travi, che per i pilastri saranno definiti i metodi teorici che governano la teoria alla base delle sollecitazioni di calcolo da considerare su di essi ed, infine, le verifiche da condurre per assicurare la resistenza della struttura sottoposta a carichi statici e dinamici.

In questo paragrafo si progetterà la struttura A seguendo la normativa vigente, ed in particolare applicando tutti i requisiti statici e dinamici riguardanti le armature degli elementi, e quelli riferiti alla duttilità generata nei medesimi.

##### ***2.1.1. Linee guida sulla progettazione teorica delle travi:***

La progettazione di una trave viene condotta indagando l'armatura longitudinale e trasversale necessaria per resistere al momento e taglio sollecitante.

Lo studio dell'armatura minima longitudinale si imposta definendo il momento ultimo o di rottura dell'elemento. La rottura è intesa come il raggiungimento della deformazione ultima della sezione, ovvero il raggiungimento della curvatura ultima.

Il percorso logico che porta alla definizione del momento ultimo della trave si baserà sulle seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;

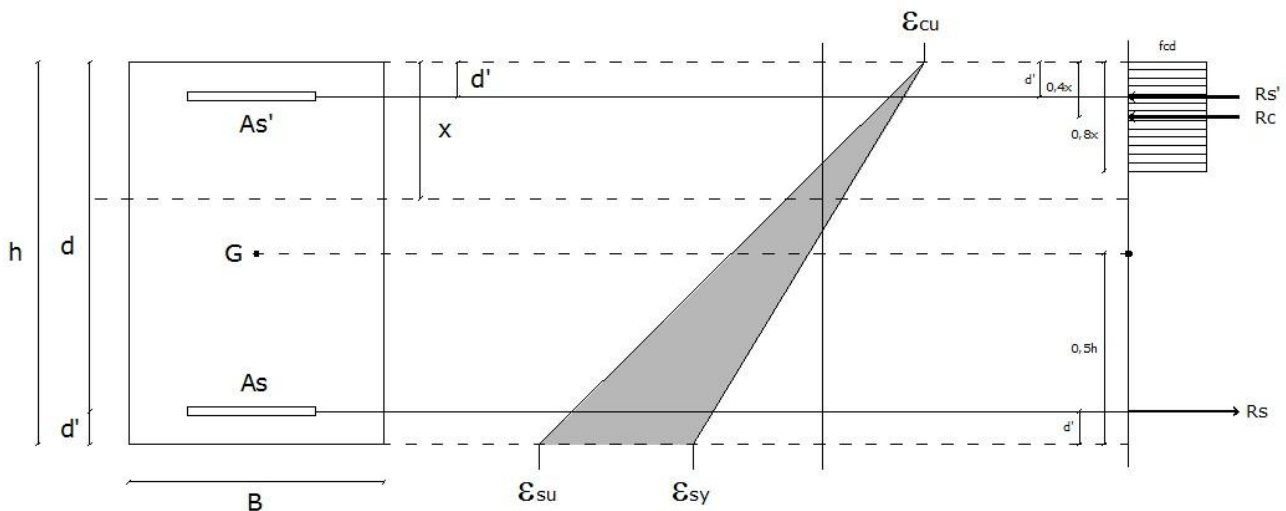
- Perfetta aderenza tra l'acciaio delle barre d'armatura ed il calcestruzzo;
- Legame elasto-plastico perfetto per l'acciaio delle armature;
- Legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo;
- Calcestruzzo non resistente a trazione.

Questo approccio teorico conduce il progettista a evidenziare infinite possibili sezioni piane, che possono essere raggruppate in zone dette "campi". Ogni campo ha diverse caratteristiche di crisi dell'elemento, dipendenti dal tipo di sollecitazione nata dall'imposizione di una certa deformazione.

Per garantire all'elemento un comportamento duttile si pensa ad una rottura del calcestruzzo sottoposto a compressione, anticipata dallo snervamento dell'acciaio. Questa ipotesi consente di fornire agli utenti della struttura un preavviso in caso di collasso strutturale, e quindi, consente di avere il tempo necessario per mettere in sicurezza gli utenti stessi.

L'ipotesi conduce alla progettazione degli elementi tipo trave, sottoposti a flessione semplice o composta, rigorosamente nel dominio di rottura in campo 3.

In questo campo si prevede una deformazione del calcestruzzo, nel lembo più sollecitato, pari a quella massima  $\epsilon_{cu}$ , mentre l'acciaio ammette escursioni di deformazione solo in campo plastico, fino alla deformazione ultima  $\epsilon_{su}$ :



**Sezione in dominio di rottura campo 3**

**Fig. 2.1.1-1**

Le tensioni sul calcestruzzo risulterebbero paraboliche, ma si ipotizza lo stress block, cioè il poter considerare una zona rettangolare e con la stessa area raccolta dalla parabola, ma

con base pari all'80% di quella della parabola. Per l'acciaio si considereranno le sezioni snervate. Le risultanti delle tensioni saranno le seguenti:

$$R_c = 0,8x * B * f_{cd}$$

$$R_s = A_s * f_{yd}$$

$$R'_s = A'_s * f_{yd}$$

Si scrivono le equazioni alla traslazione e alla rotazione, evidenziando che la normativa impone di usare come polo, l'asse baricentrico della sezione:

$$0,8x * B * f_{cd} + A'_s * f_{yd} = A_s * f_{yd}$$

$$M_{sd} = 0,8x * B * f_{cd} * \left(\frac{h}{2} - 0,4x\right) + A'_s * f_{yd} * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s * f_{yd} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

Si evidenziano i seguenti parametri:

$$\xi' = \frac{d'}{d}$$

$$\xi = \frac{x}{d}$$

$$\beta = \frac{A'_s}{A_s} \quad \rightarrow \text{Rapporto tra armatura compressa e tesa}$$

$$\rho_m = \frac{A_s * f_{yd}}{B * d * f_{cd}} \quad \rightarrow \text{Percentuale meccanica d'armatura tesa}$$

Si elaborano le equazioni immettendo i parametri:

$$\xi = 1,25 * \rho_m * (1 - \beta)$$

$$\rho_m = \frac{(1-\beta)*(h-d') - \sqrt{(1-\beta)^2*(h-d')^2 - 2*d*(1-\beta)^2*\frac{M_{sd}}{B*d*f_{cd}}}}{d*(1-\beta)^2}$$

Attraverso la percentuale meccanica d'armatura sarà possibile trovare l'armatura minima tesa e compressa longitudinale per resistere al momento sollecitante:

$$A_s = \rho_m * \frac{B*d*f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A'_s = \beta * A_s$$

Il mercato metterà a disposizione del progettista barre d'armatura con differente diametro che dovranno essere scelte coerentemente con le dimensioni della sezione. Ciò implica che scegliendo barre d'armatura si modificheranno le aree d'armatura tesa e compressa. La verifica della sezione scelta, sarà condotta inserendo le nuove aree d'acciaio e definendo il momento resistente di progetto, che dovrà essere superiore al momento sollecitante di progetto:

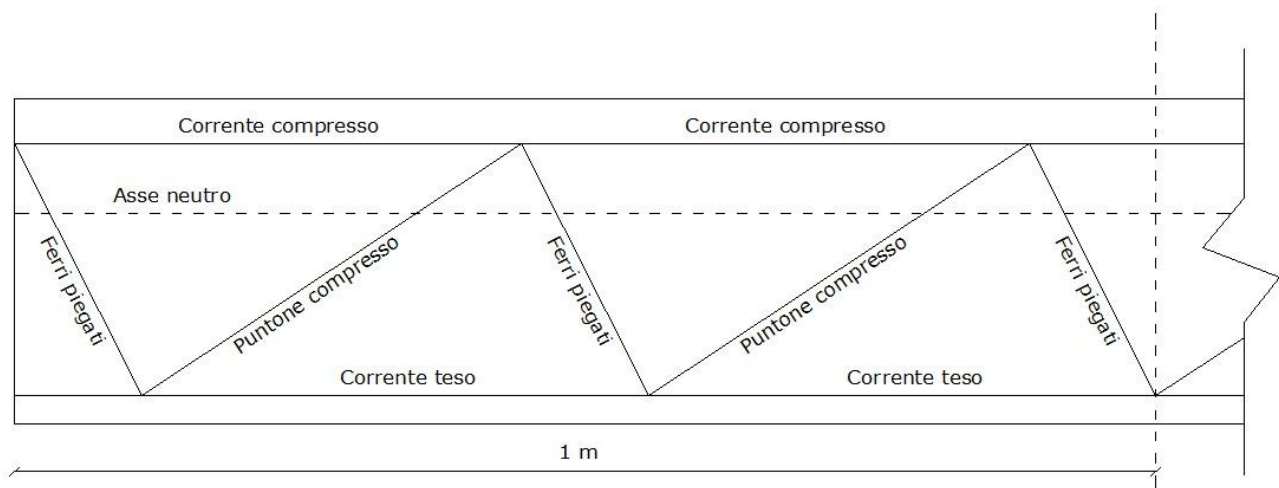
$$M_{rd} = (b * B * f_{cd}) * \{ \rho_m * (1 - \beta) * (h - d') - \rho_m^2 * [0,5 * d * (1 - \beta)^2] \}$$

Per assicurarsi di essere nel dominio di rottura 3 si dovrà verificare quanto segue:

$$0,05 \leq \xi < \frac{\frac{3,5}{1000}}{\frac{3,5}{1000} + \epsilon_{sy}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,86} = 0,65$$

Lo studio dell'armatura minima trasversale sarà condotto secondo il traliccio ideale di Ritter-Morsch. Questo fornisce il vantaggio di poter effettuare uno studio staticamente determinato e il calcolo delle sollecitazioni in ogni elemento si può compiere senza lo studio delle equazioni di congruenza.

Il traliccio teorico prevede un'armatura longitudinale che costituisce il corrente inferiore teso. Superiormente sarà presente un corrente compresso, identificato dal suo asse baricentrico e distante dal corrente teso di una quantità pari al braccio della coppia interna  $z$  (quest'ultima costituente l'altezza del traliccio). Saranno presenti puntoni compressi di calcestruzzo con una inclinazione generica pari a  $\phi$  rispetto all'asse longitudinale della trave. Infine si evidenziano le armature trasversali, che possono essere del tipo staffe nel caso in cui l'angolo  $\alpha$  sia di  $90^\circ$ , oppure del tipo ferri piegati in caso di angolo inferiore a  $90^\circ$ . Detto ciò, si può rappresentare il traliccio che teoricamente si forma internamente alla trave come una somma di un certo numero di tralici isostatici:



**Sezione in dominio di rottura campo 3**

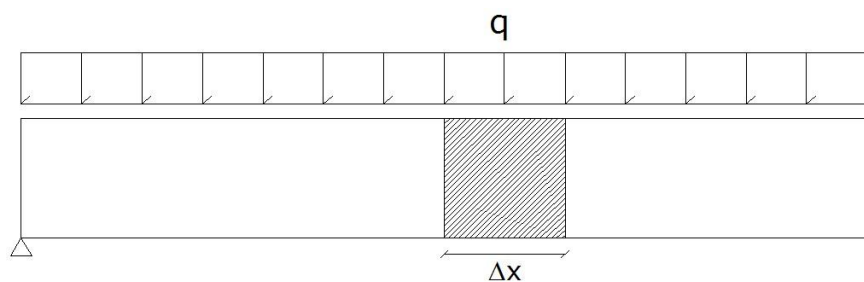
**Fig. 2.1.1-2**

Il traliccio multiplo rappresenta in modo sufficientemente approssimato all'effettiva distribuzione delle tensioni interne dei puntone di calcestruzzo, che in realtà sono diffuse.

L'approssimazione è tanto più precisa quanto risultano fitte le armature.

Il traliccio multiplo risulta essere iperstatico, perciò, si preferisce condurre lo studio attraverso un unico traliccio singolo, ipotizzando di concentrare tutte le armature di ogni modulo in un unico elemento, ripetuto più volte per tutta la lunghezza della trave, una volta noto il quantitativo minimo di armatura trasversale necessaria.

Si consideri ora un concio di trave di lunghezza  $\Delta x$ :

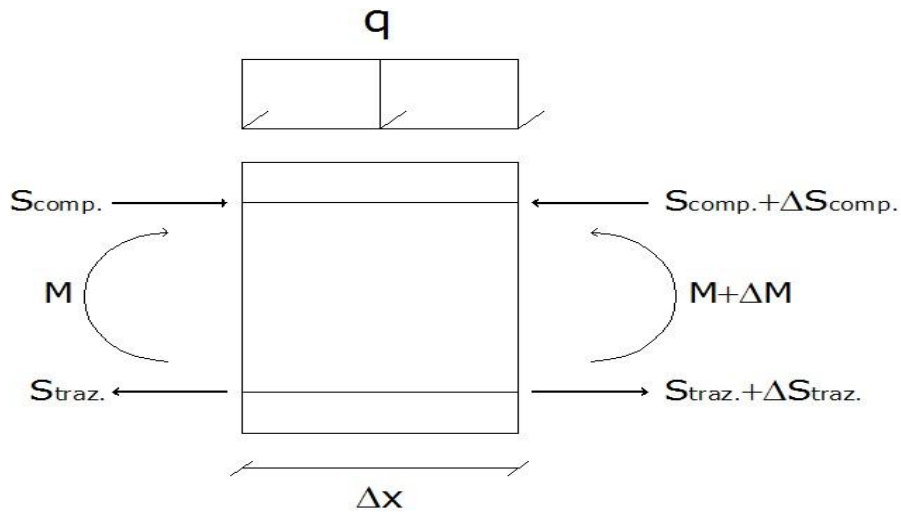


**Elemento trave e concio generico**

**Fig. 2.1.1-3**

Si mettono in evidenza le azioni interne del concio:





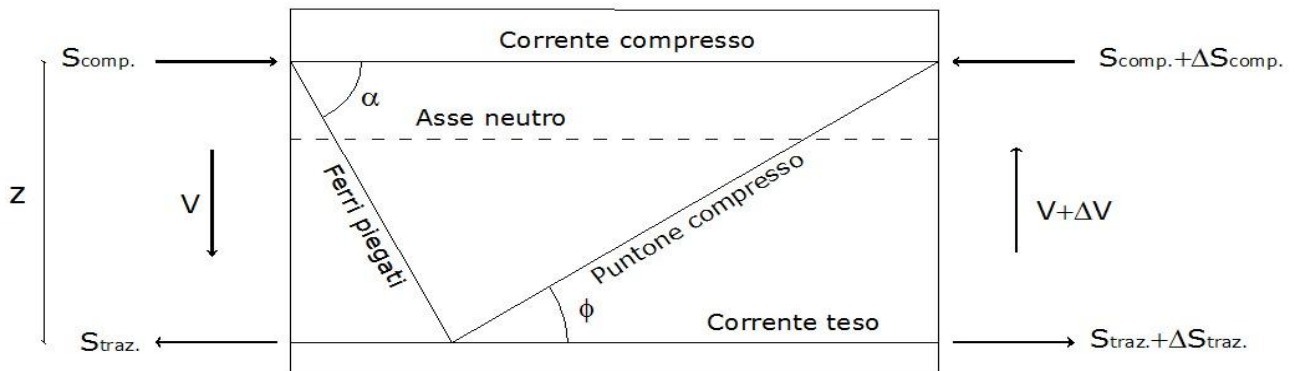
Statica del concio generico

Fig. 2.1.1-4

Dall'equilibrio alla rotazione del concio per una trave di Eulero-Bernulli, si evidenzia che:

$$V = \frac{dM}{dx}$$

Si consideri ora un traliccio modulare semplice, contenuto in un concio e si cerchino le equazioni di equilibrio nelle sezioni estreme:



Statica del concio generico

Fig. 2.1.1-5

Si consideri la sezione di estrema sinistra:

$$S_{comp.} + \Delta S_{comp.} = S_{traz.} + \Delta S_{traz.} \quad \rightarrow \quad S_{comp.} = S_{traz.} = S$$

$$S * z = M \quad \rightarrow \quad S = \frac{M}{z}$$

Si consideri la sezione di estremità destra:

$$S_{\text{comp.}} + \Delta S_{\text{comp.}} = S_{\text{traz.}} + \Delta S_{\text{traz.}} \quad \rightarrow \quad \Delta S_{\text{comp.}} = \Delta S_{\text{traz.}} = \Delta S$$

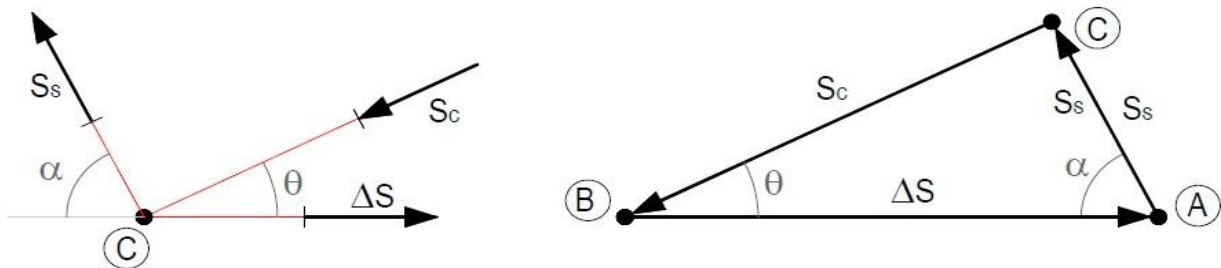
$$\Delta S * z = M \quad \rightarrow \quad \Delta S = \frac{M}{z}$$

Per equilibrio , trascurando gli elementi di ordine superiore ad uno, si otterrà:

$$M = V * \Delta x + \Delta V * \frac{\Delta x}{2} \quad \rightarrow \quad M = V * \Delta x$$

$$\Delta S = \frac{M}{z} = \frac{V * \Delta x}{z}$$

Si evidenziano ora le forze che andranno a sollecitare ferri piegati e puntoni e si condurrà l'equilibrio rispetto al nodo C:



Equilibrio al nodo C

Fig. 2.1.1-6

$$\Delta S = S_c * \cos(\phi) + S_s * \cos(\alpha)$$

$$S_c * \sin(\phi) = S_s * \sin(\alpha) \quad \rightarrow \quad S_c = S_s * \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\phi)}$$

Ovvero:

$$\Delta S = S_s * \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\phi)} * \cos(\phi) + S_s * \cos(\alpha) = S_s * [\sin(\alpha) * \text{ctg}(\phi) + \cos(\alpha)]$$

Ricavando infine:

$$S_s = \frac{\Delta S}{[\sin(\alpha) * \text{ctg}(\phi) + \cos(\alpha)]}$$

$$S_c = \frac{\Delta S}{[\text{sen}(\alpha) * \text{ctg}(\phi) + \text{cos}(\alpha)]} * \frac{\text{sen}(\alpha)}{\text{sen}(\phi)} = \frac{\Delta S}{\text{sen}(\phi) * [\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)]}$$

Avendo definito la forza sul ferro piegato, si può eseguire lo studio del taglio resistente:

$$\sigma_s = \frac{S_s}{A_{sw}} = \frac{\Delta S}{A_{sw} * [\text{sen}(\alpha) * \text{ctg}(\phi) + \text{cos}(\alpha)]} = \frac{V * \Delta x}{A_{sw} * z * [\text{sen}(\alpha) * \text{ctg}(\phi) + \text{cos}(\alpha)]} \leq f_{yd}$$

$$V_{Rsd} = f_{yd} * \frac{z}{\Delta x} * A_{sw} * \text{sen}(\alpha) * [\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)]$$

Dove:  $A_{sw} = n^{\circ} \text{bracci} * A_s$  (in caso di staffe)

$$z = 0,9 * d$$

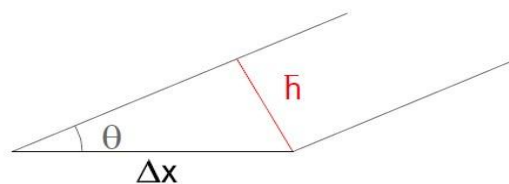
$$s = \Delta x$$
 (passo delle staffe)

Si perviene esattamente all'equazione che la normativa impone di impiegare nel caso di verifica lato acciaio, ovvero:

$$V_d \leq V_{Rsd} = 0,9 * d * f_{yd} * \frac{A_{sw}}{s} * \text{sen}(\alpha) * [\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)]$$

Si studia, infine, il puntone compresso per definire il taglio sopportabile da esso:

$$\sigma_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{S_c}{B * \bar{h}} = \frac{S_c}{B * \Delta x * \text{sen}(\phi)}$$



**Larghezza del puntone**

**Fig. 2.1.1-7**

$$\sigma_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{S_c}{B * \bar{h}} = \frac{V * \Delta x}{B * \Delta x * z * \text{sen}(\phi)^2 * [\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)]} \leq v * f_{cd}$$

Dove  $v = 0,5 * \alpha_c$  è un coefficiente che tiene in conto dell'irregolarità della biella e del fatto che essa è soggetta a trazioni trasversali. La resistenza a taglio della biella risulta quindi:

$$V_{Rcd} = v * f_{cd} * B * z * \text{sen}(\phi)^2 * [\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)] = v * f_{cd} * B * z * \left[ \frac{\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)}{1 + \text{ctg}(\phi)^2} \right]$$

Si perviene esattamente all'equazione che la normativa impone di impiegare nel caso di verifica lato calcestruzzo, ovvero:

$$V_d \leq V_{Rcd} = 0,9 * v * d * B * f_{cd} * \left[ \frac{\text{ctg}(\phi) + \text{ctg}(\alpha)}{1 + \text{ctg}(\phi)^2} \right]$$

La normativa impone di verificare il taglio agente sulla trave con il minimo dei valori dei tagli resistenti lato acciaio e lato calcestruzzo:

$$V_d \leq \min[V_{Rsd}; V_{Rcd}]$$

Infine, l'inclinazione dei puntoni d'anima deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg}(\phi) \leq 2,5 \quad \rightarrow \quad 21,8^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$$

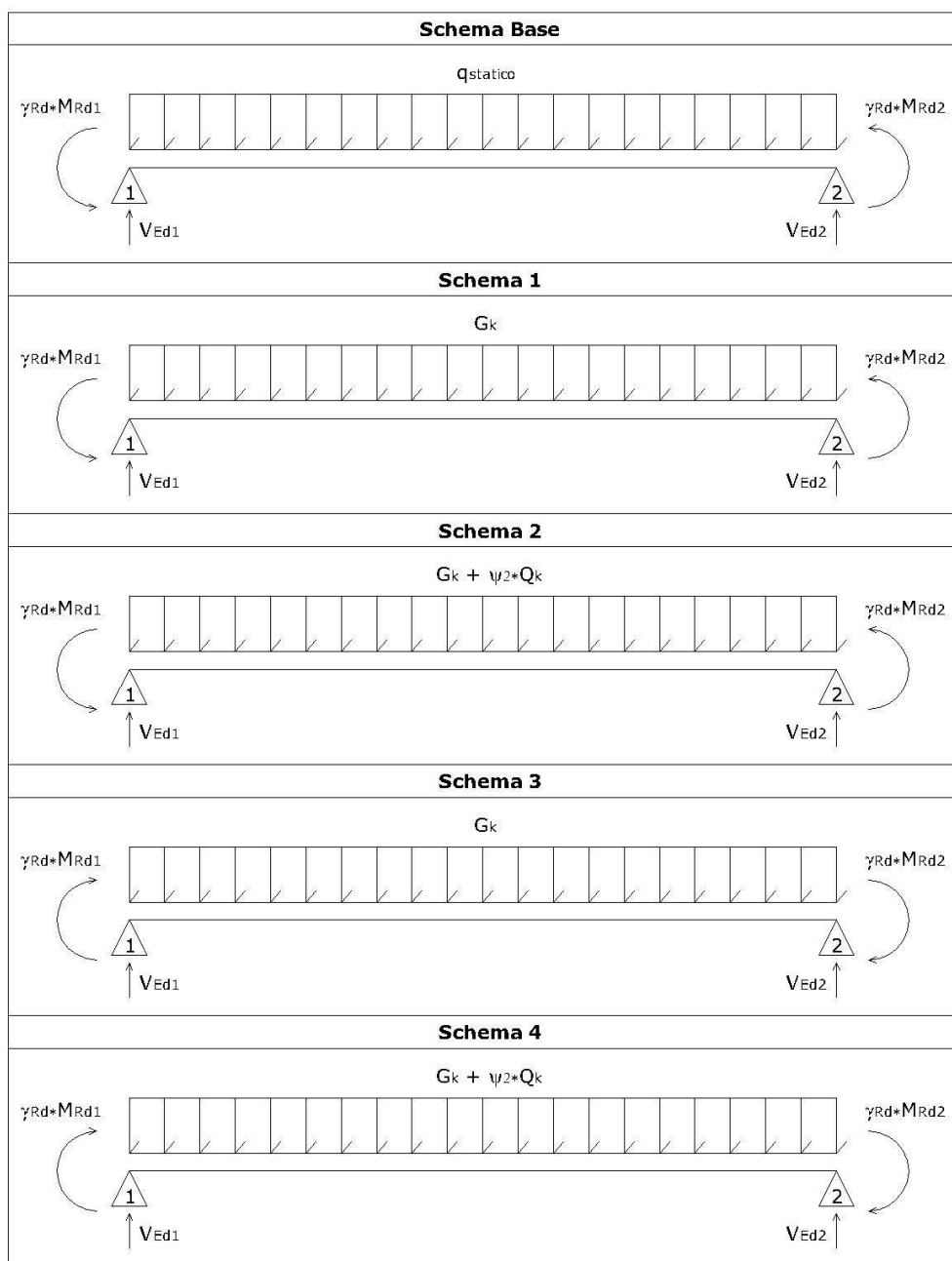
La progettazione dell'armatura trasversale di tutti gli elementi strutturali tipo trave sarà condotta impiegando sempre staffe a due braccia (ovvero  $\alpha$  pari a  $90^\circ$ ) e un valore di  $\phi$  di  $45^\circ$  (cioè pari al massimo consentito). Considerare  $\phi$  minore di  $45^\circ$  consentirebbe di diminuire il numero di staffe da inserire nella sezione, ma considerare un valore pari proprio a  $45^\circ$  permetterebbe, una volta approvato il progetto esecutivo, di ritoccare il progetto delle armature diminuendo tale valore e risolvendo problematiche post progettuali (incrementi di carico, errori di messa in opera, cambiamento delle condizioni, ecc.).

La trattazione sul taglio appena fatta permetterà di verificare se il taglio resistente sarà maggiore del taglio sollecitante. Precedentemente l'attuazione della vigente normativa il taglio sollecitante era semplicemente il taglio riscontrato dall'analisi strutturale. La normativa, ora, impone di impiegare come taglio sollecitante un taglio di calcolo  $V_{ED}$ .

La natura di questo taglio di calcolo, permette di scongiurare una rottura di tipo fragile, tipicamente come quella dovuta a taglio, a favore di una crisi duttile, dovuta a flessione. La crisi duttile permette di sviluppare nell'elemento grandi deformazioni e, nel contempo, dissipare grosse quantità di energia in ingresso a seguito di un sisma.

Tale sollecitazione è ottenuta sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata come incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio generate dai momenti resistenti delle sue sezioni di plasticizzazione (amplificati da un fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ ). Il coefficiente varrà 1,20 per strutture con classe di duttilità tipo A, mentre varrà 1 per strutture con classe di duttilità tipo B. Essendo la struttura di riferimento progettata con classe di duttilità B si impiegherà  $\gamma_{Rd} = 1$ .

Gli schemi di riferimento e il calcolo di  $V_{ED}$  saranno i seguenti:



Schemi per la definizione del taglio di progetto con la gerarchia delle resistenze

Fig. 2.1.1-8

### Valutazione della duttilità:

La duttilità è la capacità di un elemento strutturale di mantenere la propria resistenza nonostante forti escursioni in campo plastico.

Essa può essere definita analiticamente come il rapporto tra la curvatura ultima della sezione e quella dello snervamento. I possibili strumenti che un progettista possiede per aumentare la duttilità flessionale delle travi sono: definire un'adeguata armatura compressa e fornire un adeguato confinamento. Essendo le travi elementi soggetti prettamente a flessione si penserà di agire solo nei confronti dell'armatura compressa per garantire la duttilità richiesta.

La curvatura ultima potrà essere definita nel seguente modo:

$$x_u = 1,25 * d * \rho_m * (1 - \beta)$$
$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} = \frac{\varepsilon_{cu}}{1,25 * d * \rho_m * (1 - \beta)} = \frac{0,8 * \varepsilon_{cu}}{d * \rho_m * (1 - \beta)}$$

Alla curvatura ultima sarà associato il momento ultimo, visto nella trattazione, sotto il nome di momento resistente  $M_{rd}$ .

La curvatura allo snervamento può essere definita nel seguente modo:

$$f = \frac{n * (A_s + A_s')}{B}$$
$$h_0 = \frac{(A_s * d) + (A_s' * c)}{(A_s + A_s')}$$
$$x_y = f * \left( \sqrt{1 + \left( \frac{2 * h_0}{B} \right)^2} - 1 \right)$$
$$\chi_y = \frac{f_y d}{E_s * (d - x_y)}$$

Alla curvatura di snervamento sarà associato il momento di snervamento  $M_y$ :

$$J = \frac{B * x_y^3}{d} + n * A_s * (d - x_y)^2 + n * A_s' * (x_y - c)^2$$
$$M_y = \frac{f_y d * J}{n * (d - x_y)}$$

La duttilità di una trave può, dunque, essere vista come segue:

$$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u}{\chi_y}$$

Limitazioni della normativa:

La normativa pone limitazioni che rappresentano i requisiti statici e quelli dinamici che le travi devono possedere:

REQUISITI DELLE TRAVI SECONDO NORMATIVA	
Requisiti statici	Requisiti dinamici
<b>Armatura longitudinale:</b>	<b>Armatura longitudinale:</b>
$A_{s,min} \geq 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$ $A_{s,min(tesa\ p\ compressa)} \leq 4\%A_c$	$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$
<b>Armatura trasversale:</b>	<b>Armatura trasversale:</b>
$s \leq 333mm$ $s \leq 0,8 * d$	$s \leq 0,25 * d$ $s \leq 225mm$ $s \leq 8 * \phi_{long.}$ $s \leq 24 * \phi_{trasv.}$
<b>Staffe di contenimento:</b>	<b>Staffe di contenimento:</b>
$A_{st,min} = 1,5 * B \quad [mm^2/m]$	$\phi_{staffe} \geq 6mm$
<b>Note:</b>	<b>Note:</b>
Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.	Almeno due barre longitudinali di diametro di 14 mm dovranno essere disposte sia superiormente che inferiormente per tutta la lunghezza della trave. Dovrà essere garantita una duttilità: $\mu_{\chi} \geq 6,8$

**Requisiti statici e dinamici per le travi**

**Fig. 2.1.1-9**

**2.1.2. Linee guida sulla progettazione teorica dei pilastri:**

Per lo studio di elementi strutturali come i pilastri è necessario fare un'introduzione sulla pressoflessione retta, ovvero la contemporanea presenza di compressione e flessione.

Per tenere in conto di queste due sollecitazioni si procederà con la costruzione di domini di interazione M-N, relativi ad una precisa sezione di progetto del pilastro.

Il percorso logico che porta alla definizione di questi domini sarà simile alla trattazione svolta precedentemente per la flessione semplice e varranno le seguenti ipotesi:

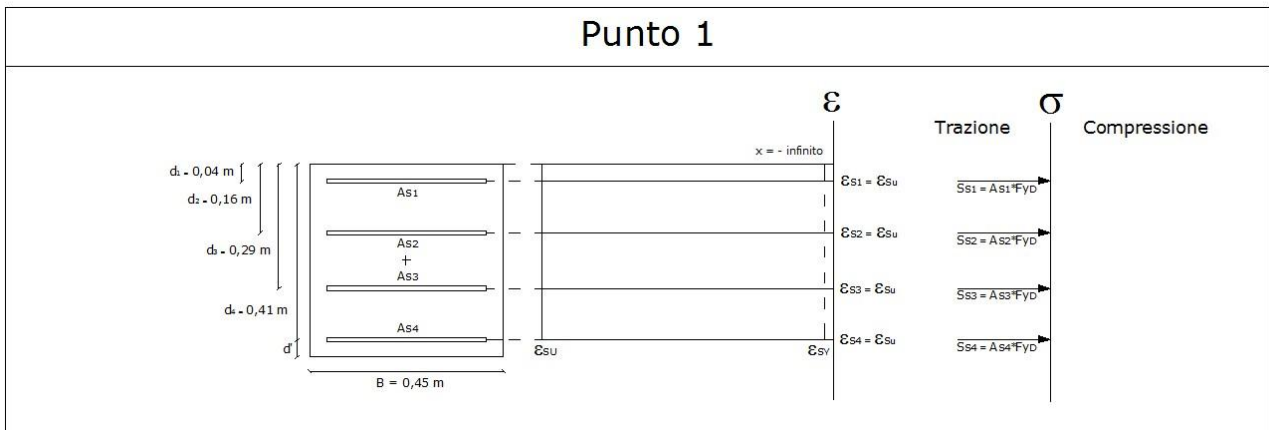
- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra l'acciaio delle barre d'armatura ed il calcestruzzo;
- Legame elasto-plastico perfetto per l'acciaio delle armature;
- Legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo;
- Calcestruzzo non resistente a trazione.

Ogni dominio sarà identificato attraverso una sezione di c.a. di progetto che nel seguito verrà condotta per pilastri le cui dimensioni saranno 45x45, 40x40, 35x35.

In quanto la normativa prevede che l'interasse tra barre longitudinali non possa essere inferiore a certi parametri, dovrà necessariamente essere che esse siano disposte, oltre alle classiche armature simmetriche superiormente e inferiormente, anche armature secondarie lungo l'altezza della sezione. In particolare è stato scelto di porre due file di armature tra quelle inferiori e superiori. Si lasceranno da definire per tentativi le armature longitudinali, e con la loro definizione potrà essere determinato il dominio di interazione per punti. I punti del dominio saranno calcolati facendo riferimento a situazioni deformative significative come lo snervamento di una fila di barre d'armature o il raggiungimento della loro deformazione ultima. In particolare verranno calcolati 10 punti per fornire un buon raffittimento del dominio che potrà essere considerato teoricamente esatto, ove per ogni singolo punto verrà valutato l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione con le equazioni similari, viste nella flessione semplice. Data una certa armatura, sarà possibile definire completamente ogni punto.

Per non appesantire troppo la trattazione si scrivono le sole equazioni risolventi i 10 punti, per la costruzione del dominio M-N, valido per una sezione in c.a. di dimensione 45x45:





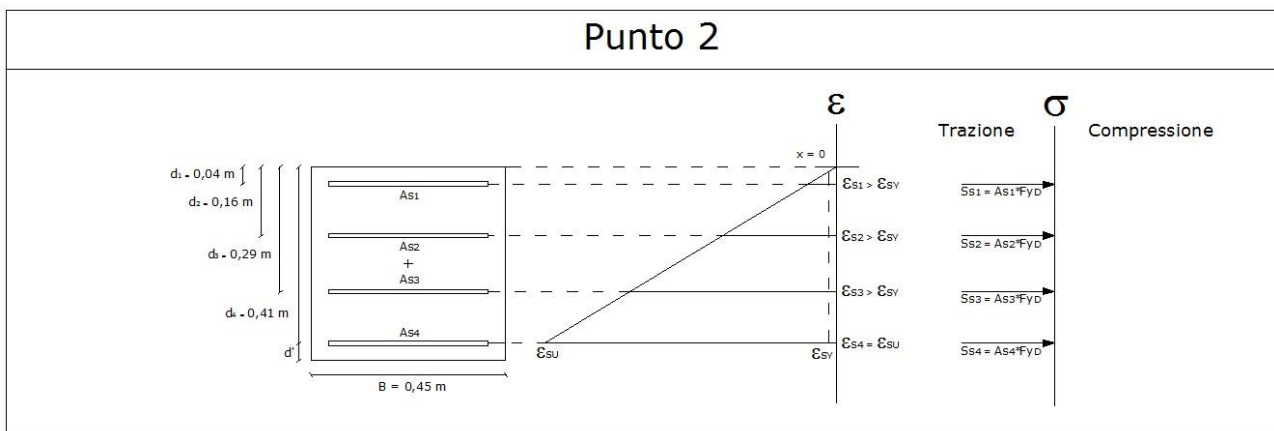
**Punto 1 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-1**

Equazioni risolventi il punto 1:

$$N_{crd} = S_{s1} + S_{s2} + S_{s3} + S_{s4}$$

$$M_{crd} = S_{s1} * s_1 + S_{s2} * s_2 - S_{s3} * s_3 - S_{s4} * s_4$$



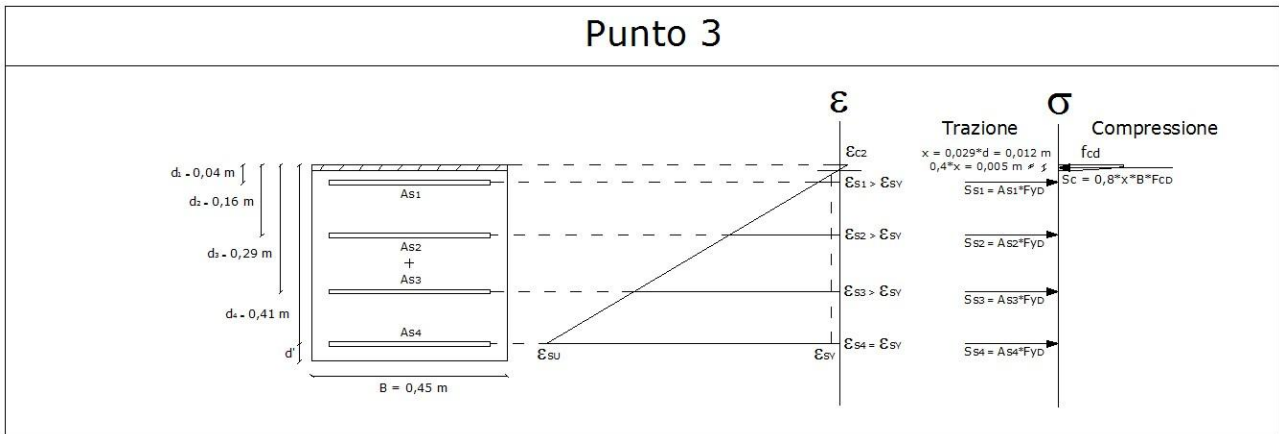
**Punto 2 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-2**

Equazioni risolventi il punto 2:

$$N_{crd} = S_{s1} + S_{s2} + S_{s3} + S_{s4}$$

$$M_{crd} = S_{s1} * s_1 + S_{s2} * s_2 - S_{s3} * s_3 - S_{s4} * s_4$$



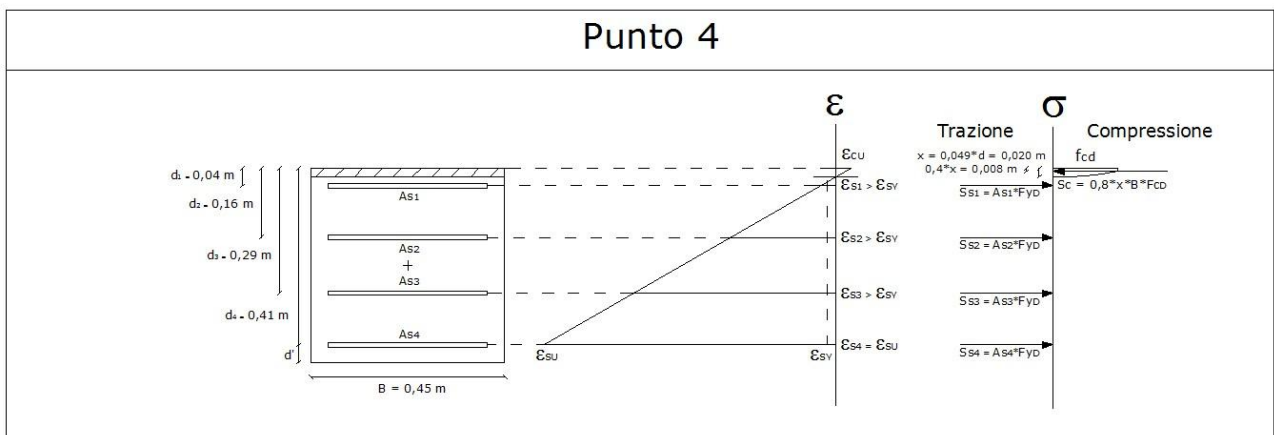
**Punto 3 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-3**

Equazioni risolventi il punto 3:

$$N_{crd} = S_{s1} + S_{s2} + S_{s3} + S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = -S_{s1} \cdot s_1 - S_{s2} \cdot s_2 + S_{s3} \cdot s_3 + S_{s4} \cdot s_4 + S_c \cdot (0,5 \cdot h - 0,4 \cdot x_3)$$



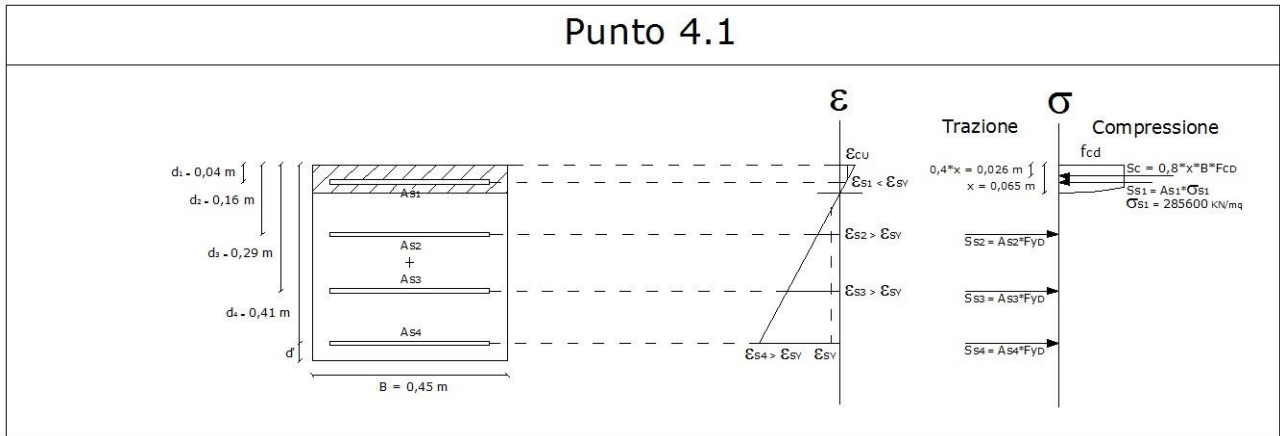
**Punto 4 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-4**

Equazioni risolventi il punto 4:

$$N_{crd} = S_{s1} + S_{s2} + S_{s3} + S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = -S_{s1} \cdot s_1 - S_{s2} \cdot s_2 + S_{s3} \cdot s_3 + S_{s4} \cdot s_4 + S_c \cdot (0,5 \cdot h - 0,4 \cdot x_4)$$



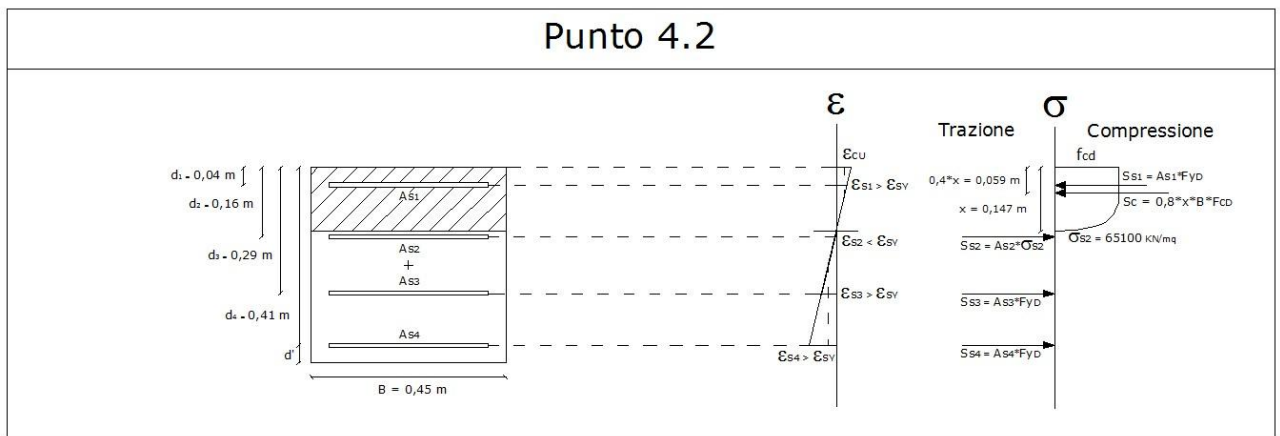
**Punto 4.1 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-5**

Equazioni risolventi il punto 4.1:

$$N_{crd} = - S_{s1} - S_{s2} + S_{s3} + S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = + S_{s1} * s_1 - S_{s2} * s_2 + S_{s3} * s_3 + S_{s4} * s_4 + S_c * (0,5 * h - 0,4 * x_{4.1})$$



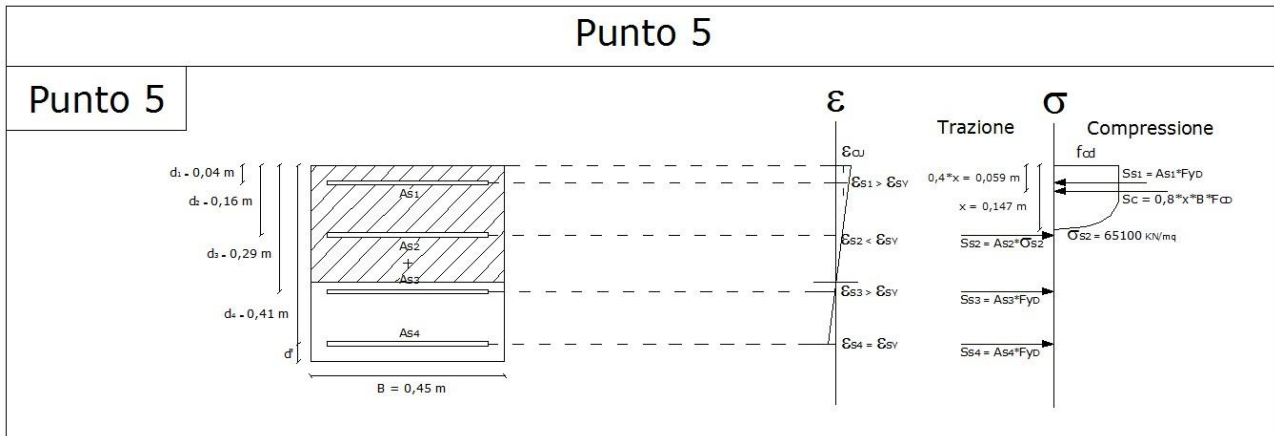
**Punto 4.2 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-6**

Equazioni risolventi il punto 4.2:

$$N_{crd} = - S_{s1} - S_{s2} + S_{s3} + S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = + S_{s1} * s_1 - S_{s2} * s_2 + S_{s3} * s_3 + S_{s4} * s_4 + S_c * (0,5 * h - 0,4 * x_{4.2})$$



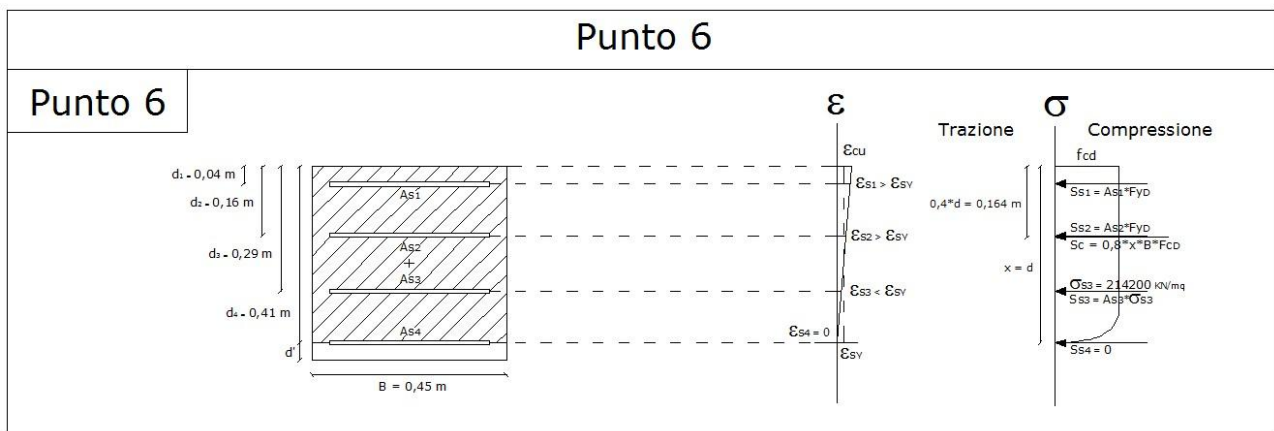
**Punto 5 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-7**

Equazioni risolventi il punto 5:

$$N_{crd} = - S_{s1} - S_{s2} + S_{s3} + S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = + S_{s1} * s_1 + S_{s2} * s_2 + S_{s3} * s_3 + S_{s4} * s_4 + S_c * (0,5 * h - 0,4 * x_5)$$



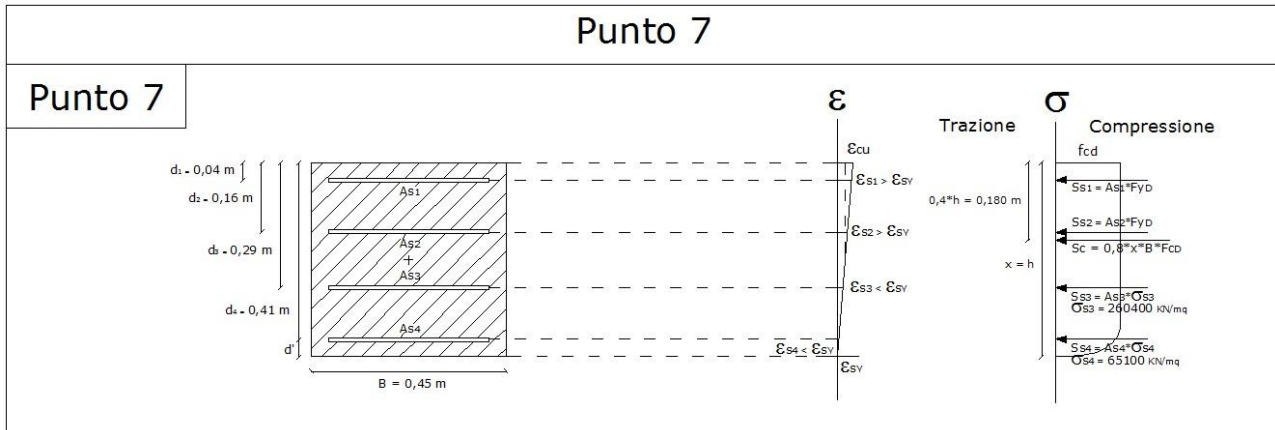
**Punto 6 del dominio M-N per una sezione 45x45**

**Fig. 2.1.2-8**

Equazioni risolventi il punto 6:

$$N_{crd} = - S_{s1} - S_{s2} - S_{s3} - S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = + S_{s1} * s_1 + S_{s2} * s_2 - S_{s3} * s_3 - S_{s4} * s_4 + S_c * (0,5 * h - 0,4 * x_6)$$



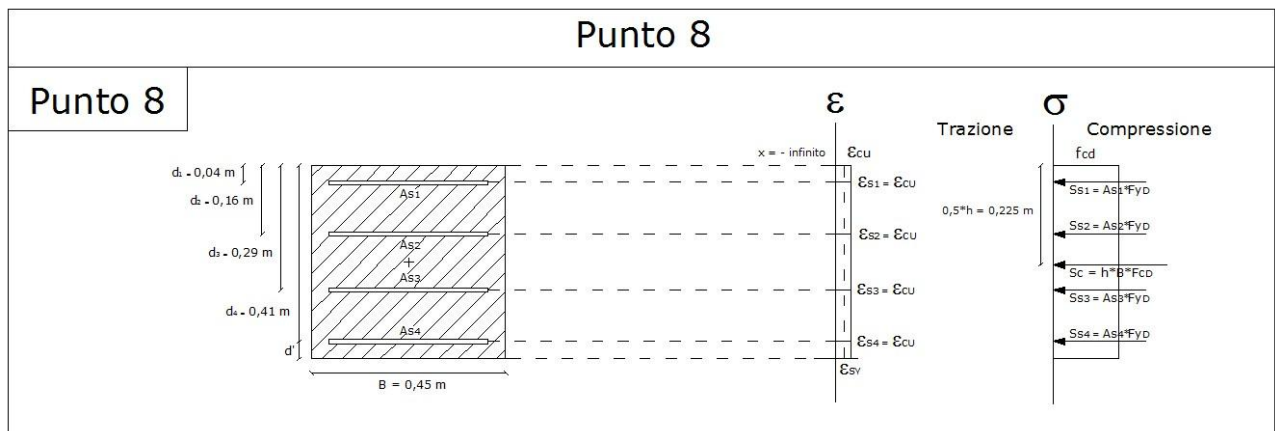
Punto 7 del dominio M-N per una sezione 45x45

Fig. 2.1.2-9

Equazioni risolventi il punto 7:

$$N_{crd} = - S_{s1} - S_{s2} - S_{s3} - S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = + S_{s1} * s_1 + S_{s2} * s_2 - S_{s3} * s_3 - S_{s4} * s_4 + S_c * (0,5 * h - 0,4 * x_7)$$



Punto 8 del dominio M-N per una sezione 45x45

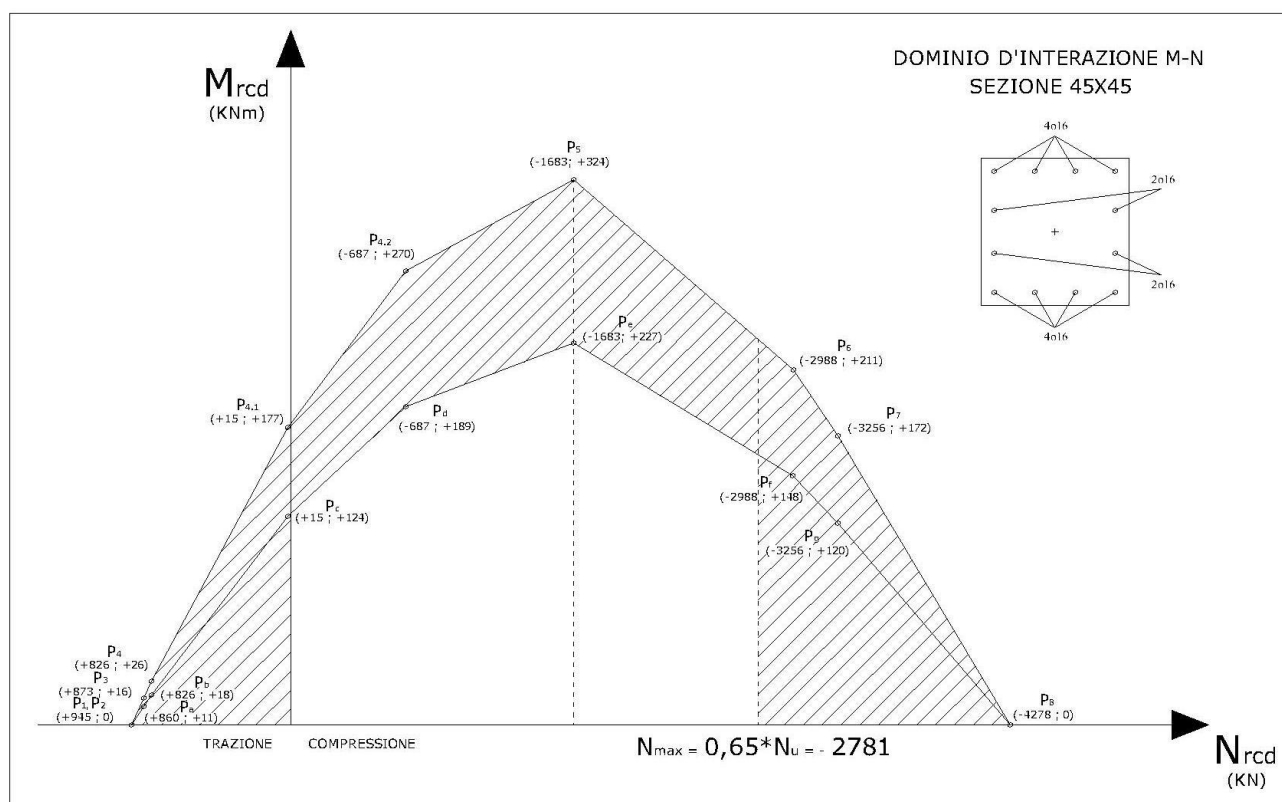
Fig. 2.1.2-10

Equazioni risolventi il punto 8:

$$N_{crd} = - S_{s1} - S_{s2} - S_{s3} - S_{s4} - S_c$$

$$M_{crd} = + S_{s1} * s_1 + S_{s2} * s_2 - S_{s3} * s_3 - S_{s4} * s_4$$

Il dominio di interazione M-N per una sezione 45x45 definita come sopra impiegando solamente armature di 16mm di diametro è stato, a titolo di esempio, il seguente:



**Dominio M-N risultante per una sezione 45x45 con diametri d'armatura di 16mm**

**Fig. 2.1.2-11**

Il dominio di interazione M-N risultante è la curva rettificata superiore del grafico, mentre la curva rettificata inferiore rappresenta il dominio ridotto del 30%, convenzionalmente imposto dalla normativa nel caso di verifica a pressoflessione deviata, piuttosto che a pressoflessione retta. Il dominio viene ulteriormente ridotto dalle limitazioni della normativa con una retta al 65% della resistenza massima di sola compressione.

Lo stato di sollecitazione di un generico pilastro con la medesima geometria sarà identificato da un punto ( $N_{ed}$ ,  $M_{ed}$ ) che dovrà cadere all'interno della parte di dominio non tratteggiato al fine di assicurare la sua verifica.

Tutti i pilastri dovranno essere progettati anche per resistere al taglio agente. Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti a taglio, la sollecitazione da impiegare per la progettazione sarà la seguente:

$$V_{ED} = \gamma_{Rd} * \frac{MC,Rd^S + MC,Rd^I}{l_p}$$

Per quanto riguarda la trattazione teorica del taglio, si farà riferimento a quella già discussa per le travi, pertanto, non si aggiungerà altro.

Si specifica, infine che la struttura A sarà interamente progettata con pilastri la cui armatura sarà composta da 12 barre di diametro 18 mm, mentre i domini di interazione M-N saranno calcolati con sezioni da 35x35 fino a 45x45. L'armatura trasversale sarà dipendente dal confinamento necessario per garantire una certa duttilità al pilastro, oltre al rispetto della gerarchia delle resistenze.

### Valutazione della duttilità:

La duttilità è la capacità di un elemento strutturale di mantenere la propria resistenza nonostante forti escursioni in campo plastico.

Essa può essere definita analiticamente come il rapporto tra la curvatura ultima della sezione e quella allo snervamento.

Gli strumenti progettuali per aumentare la duttilità flessionale nei pilastri sono sostanzialmente quelli di aumentare la loro sezione o garantire un buon confinamento

Il progettista spesso è nelle condizioni di essere vincolato dalle dimensioni geometriche in pianta che possono assumere i pilastri, mentre ha la completa libertà nel caso volesse fornire un certo grado di confinamento attraverso delle staffature.

L'effetto del confinamento fornito al pilastro viene tradotto in un aumento della deformazione ultima di rottura del calcestruzzo compresso, ovvero:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,1 * \alpha * \omega_{st}$$

Dove:

- $b_0$  → base del calcestruzzo confinato, conteggiato tra gli assi delle staffe;
- $h_0$  → altezza del calcestruzzo confinato, conteggiato tra gli assi delle staffe;
- $p_{st}$  → somma della lunghezza di tutte le staffe e legature;
- $A_{st}$  → area della staffa;
- $s$  → passo delle staffe;

- $n$  → numero totale di barre longitudinali vincolate lateralmente da staffe o legature;  
 $b_i$  → distanza orizzontale tra due barre vincolate consecutive

$$\omega_{st} = \frac{A_{st} * p_{st}}{b_0 * h_0 * s} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{s}{2 * b_0}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 * h_0}\right)$$

$$\alpha_h = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 * b_0 * h_0}$$

$$\alpha = \alpha_h * \alpha_v$$

La curvatura ultima potrà essere ricavata come segue:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{ccu}}{x_u} \rightarrow \text{curvatura ultima con effetto del confinamento}$$

Il momento ultimo sarà espresso dal dominio d'interazione in funzione dello sforzo normale agente, ovvero senza considerare la variazione che può creare l'impiego del confinamento offerto dalle staffe.

La definizione della curvatura allo snervamento è decisamente più complessa per via della imposizione di un'equazione di terzo grado che deve essere risolta per ogni pilastro. Si trascurerà il contributo delle barre armature lungo l'altezza, si considererà solo quello delle armature superiori ed inferiori. L'equazione di terzo grado che definirà la posizione dell'asse neutro sarà il seguente:

$$J_n^*(x_y) - e * S_n^*(x_y) = 0 \quad ; \quad e = \frac{M}{N}$$

Il primo termine rappresenta il momento d'inerzia rispetto l'asse neutro allo snervamento, mentre il secondo termine rappresenta il momento statico rispetto al medesimo asse. La soluzione dell'equazione sarà composta da tre radici, di cui solo due saranno complesse. Per tale posizione dell'asse neutro (radice reale) si instaurerà una tensione nell'acciaio che sarà differente rispetto a quella di snervamento:

$$f_y = n * \frac{N}{S_n} * (d - x_y)$$



Il momento di snervamento potrà essere definito come segue:

$$M_y = \frac{f_y * S_n(x_y)}{n * (d - x_y)} * e$$

La duttilità di un pilastro può, dunque, essere vista come segue:

$$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y}$$

Limitazioni della normativa:

La normativa pone limitazioni che rappresentano i requisiti statici e quelli dinamici che le travi devono possedere:

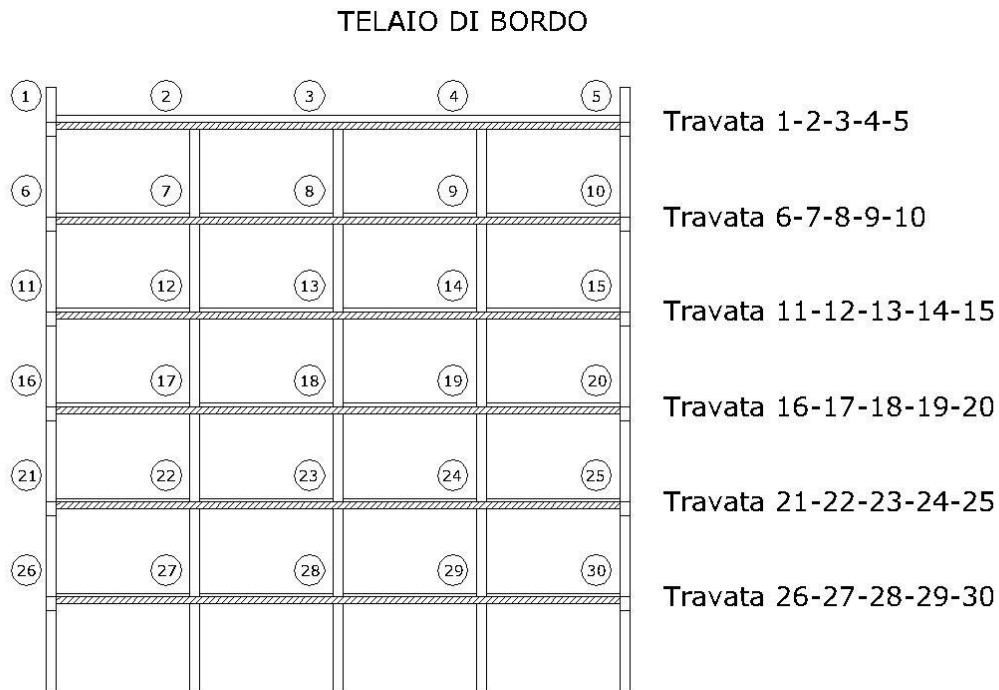
REQUISITI DEI PILASTRI SECONDO NORMATIVA	
Requisiti statici	Requisiti dinamici
<b>Armatura longitudinale:</b>	<b>Armatura longitudinale:</b>
$0,3\%A_c \leq A_s \leq 4\%A_c$ $\phi_{long.} \geq 12\text{mm}$	$1\%A_c \leq A_s \leq 4\%A_c$
<b>Armatura trasversale:</b>	<b>Armatura trasversale:</b>
$12 * \phi_{long.} \leq s \leq 250\text{mm}$ $\phi_{trasv.} \geq 6\text{mm}$	$s \leq 8 * \phi_{long.}$ $\phi_{trasv.} \geq 6\text{mm}$ $A_{Sw} \geq A_{Sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$
<b>Staffe di contenimento:</b>	<b>Staffe di contenimento:</b>
$\phi_{staffe} \geq 6\text{mm}$	$\phi_{staffe} \geq 6\text{mm}$
<b>Note:</b>	<b>Note:</b>
Le barre longitudinali non potranno avere interassi maggiori di 300mm.	Il dominio di interazione sarà generato riducendo il momento resistente del 30% e limitando lo sforzo normale agente sui pilastri del 65% rispetto a quello massimo raggiungibile della sezione. Dovrà essere garantita una duttilità: $\mu_\chi \geq 6,8$

Requisiti geometrici dei pilastri secondo la normativa

Fig. 2.1.2-12

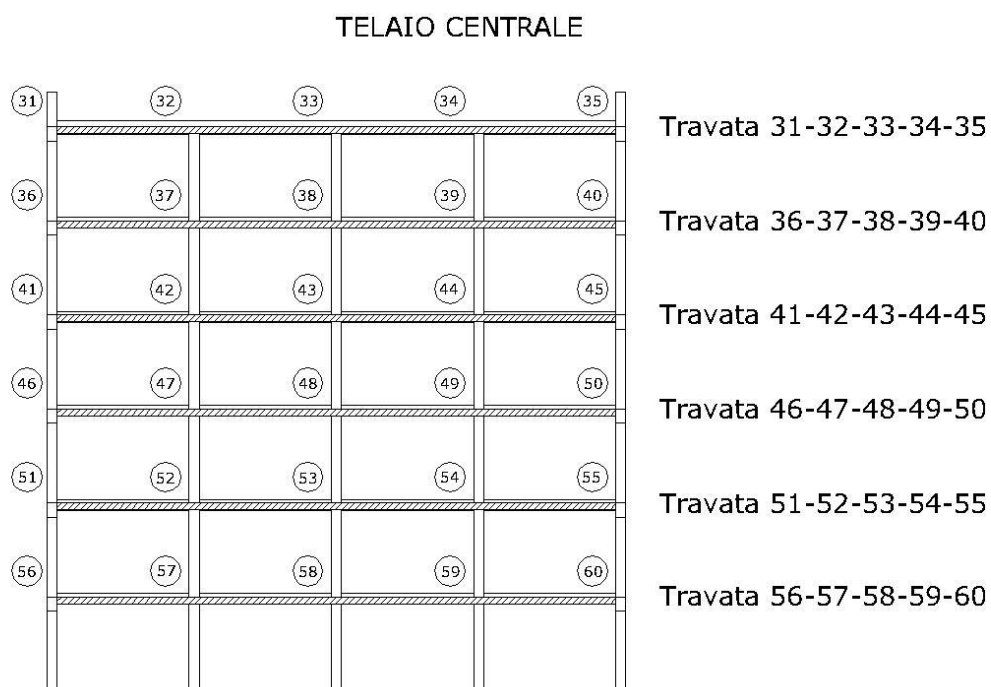
### 2.1.3. Progettazione della travi:

Dall'analisi delle sollecitazioni fornite dal calcolatore, alcune travate saranno sollecitate da forze molto simili, tanto che si effettuerà un'unica progettazione per tali elementi:



**Travate del telaio di bordo**

**Fig. 2.1.3-1**



**Travate del telaio centrale**

**Fig. 2.1.3-2**

## Telaio di bordo:

### Travata A:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata A le travi:

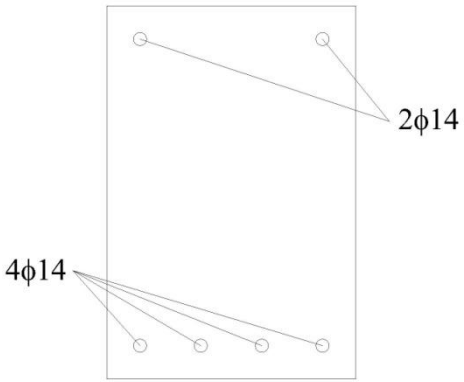
- Travata 16-17-18-19-20
- Travata 21-22-23-24-25
- Travata 26-27-28-29-30

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
16-17-18-19-20	- 154,96 KNm	+ 54,13 KNm
	+ 0 KNm	
21-22-23-24-25	- 167,02 KNm	+ 51,82 KNm
	+ 0 KNm	
26-27-28-29-30	- 159,71 KNm	+ 49,32 KNm
	+ 10,48 KNm	
Travata A	- 167,02 KNm	+ 54,13 KNm
	+ 10,48 KNm	

### Sollecitazioni della travata A

Fig. 2.1.3-3

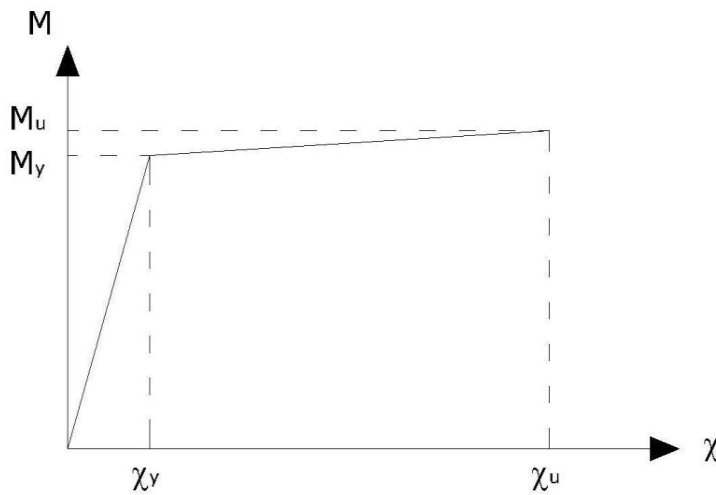
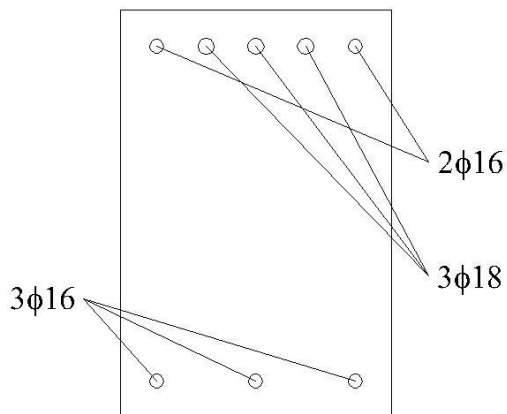
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	54,13		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 $\phi$ 14	3,08 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 14	6,16 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,50		
$\rho_m$	0,1190		
$\xi$	0,1212	$0,0500 \leq 0,1212 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	93,02 KNm	$> 54,13$ KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$		<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>	
$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0041 \leq 0,098$	<u>Verificato!!</u>	



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata A, campata

Fig. 2.1.3-4

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	10,48		
M <sub>SD</sub> (-)	167,02		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 16 ; 3 $\phi$ 18	11,64 cmq	
As,inf	3 $\phi$ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
$\beta$	0,52		
$\rho_m$	0,2248		
$\xi$	0,1661	$0,0500 \leq 0,1661 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	171,60 KNm	> 167,02 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
$\beta$	1,93	0,04*B*h = 54 cmq	
$\rho_m$	0,1164		
$\xi$	0,1057	$0,0500 \leq 0,1057 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,10 KNm	> 10,48 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$\rho$ per M <sub>SD</sub> (-)	$0,0031 \leq 0,0078 \leq 0,0118$	<u>Verificato!!</u>
	$\rho$ per M <sub>SD</sub> (+)	$0,0031 \leq 0,0040 \leq 0,0155$	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	164,60		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
$\chi_y$	0,0072		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	171,60		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
$\chi_u$	0,0514		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
$\mu_\chi = 7,11 \geq 6,8$	<u>Verificato!!</u>		



Progettazione dell'armatura longitudinale della travata A, appoggio

Fig. 2.1.3-5

Travata A		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		+43,48	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+128,18
G <sub>2</sub>	10,85		V <sub>Ed,2</sub>	+45,96
G <sub>2(tamp)</sub>	4,84	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	-43,48
Q <sub>k3</sub>	5,00		V <sub>Ed,2</sub>	-131,66
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-45,96
MRD (-)	-171,60		V <sub>Ed,2</sub>	-128,18
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+91,10	V <sub>Ed,max</sub>	+131,66	
		V <sub>Ed,min</sub>	-131,66	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata A

Fig. 2.1.3-6

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	131,66 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	φ 12	1,13 cm <sup>2</sup>	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	167,01 KN	> 131,66 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
φ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata A, appoggio

Fig. 2.1.3-7

Travata B:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata B le travi:

- Travata 11-12-13-14-15

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
11-12-13-14-15	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm
	+ 0 KNm	
Travata B	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm
	+ 0 KNm	

**Sollecitazioni della travata B**

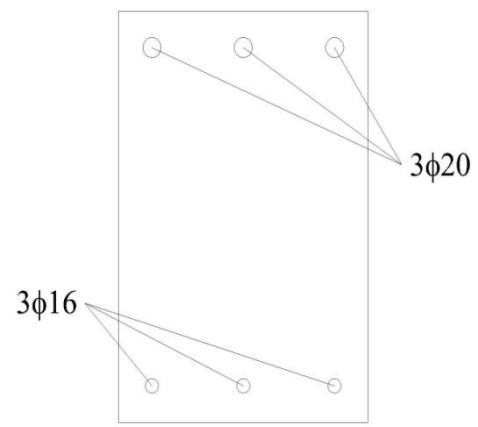
Fig. 2.1.3-8

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	52,72		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 $\phi$ 14	3,08 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 14	6,16 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,50		
$\rho_m$	0,1190		
$\xi$	0,1212	$0,0500 \leq 0,1212 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	93,02 KNm	$> 54,13$ KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$		<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>	
$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0041 \leq 0,098$		<u>Verificato!!</u>

**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata B, campata**

Fig. 2.1.3-9

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	137,06		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 20	9,58 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,63		
ρ <sub>m</sub>	0,1850		
ξ	0,1428	0,0500 ≤ 0,1428 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	140,00 KNm	> 137,06 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,59	0,04*B*h = 54 cmq	
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1073	0,0500 ≤ 0,1073 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,11 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0064 ≤ 0,0118	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0040 ≤ 0,0142	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	136,63		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0069		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	140,00		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0598		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 8,65 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		



Progettazione dell'armatura longitudinale della travata B, appoggio

Fig. 2.1.3-10

Travata B		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		+37,66	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+123,36
G <sub>2</sub>	10,85		V <sub>Ed,2</sub>	+40,14
G <sub>2(tamp)</sub>	4,84	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	-37,66
Q <sub>k3</sub>	5,00		V <sub>Ed,2</sub>	-125,84
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-40,14
M <sub>RD (-)</sub>	-153,50		V <sub>Ed,2</sub>	-123,36
		Taglio: (KN)		
M <sub>RD (+)</sub>	+91,75	V <sub>Ed,max</sub>	+125,84	
		V <sub>Ed,min</sub>	-125,84	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata B

Fig. 2.1.3-11

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	125,84 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 12	1.13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	167,01 KN	> 125,84 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata B, appoggio

Fig. 2.1.3-12



### Travata C:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata C le travi:

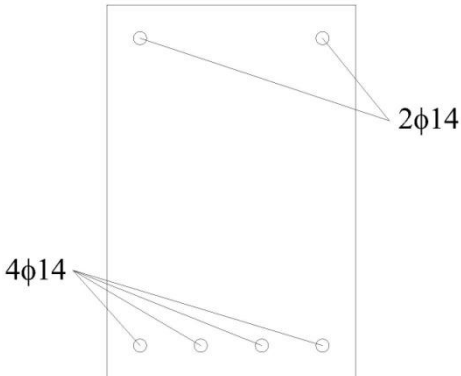
- Travata 6-7-8-9-10

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
6-7-8-9-10	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm
	+ 0 KNm	
Travata C	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm
	+ 0 KNm	

### Sollecitazioni della travata C

Fig. 2.1.3-13

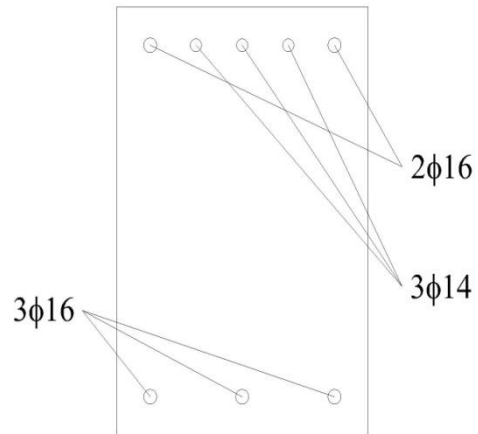
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	50,66		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 $\phi$ 14	3,08 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 14	6,16 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,50		
$\rho_m$	0,1190		
$\xi$	0,1212	$0,0500 \leq 0,1212 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	93,02 KNm	$> 50,66$ KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$		<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>	
$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0041 \leq 0,098$		<u>Verificato!!</u>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata C, campata

Fig. 2.1.3-14

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	119,68		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 3 φ 14	8,64 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,70		
ρ <sub>m</sub>	0,1668		
ξ	0,1334	0,0500 ≤ 0,1334 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	128,80 KNm	> 119,68 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,43		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1080	0,0500 ≤ 0,1080 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,12 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0058 ≤ 0,0118	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0040 ≤ 0,0135	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>Y</sub>	123,85		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>Y</sub>	0,0068		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>U</sub>	128,80		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>U</sub>	0,0640		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 9,46 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		



Progettazione dell'armatura longitudinale della travata C, appoggio

Fig. 2.1.3-15

Travata C		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		-29,22	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+114,92
G <sub>2</sub>	10,85		V <sub>Ed,2</sub>	-31,70
G <sub>2(tamp)</sub>	4,84	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	+29,22
Q <sub>k3</sub>	5,00		V <sub>Ed,2</sub>	-117,40
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	+31,70
MRD (-)	-128,80		V <sub>Ed,2</sub>	-114,92
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+91,12	V <sub>Ed,max</sub>	+117,40	
		V <sub>Ed,min</sub>	-117,40	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata C

Fig. 2.1.3-16

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	117,40 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	φ 12	1,12 cm <sup>2</sup>	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	144,28 KN	> 125,84 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
φ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg θ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata C, appoggio

Fig. 2.1.3-17

Travata D:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata D le travi:

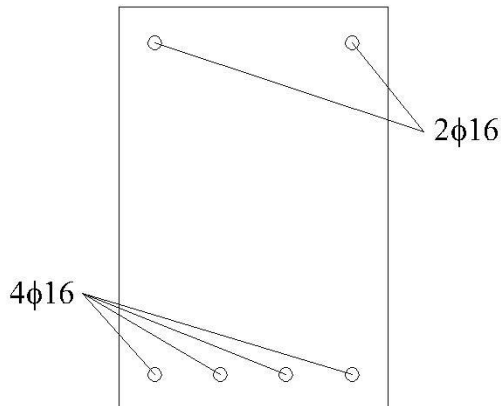
- Travata 1-2-3-4-5

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
1-2-3-4-5	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm
	+ 0 KNm	
Travata D	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm
	+ 0 KNm	

**Sollecitazioni della travata D**

**Fig. 2.1.3-18**

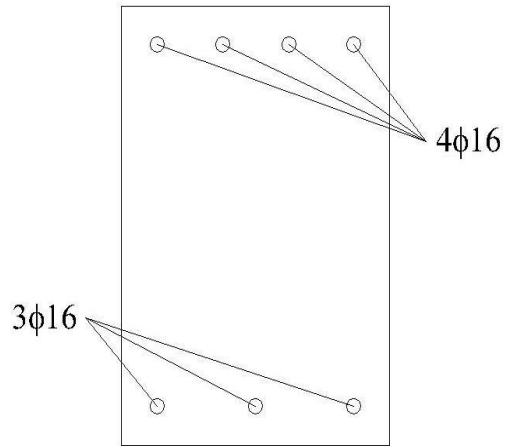
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	46,82		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 ϕ 16	4,02 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	2 ϕ 16 ; 1 ϕ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
β	0,67		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1077	0,0500 ≤ 0,1077 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,79 KNm	> 46,82 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub>	0,0031 ≤ 0,0045 ≤ 0,0108	<u>Verificato!!</u>



**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata D, campata**

**Fig. 2.1.3-19**

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	63,62		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 2 φ 16	8,04 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 16 ; 1 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,75		
ρ <sub>m</sub>	0,1553		
ξ	0,1278	0,0500 ≤ 0,1278 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	120,20 KNm	> 63,62 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,33		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1038	0,0500 ≤ 0,1038 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,76 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0060 ≤ 0,0122	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0045 ≤ 0,0154	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	115,57		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0067		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	120,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0668		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 10,02 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		



Progettazione dell'armatura longitudinale della travata D, appoggio

Fig. 2.1.3-20

Travata D		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		/	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+123,40
G <sub>1</sub>	6,70		V <sub>Ed,2</sub>	+46,84
G <sub>2(tamp)</sub>	2,04	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	/
Q <sub>k3</sub>	0		V <sub>Ed,2</sub>	/
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-46,84
M <sub>RD (-)</sub>	-120,20		V <sub>Ed,2</sub>	-123,40
		Taglio: (KN)		
M <sub>RD (+)</sub>	+91,76	V <sub>Ed,max</sub>	+123,40	
		V <sub>Ed,min</sub>	-123,40	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata D

Fig. 2.1.3-21

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	123,40 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq	
	N° bracci	2		
	Δx	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	144,28 KN	> 123,40 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
Δx ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata D, appoggio

Fig. 2.1.3-22

**Telaio centrale:**

Travata E:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata E le travi:

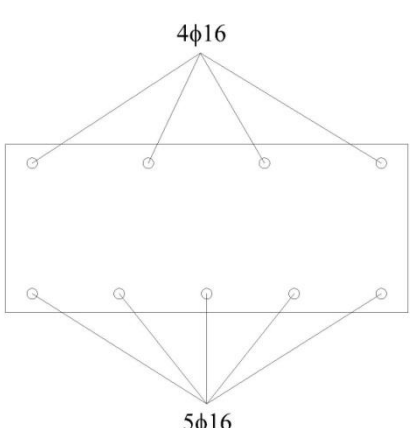
- Travata 46-47-48-49-50
- Travata 51-52-53-54-55
- Travata 56-57-58-59-60

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
46-47-48-49-50	- 133,61 KNm	+ 74,39 KNm
	+ 0 KNm	
51-52-53-54-55	- 130,27 KNm	+ 67,90 KNm
	+ 0 KNm	
56-57-58-59-60	- 140,61 KNm	+ 69,26 KNm
	+ 0 KNm	
Travata E	- 140,61 KNm	+ 74,39 KNm
	+ 0 KNm	

**Sollecitazioni della travata E**

**Fig. 2.1.3-23**

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	74,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	4 $\phi$ 16	8,04 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	5 $\phi$ 16	10,05 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,80		
$\rho_m$	0,1730		
$\xi$	0,1218	$0,0500 \leq 0,1218 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	84,45 KNm	> 74,39 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0067 \leq 0,0131$	<u>Verificato!!</u>



**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata E, campata**

**Fig. 2.1.3-24**

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	140,61		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	4 φ 16 ; 3 φ 20	17,46 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	6 φ 18	15,27 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,87		
ρ <sub>m</sub>	0,3005		
ξ	0,1400	0,0500 ≤ 0,1400 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	145,20 KNm	> 140,61 KNm	Verificato!!
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,14		
ρ <sub>m</sub>	0,2628		
ξ	0,1225	0,0500 ≤ 0,1225 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	127,30 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0116 ≤ 0,0180	Verificato!!
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0102 ≤ 0,0194	Verificato!!
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	127,00		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0145		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	145,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,1078		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 7,45 ≥ 6,8	Verificato!!		

Progettazione dell'armatura longitudinale della travata E, appoggio

Fig. 2.1.3-25



Travata E		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		+18,64	
G <sub>1</sub>	19,05	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+158,07
G <sub>1</sub>	21,70		V <sub>Ed,2</sub>	+23,59
G <sub>2(tamp)</sub>	0	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	-0,61
Q <sub>k3</sub>	10,00		V <sub>Ed,2</sub>	-163,02
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-18,64
MRD (-)	-145,20		V <sub>Ed,2</sub>	-158,07
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+127,30	V <sub>Ed,max</sub>	+163,02	
		V <sub>Ed,min</sub>	-163,02	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata E

Fig. 2.1.3-26

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	163,03 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	5 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	255,76 KN	> 163,03 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 5,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata E, appoggio

Fig. 2.1.3-27

### Travata F:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata E le travi:

- Travata 31-32-33-34-35
- Travata 36-37-38-39-40
- Travata 41-42-43-44-45

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
31-32-33-34-35	- 145,44 KNm	+ 67,16 KNm
	+ 0 KNm	
36-37-38-39-40	- 152,39 KNm	+ 68,08 KNm
	+ 0 KNm	
41-42-43-44-45	- 149,07 KNm	+ 69,02 KNm
	+ 0 KNm	
Travata F	- 152,39 KNm	+ 69,02 KNm
	+ 0 KNm	

### Sollecitazioni della travata F

Fig. 2.1.3-28

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	69,02		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	4 $\phi$ 16	8,04 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	5 $\phi$ 16	10,05 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,80		
$\rho_m$	0,1730		
$\xi$	0,1218	0,0500 $\leq$ 0,1218 $\leq$ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	84,45 KNm	> 69,02 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$\rho$ per M <sub>SD</sub>	0,0031 $\leq$ 0,0067 $\leq$ 0,0131	<u>Verificato!!</u>

### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata F, campata

Fig. 2.1.3-29

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	152,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 16 ; 4 φ 20	18,60 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 φ 16 ; 2 φ 18	13,13 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,71		
ρ <sub>m</sub>	0,3201		
ξ	0,1594	0,0500 ≤ 0,1594 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	154,20 KNm	> 152,39 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,42		
ρ <sub>m</sub>	0,2260		
ξ	0,1122	0,0500 ≤ 0,1122 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	109,80 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0124 ≤ 0,0165	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0088 ≤ 0,0202	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	148,04		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0134		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	154,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0959		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 7,17 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		

Progettazione dell'armatura longitudinale della travata F, appoggio

Fig. 2.1.3-30

Travata F		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		/	
G <sub>1</sub>	19,05	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+155,11
G <sub>1</sub>	21,70		V <sub>Ed,2</sub>	+20,63
G <sub>2(tamp)</sub>	0	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	/
Q <sub>k3</sub>	0		V <sub>Ed,2</sub>	/
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-20,63
MRD (-)	-154,20		V <sub>Ed,2</sub>	-155,11
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+109,80	V <sub>Ed,max</sub>	+155,11	
		V <sub>Ed,min</sub>	-155,11	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata F

Fig. 2.1.3-31

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	155,11 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq	
	N° bracci	2		
	s	4 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	184,75 KN	> 155,11 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s > 5,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

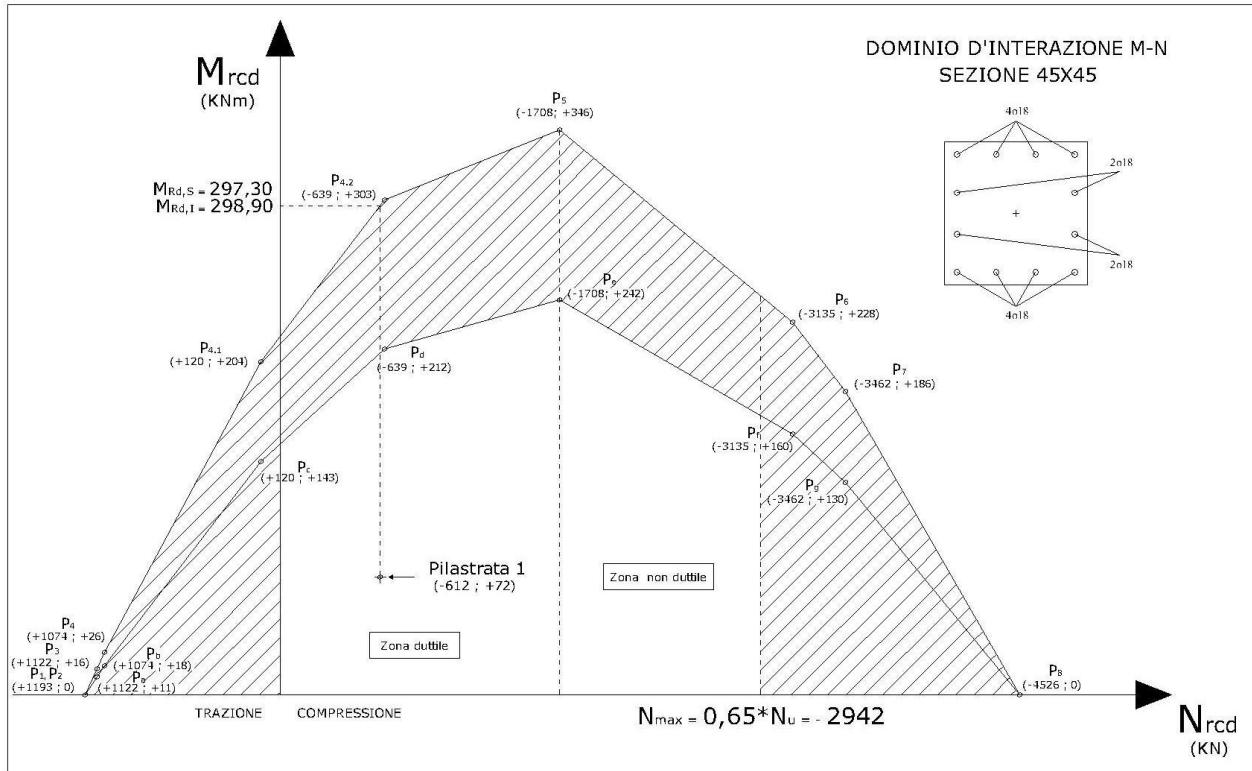
Progettazione dell'armatura trasversale della travata F, appoggio

Fig. 2.1.3-32

## 2.1.4. Progettazione dei pilastri:

### Pilastrata 1

Sezione di base del piano 1:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 1

Fig. 2.1.4-1

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	298,90 KNm	$\chi_u$			0,1324 1/m
My	257,20 KNm	$\chi_y$			0,0101 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		Verificato!			
Interasse max = 12 cm < 30 cm		Verificato!			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,51\%$	Verificato!			
$\mu_\chi = 13,17 \geq 6,8$		Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 1

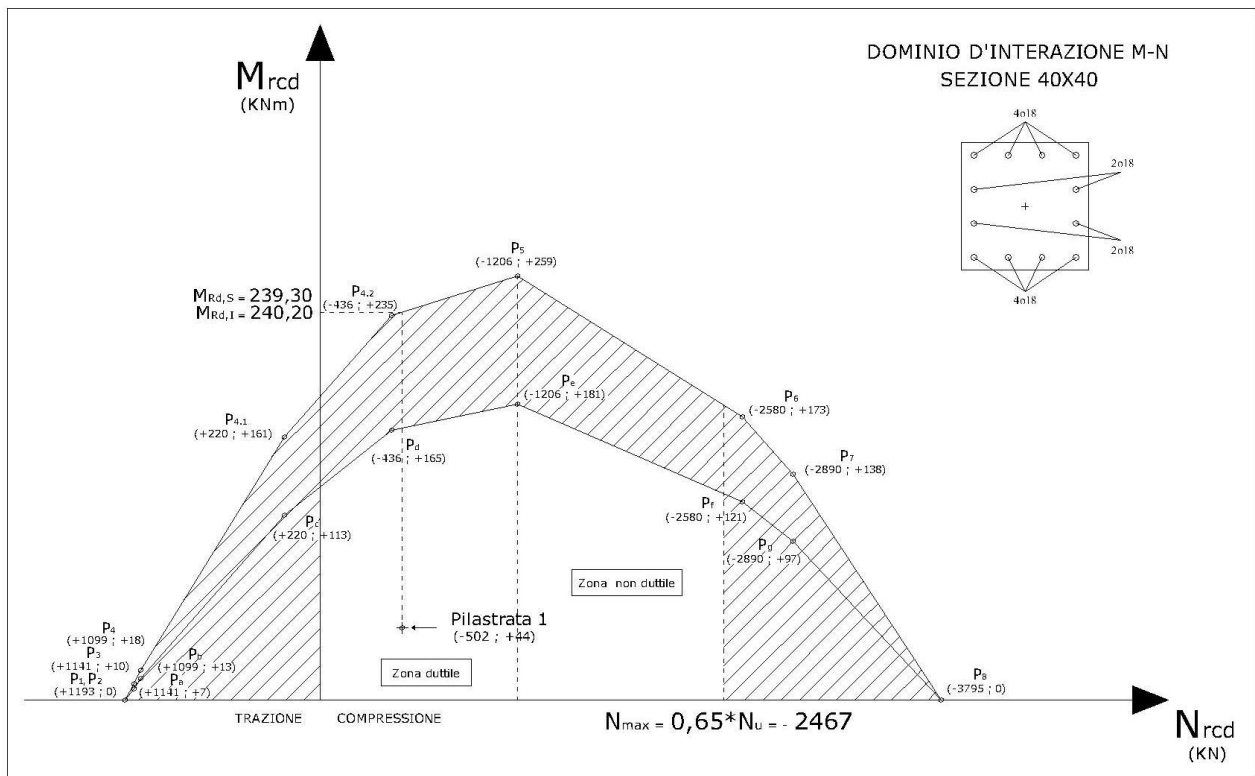
Fig. 2.1.4-2

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		198,73 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 10$	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
	$b_{st}$	37 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	227,96 KN	> 198,73 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,62 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 1

Fig. 2.1.4-3

Sezione di base del piano 2:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 2

Fig. 2.1.4-4

PROETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
Mu	240,20 KNm	$\chi_u$			0,1164 1/m
My	207,00 KNm	$\chi_y$			0,0116 1/m
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,91\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 10,01 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 2

Fig. 2.1.4-5

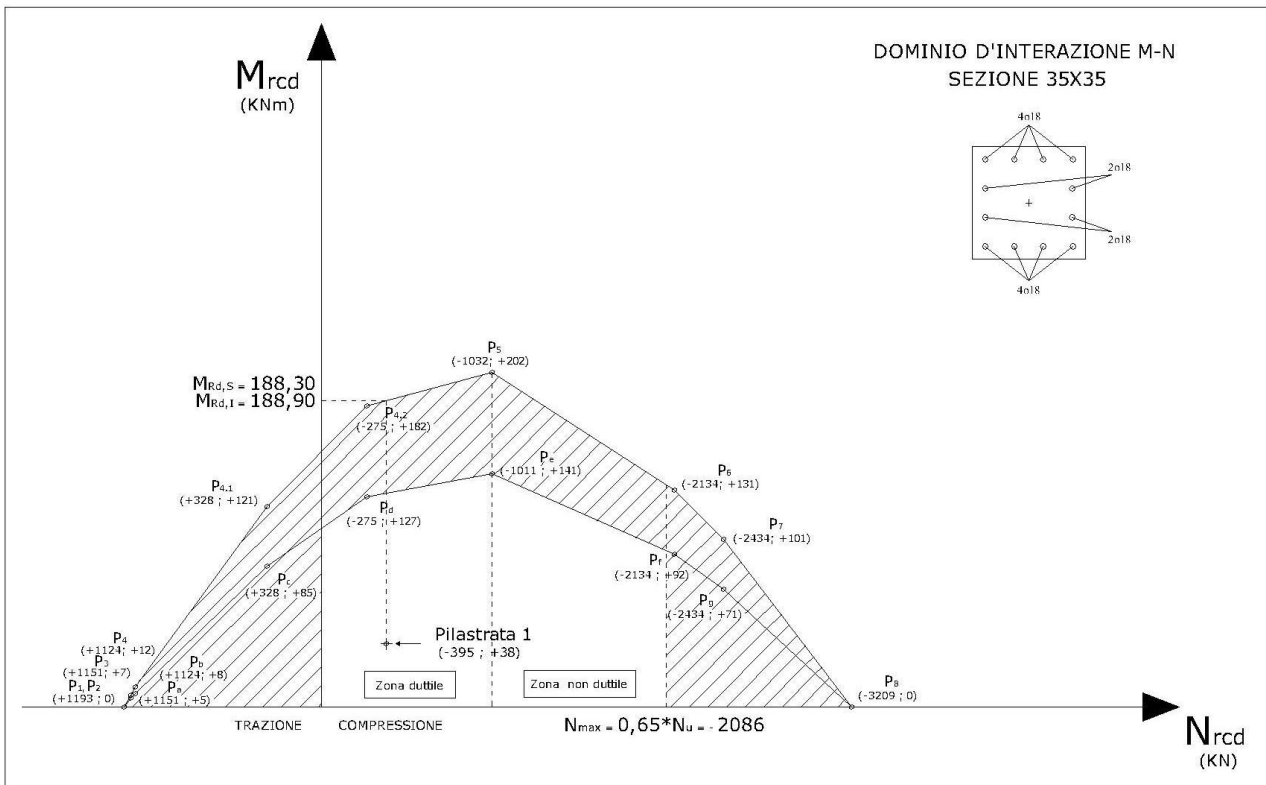
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		159,83 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	13 cm		
	$b_{st}$	32 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	186,47 KN	> 159,83 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,70 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 2

Fig. 2.1.4-6



Sezione di base del piano 3:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 3

Fig. 2.1.4-7

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
M <sub>u</sub>	188,90 KNm	$\chi_u$			0,1354 1/m
M <sub>y</sub>	163,90 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$			<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 9 cm < 30 cm			<u>Verificato!</u>		
$1\% \leq \rho \leq 4\%$			$\rho = 2,49\%$ <u>Verificato!</u>		
$\mu_\chi = 9,83 \geq 6,8$			<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 3

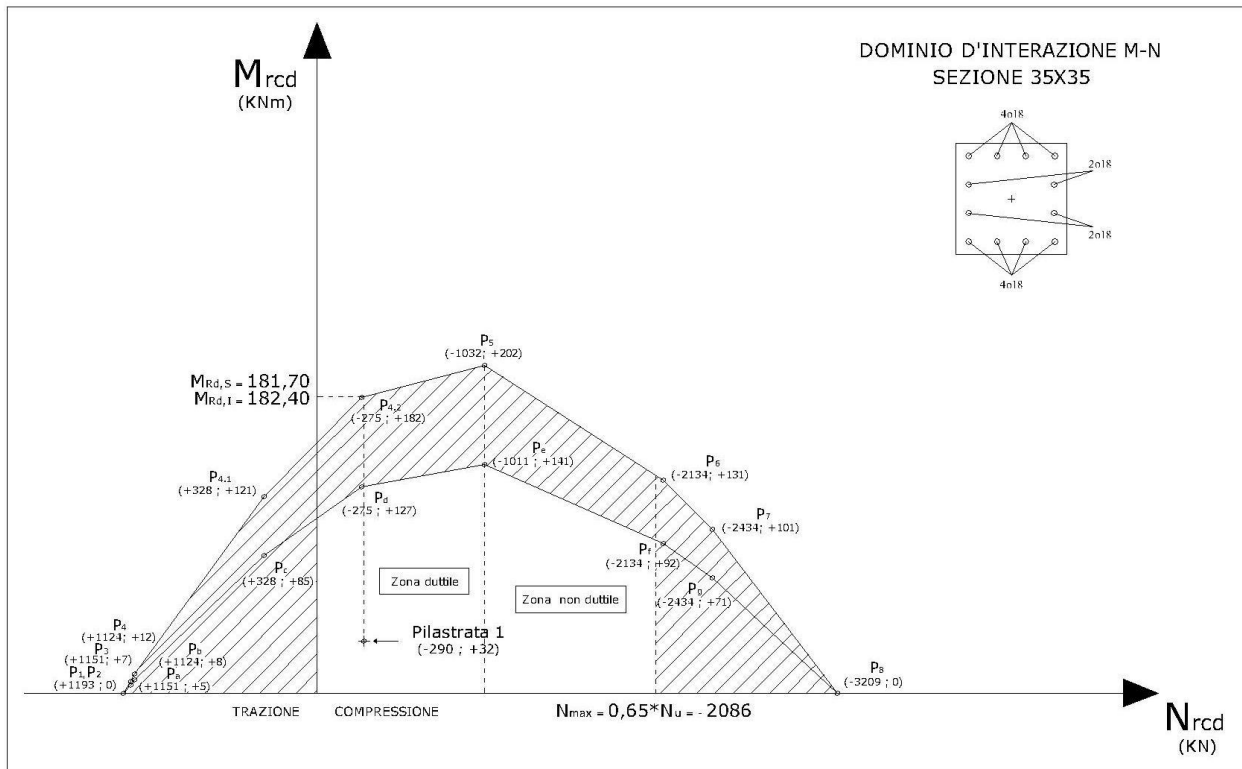
Fig. 2.1.4-8

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		125,73 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	13 cm		
	$b_{st}$	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	132,59 KN	> 125,73 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 3

Fig. 2.1.4-9

Sezione di base del piano 4:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 4

Fig. 2.1.4-10

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	182,40 KNm	$\chi_u$			0,1844 1/m
My	154,30 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,49\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 13,38 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 4

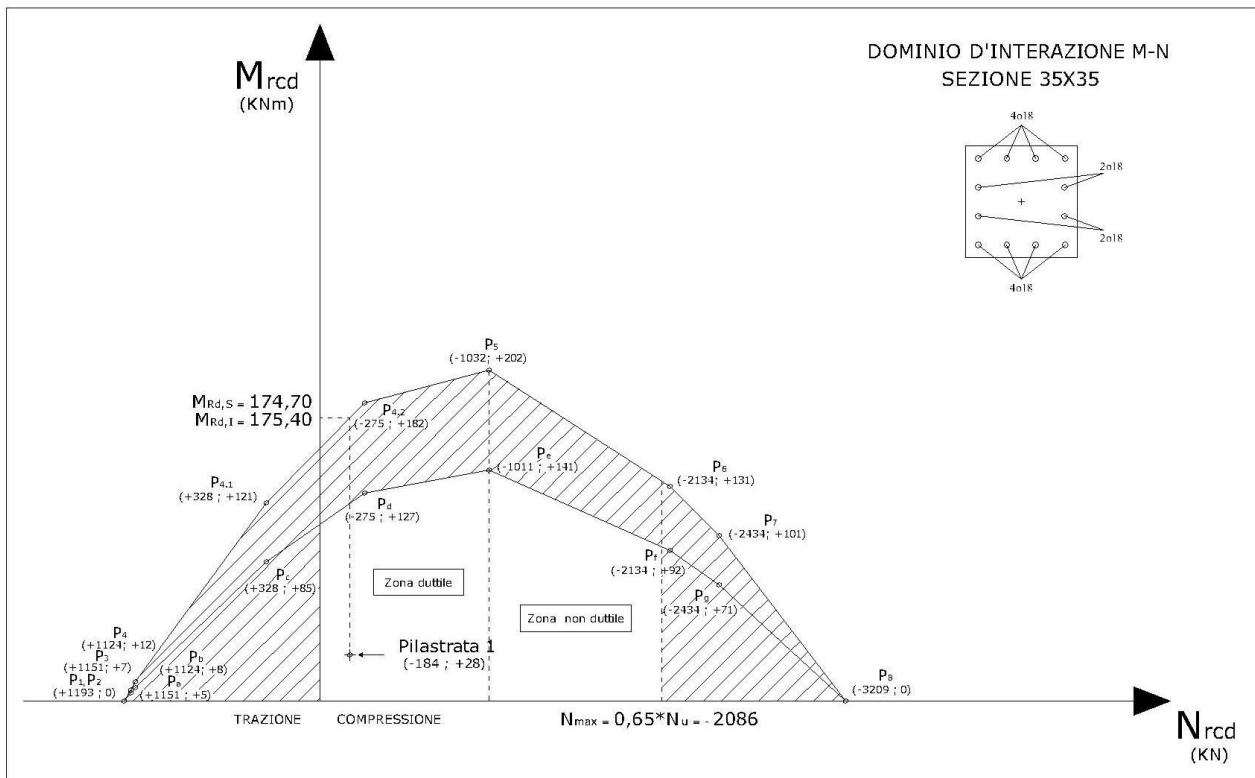
Fig. 2.1.4-11

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		121,37 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	$\Delta x$	13 cm		
	$b_{st}$	22 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	132,59 KN	> 121,37 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq		<u>Verificato!!</u>
$\Delta x \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq l \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 4

Fig. 2.1.4-12

Sezione di base del piano 5:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 5

Fig. 2.1.4-13

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
M <sub>u</sub>	175,40 KNm	$\chi_u$			0,2673 1/m
M <sub>y</sub>	144,20 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,68\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 19,40 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 5

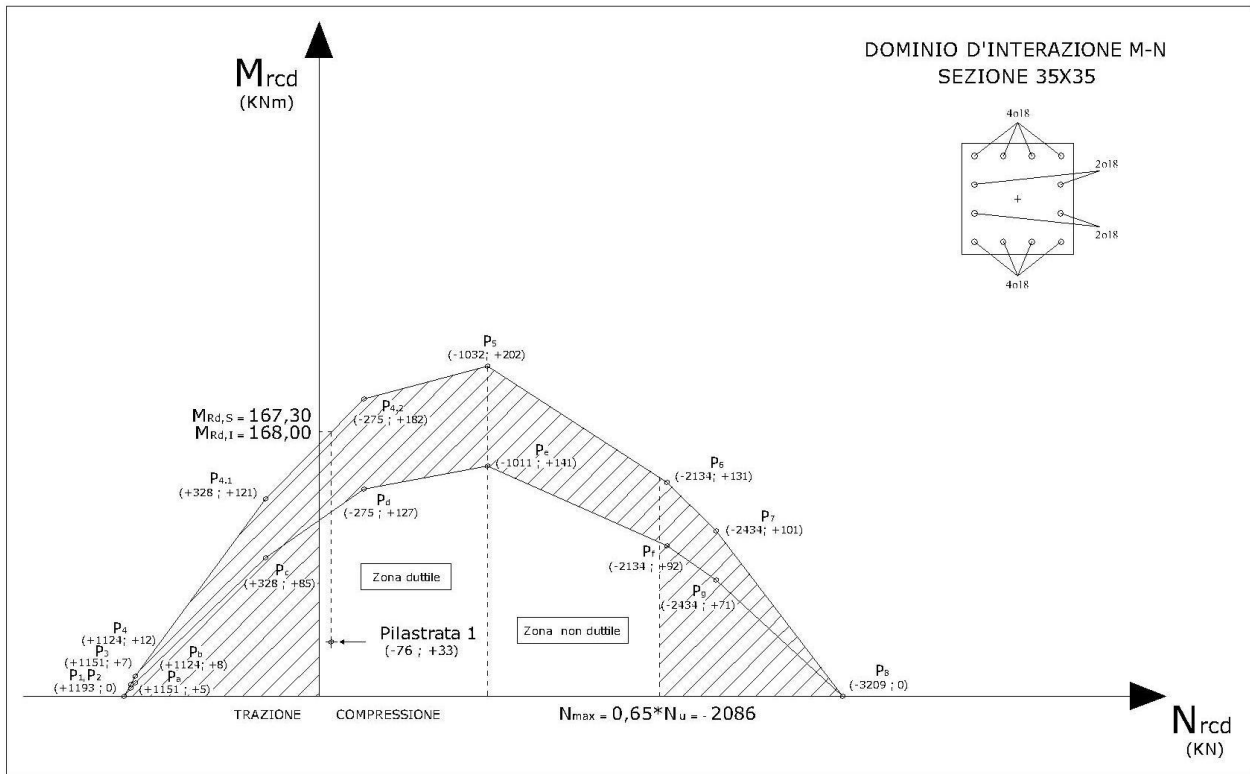
Fig. 2.1.4-14

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		116,70 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 10$	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	14 cm		
	$b_{st}$	22 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	123,11 KN	> 116,70 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,64 cmq		<u>Verificato!!</u>
s $\leq$ 14,40 cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	1 $\leq$ 1 $\leq$ 2,5			<u>Verificato!!</u>

**Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 5**

**Fig. 2.1.4-15**

Sezione di base del piano 6:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 6

Fig. 2.1.4-16

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	168,00 KNm	$\chi_u$			0,6472 1/m
My	133,50 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
1% $\leq \rho \leq$ 4%	$\rho = 2,48\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 46,97 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 6

Fig. 2.1.4-17

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		111,77 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	14 cm		
	$b_{st}$	22 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	123,11 KN	> 111,77 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,54 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 6

Fig. 2.1.4-18



Si verifica, infine, il criterio di gerarchia delle resistenze per garantire, in caso di evento distruttivo, un collasso controllato della struttura. Si verificheranno i nodi della pilastrata, ed ad ogni nodo, si verificherà che la somma dei momenti resistenti dei pilastri, sia maggiore della somma dei momenti resistenti delle travi, moltiplicati per un coefficiente di sicurezza. Per strutture di categoria "B" il coefficiente su citato, sarà pari a 1,1. Da tale verifica ai nodi si escluderà il nodo 6, ovvero il nodo di collegamento della pilastrata 1 con la trave di copertura. I risultati della verifica sono espressi nella forma seguente:

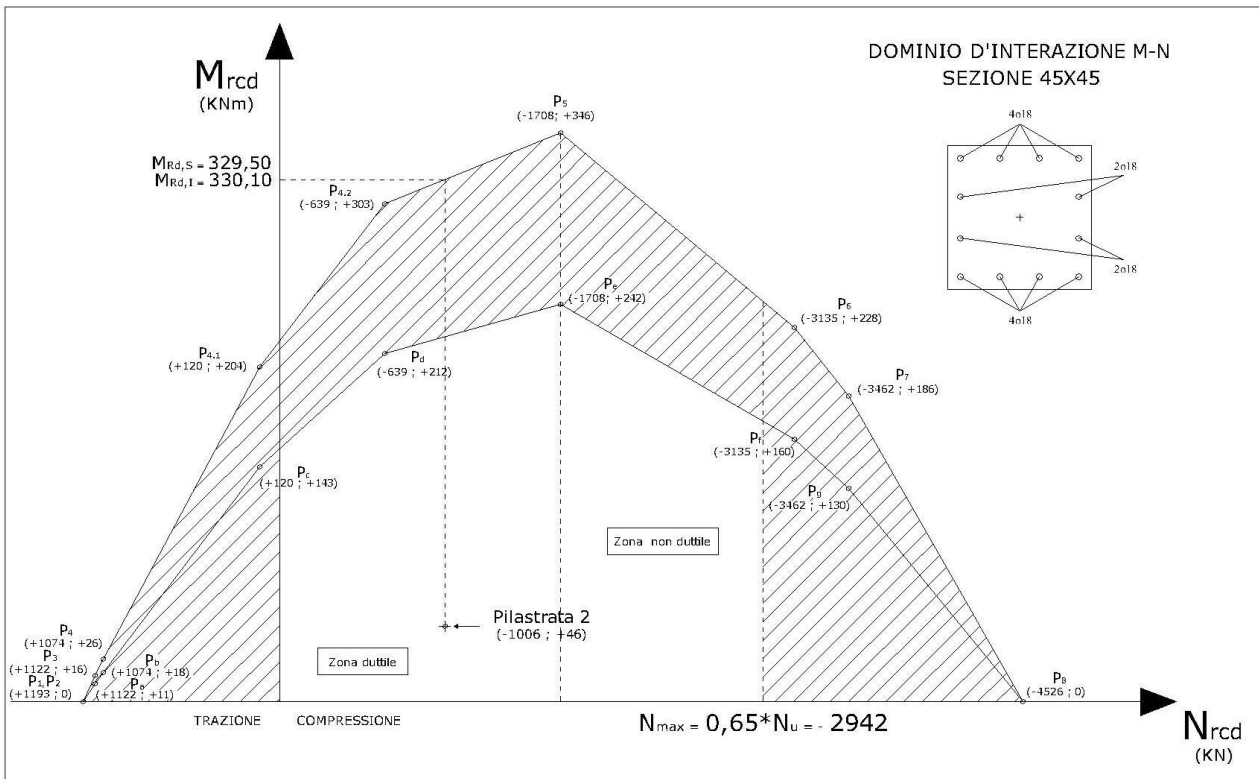
VERIFICA DEI NODI PER LA PILAISTRATA 1			
$\sum M_{C, Rd} \geq \gamma_{Rd} * \sum M_{b, Rd}$			
NODO 1			
MC,Rd1	297,30 KNm	297,30 + 240,20 ≥ 1,1 * 171,60 537,50 ≥ 188,76	<u>Verificato!</u>
MC,Rd2	240,20 KNm		
Mb,Rd1	171,60 KNm		
Mb,Rd2	0 KNm		
NODO 2			
MC,Rd1	239,30 KNm	239,30 + 188,90 ≥ 1,1 * 171,60 428,20 ≥ 188,76	<u>Verificato!</u>
MC,Rd2	188,90 KNm		
Mb,Rd1	171,60 KNm		
Mb,Rd2	0 KNm		
NODO 3			
MC,Rd1	188,30 KNm	188,30 + 181,70 ≥ 1,1 * 171,60 370,00 ≥ 188,76	<u>Verificato!</u>
MC,Rd2	181,70 KNm		
Mb,Rd1	171,60 KNm		
Mb,Rd2	0 KNm		
NODO 4			
MC,Rd1	181,70 KNm	181,70 + 175,40 ≥ 1,1 * 140,00 357,10 ≥ 154,00	<u>Verificato!</u>
MC,Rd2	175,40 KNm		
Mb,Rd1	140,00 KNm		
Mb,Rd2	0 KNm		
NODO 5			
MC,Rd1	174,70 KNm	168,00 + 174,70 ≥ 1,1 * 128,80 342,70 ≥ 141,68	<u>Verificato!</u>
MC,Rd2	168,00 KNm		
Mb,Rd1	128,80 KNm		
Mb,Rd2	0 KNm		

**Verifica del criterio della gerarchia delle resistenze per la pilastrata 1**

**Fig. 2.1.4-19**

## Pilastrata 2

Sezione di base del piano 1:



Dominio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 1

Fig. 2.1.4-20

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq		
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>				
Mu	330,10 KNm	$\chi_u$		
My	302,20 KNm	$\chi_y$	0,0101 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
1% $\leq \rho \leq$ 4%	$\rho = 1,51\%$	<u>Verificato!</u>		
$\mu_\chi = 9,16 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 1

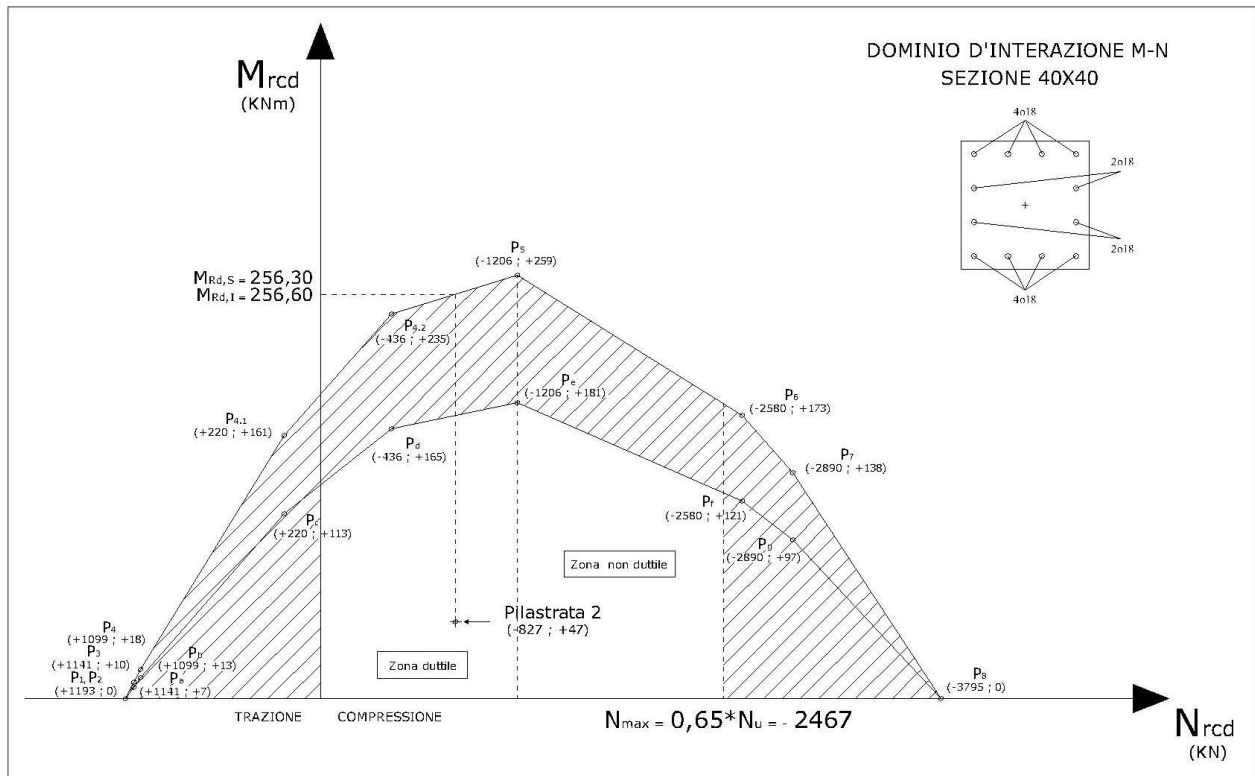
Fig. 2.1.4-21

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		219,87 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 12$	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	14 cm		
	$b_{st}$	37 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	232,91 KN	> 219,87KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,87 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 1

Fig. 2.14-22

Sezione di base del piano 2:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 2

Fig. 2.1.4-23

PROETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 φ 18	0,003048 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
Mu	256,60 KNm	$\chi_u$			0,0840 1/m
My	238,90 KNm	$\chi_y$			0,0116 1/m
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,91\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 7,23 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 2

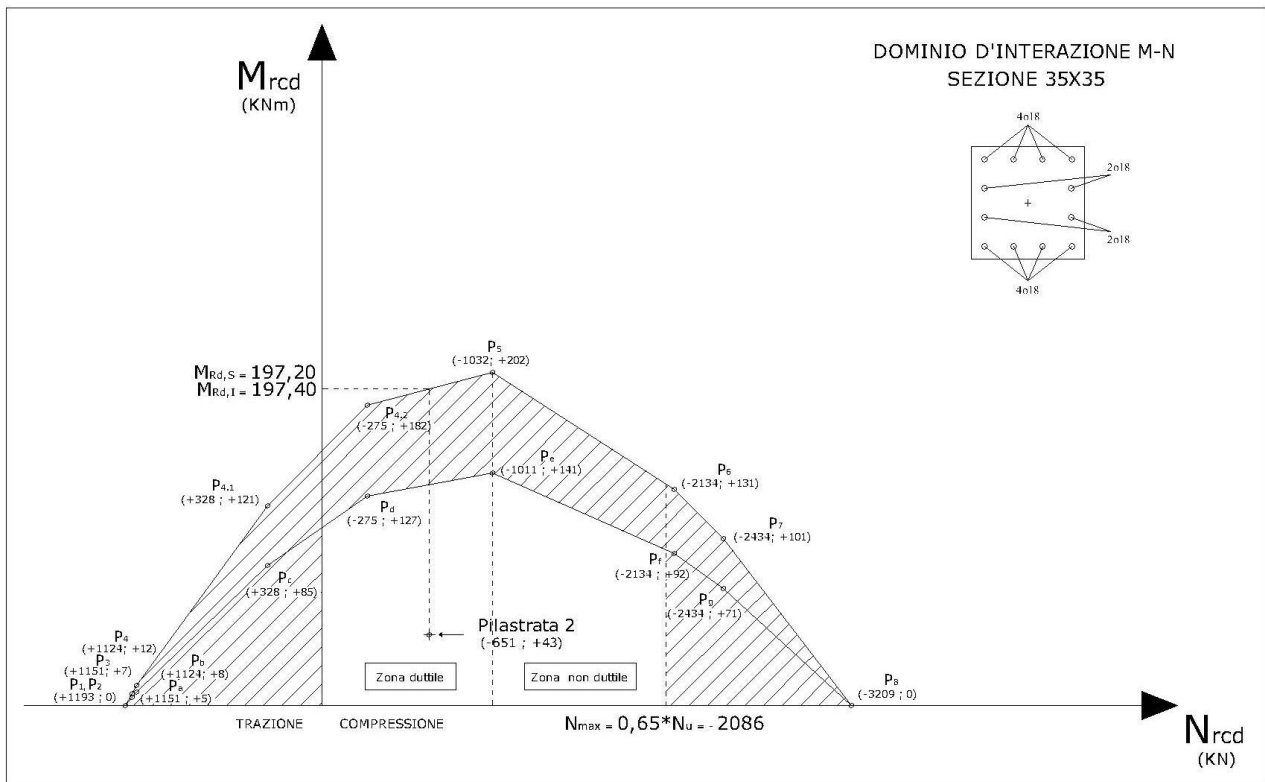
Fig. 2.1.4-24

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		170,97 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	11 cm		
	$b_{st}$	32 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	181,96 KN	> 170,97 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 2

Fig. 2.1.4-25

Sezione di base del piano 3:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 3

Fig. 2.1.4-26

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	197,40 KNm	$\chi_u$			0,0991 1/m
My	185,30 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		Verificato!			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		Verificato!			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$		$\rho = 2,49\%$		Verificato!	
$\mu_\chi = 7,19 \geq 6,8$		Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 3

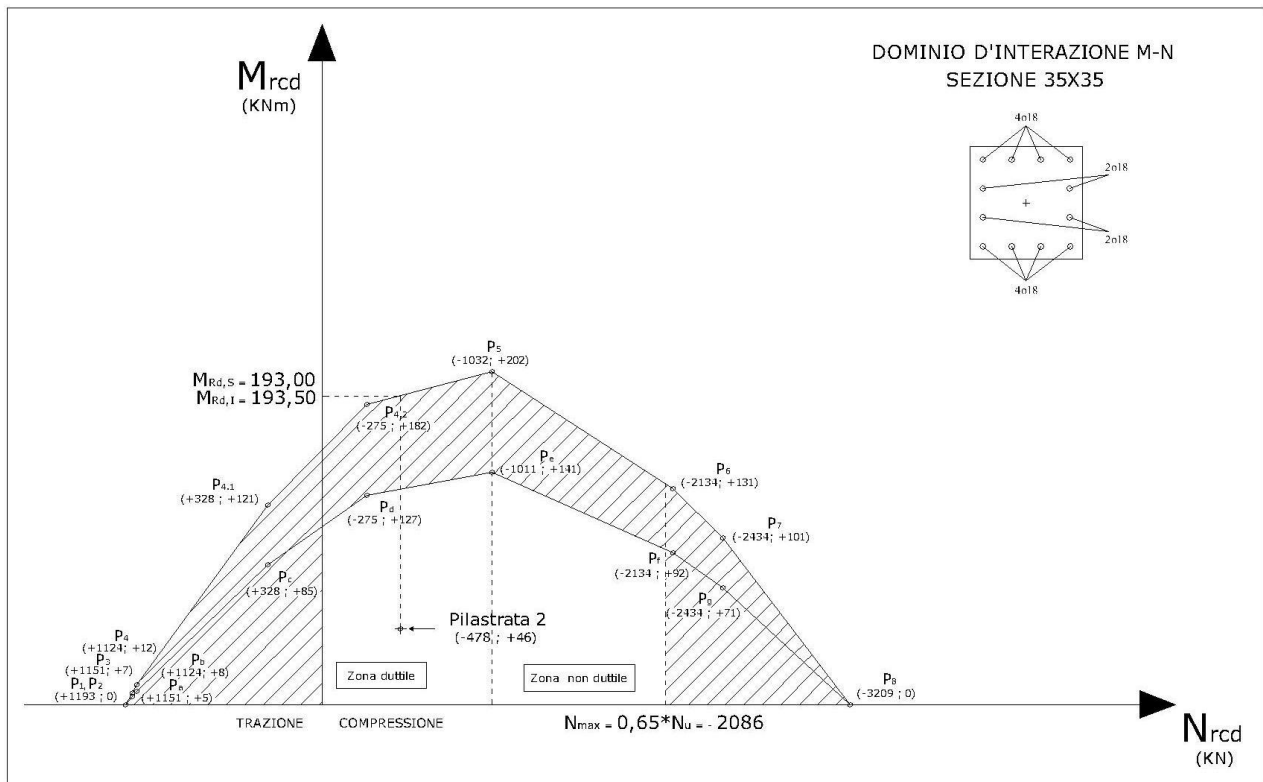
Fig. 2.1.4-27

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		131,53 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	11 cm		
	$b_{st}$	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	207,24 KN	> 131,53 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,50 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 3

Fig. 2.1.4-28

Sezione di base del piano 4:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 4

Fig. 2.1.4-29

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
M <sub>u</sub>	193,60 KNm	$\chi_u$			0,1119 1/m
M <sub>y</sub>	171,10 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,49\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 8,12 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 4

Fig. 2.1.4-30

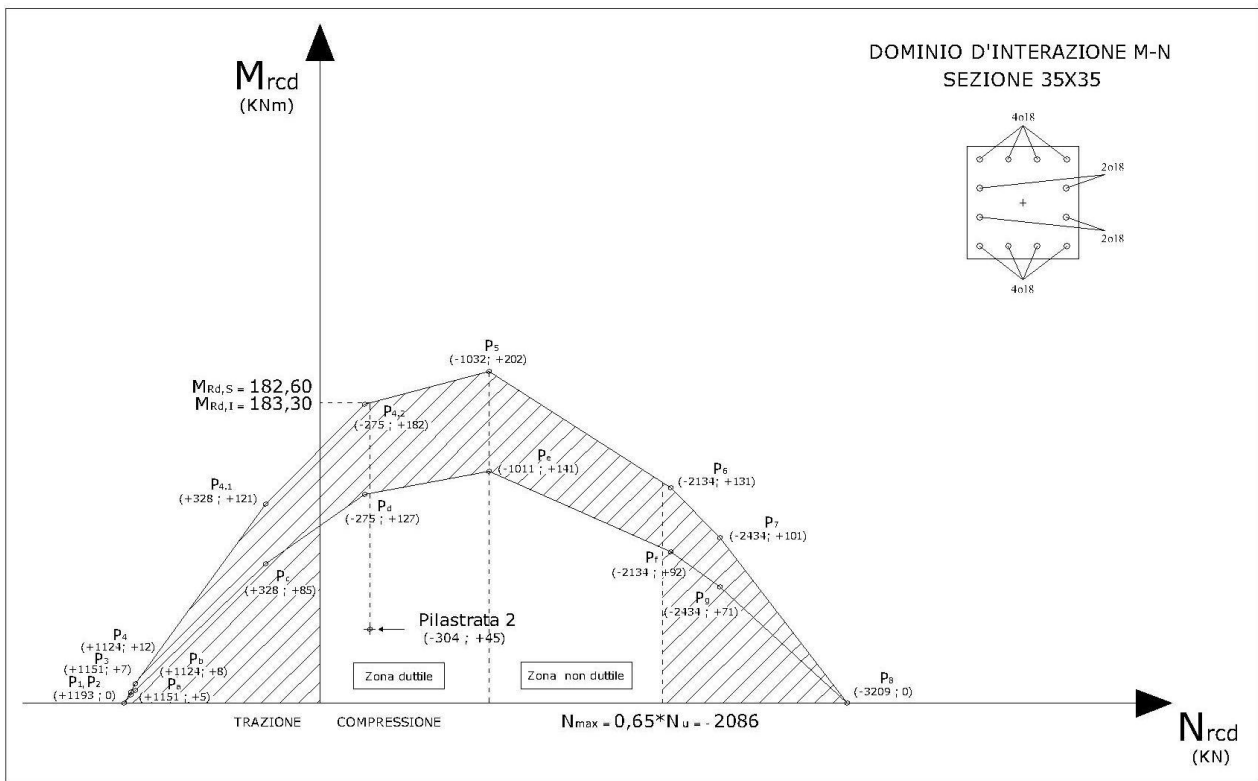


PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		128,33 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	13 cm		
	$b_{st}$	22 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	132,59 KN	> 128,33 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 4

Fig. 2.1.4-31

Sezione di base del piano 5:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 5

Fig. 2.1.4-32

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	183,30 KNm	$\chi_u$			0,1759 1/m
My	155,60 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$			<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 7 cm < 30 cm			<u>Verificato!</u>		
$1\% \leq \rho \leq 4\%$		$\rho = 2,68\%$	<u>Verificato!</u>		
$\mu_\chi = 12,76 \geq 6,8$			<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 5

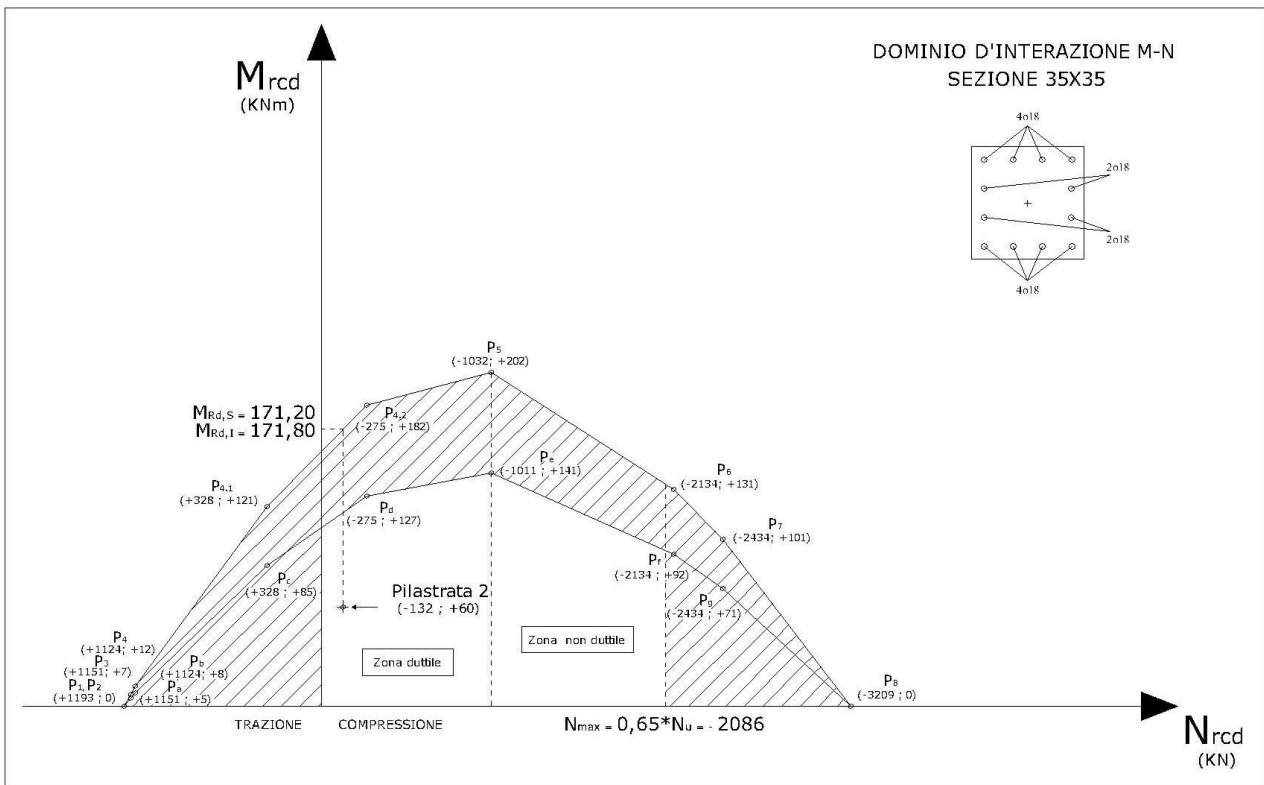
Fig. 2.1.4-33

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{I_p}$		121,97 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{Sw}$	$\phi 10$	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	13 cm		
	$b_{st}$	22 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	132,59 KN	> 121,97 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{Sw} \geq A_{Sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 5

Fig. 2.1.4-34

Sezione di base del piano 6:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 6

Fig. 2.1.4-35

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	171,90 KNm	$\chi_u$			0,4400 1/m
My	139,10 KNm	$\chi_y$			0,0129 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		Verificato!			
Interasse max = 7 cm < 30 cm		Verificato!			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,68\%$	Verificato!			
$\mu_\chi = 27,04 \geq 6,8$		Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 6

Fig. 2.1.4-36

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		114,33 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 10$	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	14 cm		
	$b_{st}$	22 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	123,11 KN	> 114,33 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,64 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 6

Fig. 2.1.4-37

Come per la pilastrata 1, si verificano i nodi della pilastrata 2:

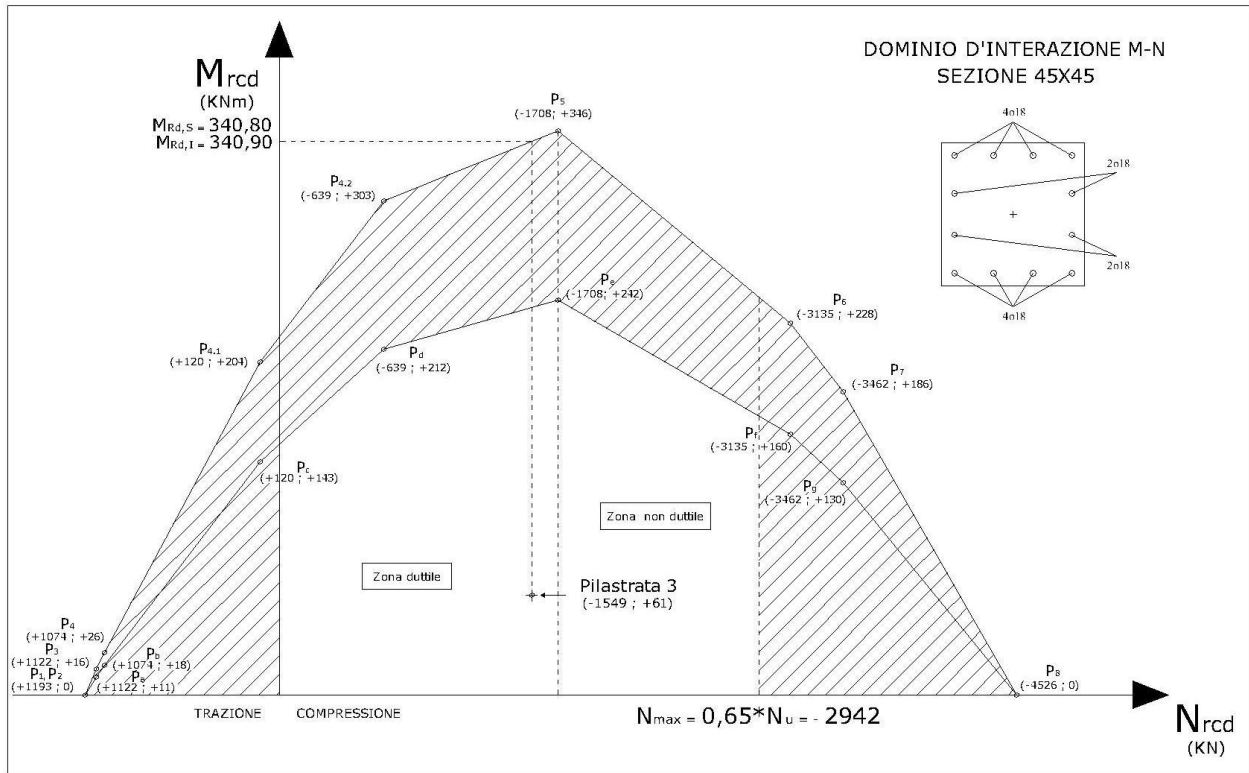
VERIFICA DEI NODI PER LA PILASTRATA 2				
$\sum M_{C, Rd} \geq \gamma_{Rd} * \sum M_{b, Rd}$				
NODO 1				
$M_{C, Rd1}$	329,50 KNm	$329,50 + 256,60 \geq 1,1 * 2 * 171,60$ $586,10 \geq 377,52$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	256,60 KNm			
$M_{b, Rd1}$	171,60 KNm			
$M_{b, Rd2}$	171,60 KNm			
NODO 2				
$M_{C, Rd1}$	256,30 KNm	$256,30 + 197,40 \geq 1,1 * 2 * 171,60$ $453,70 \geq 377,52$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	197,40 KNm			
$M_{b, Rd1}$	171,60 KNm			
$M_{b, Rd2}$	171,60 KNm			
NODO 3				
$M_{C, Rd1}$	197,20 KNm	$197,20 + 193,50 \geq 1,1 * 2 * 171,60$ $390,70 \geq 377,52$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	193,50 KNm			
$M_{b, Rd1}$	171,60 KNm			
$M_{b, Rd2}$	171,60 KNm			
NODO 4				
$M_{C, Rd1}$	193,00 KNm	$193,00 + 183,30 \geq 1,1 * 2 * 140,00$ $376,30 \geq 308$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	183,30 KNm			
$M_{b, Rd1}$	140,00 KNm			
$M_{b, Rd2}$	140,00 KNm			
NODO 5				
$M_{C, Rd1}$	182,60 KNm	$171,80 + 182,60 \geq 1,1 * 2 * 128,80$ $354,40 \geq 283,36$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	171,80 KNm			
$M_{b, Rd1}$	128,80 KNm			
$M_{b, Rd2}$	128,80 KNm			

**Verifica del criterio della gerarchia delle resistenze per la pilastrata 2**

**Fig. 2.1.4-38**

## Pilastrata 3

Sezione di base del piano 1:



Dominio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 1

Fig. 2.1.4-39

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048mq		
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>				
Mu	340,80 KNm	$\chi_u$	0,0701 1/m	
My	337,10 KNm	$\chi_y$	0,0101 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
1% $\leq \rho \leq$ 4%	$\rho = 1,51\%$	<u>Verificato!</u>		
$\mu_\chi = 6,98 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 1

Fig. 2.1.4-40

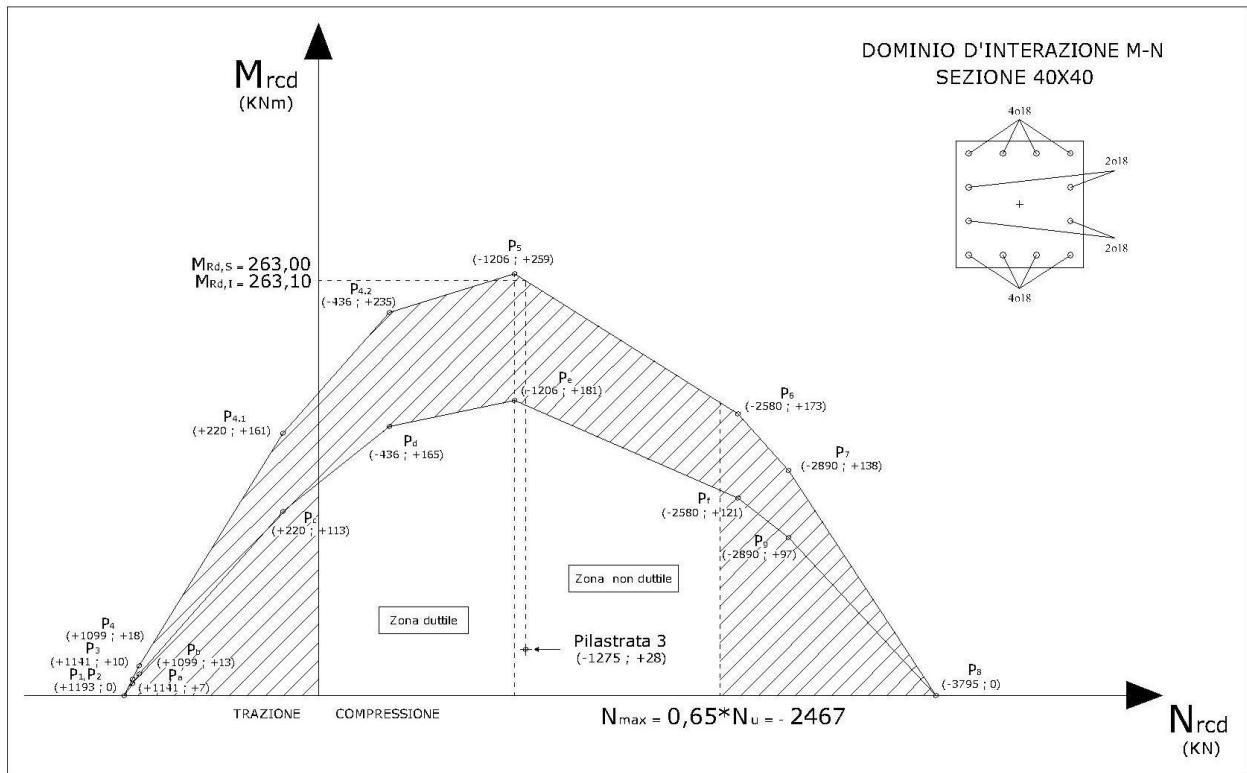
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		227,23 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 12$	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
	$b_{st}$	37 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	326,07 KN	> 227,23 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,79 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 1

Fig. 2.1.4-41



Sezione di base del piano 2:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 2

Fig. 2.1.4-42

PROETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
Mu	263,10 KNm	$\chi_u$			0,0812 1/m
My	261,50 KNm	$\chi_y$			0,0116 1/m
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,91\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 6,99 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 2

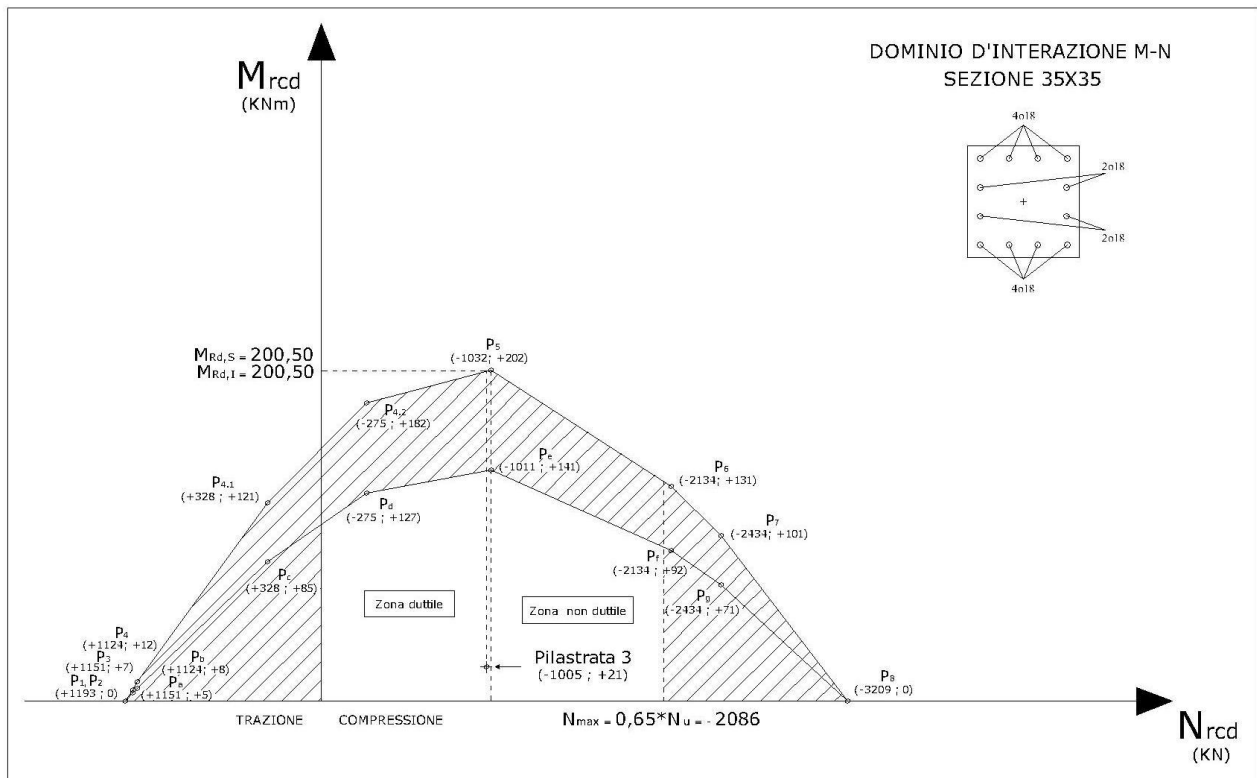
Fig. 2.1.4-43

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		175,37 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 12$	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
	$b_{st}$	32 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	286,31 KN	> 175,37 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,69 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 2

Fig. 2.1.4-44

Sezione di base del piano 3:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 3

Fig. 2.1.4-45

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq		
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura				
M <sub>u</sub>	200,50 KNm	$\chi_u$		
M <sub>y</sub>	199,80 KNm	$\chi_y$	0,0138 1/m	
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$			Verificato!	
Interasse max = 9 cm < 30 cm			Verificato!	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$		$\rho = 2,49\%$	Verificato!	
$\mu_\chi = 7,05 \geq 6,8$			Verificato!	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 3

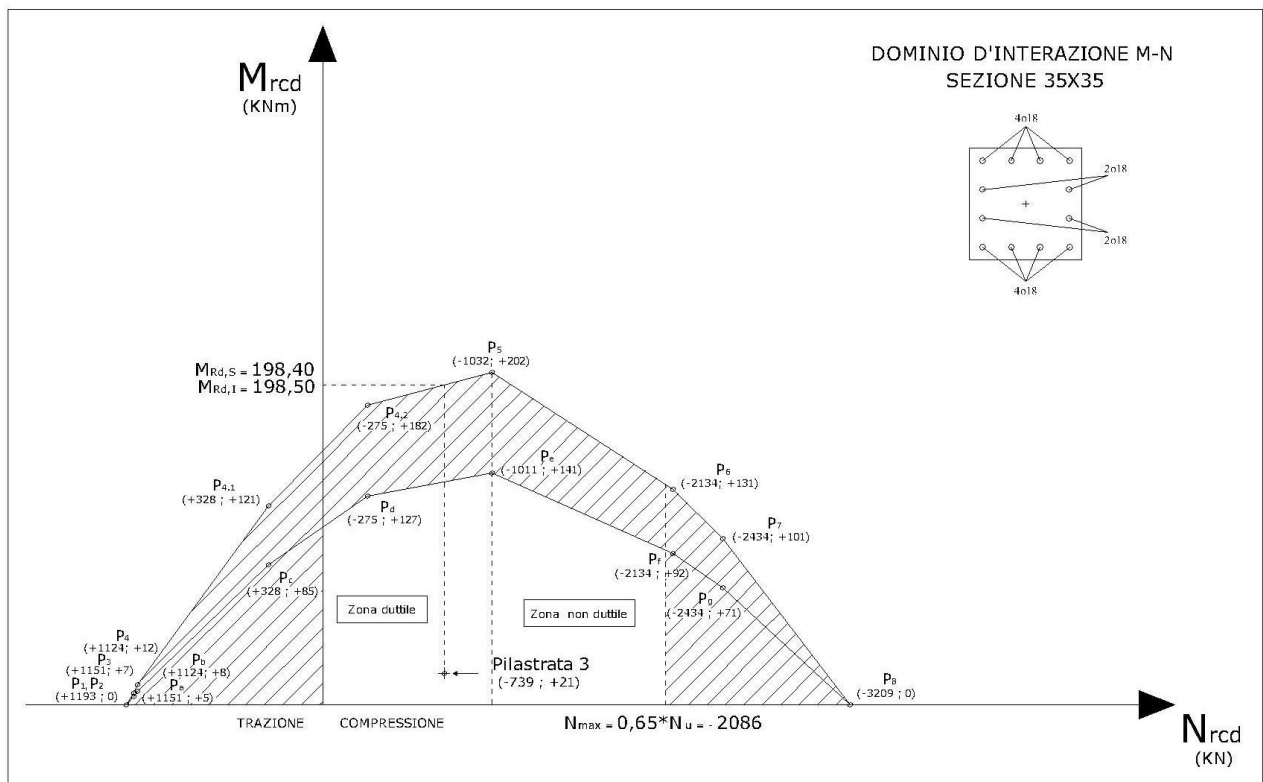
Fig. 2.1.4-46

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		133,67 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 12$	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
	$b_{st}$	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	286,31 KN	> 133,67 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,53 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 3

Fig. 2.1.4-47

Sezione di base del piano 4:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 4

Fig. 2.1.4-48

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	198,50 KNm	$\chi_u$			0,0971 1/m
My	191,80 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		Verificato!			
Interasse max = 7 cm < 30 cm		Verificato!			
1% $\leq \rho \leq$ 4%	$\rho = 2,49\%$	Verificato!			
$\mu_\chi = 7,05 \geq 6,8$		Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 4

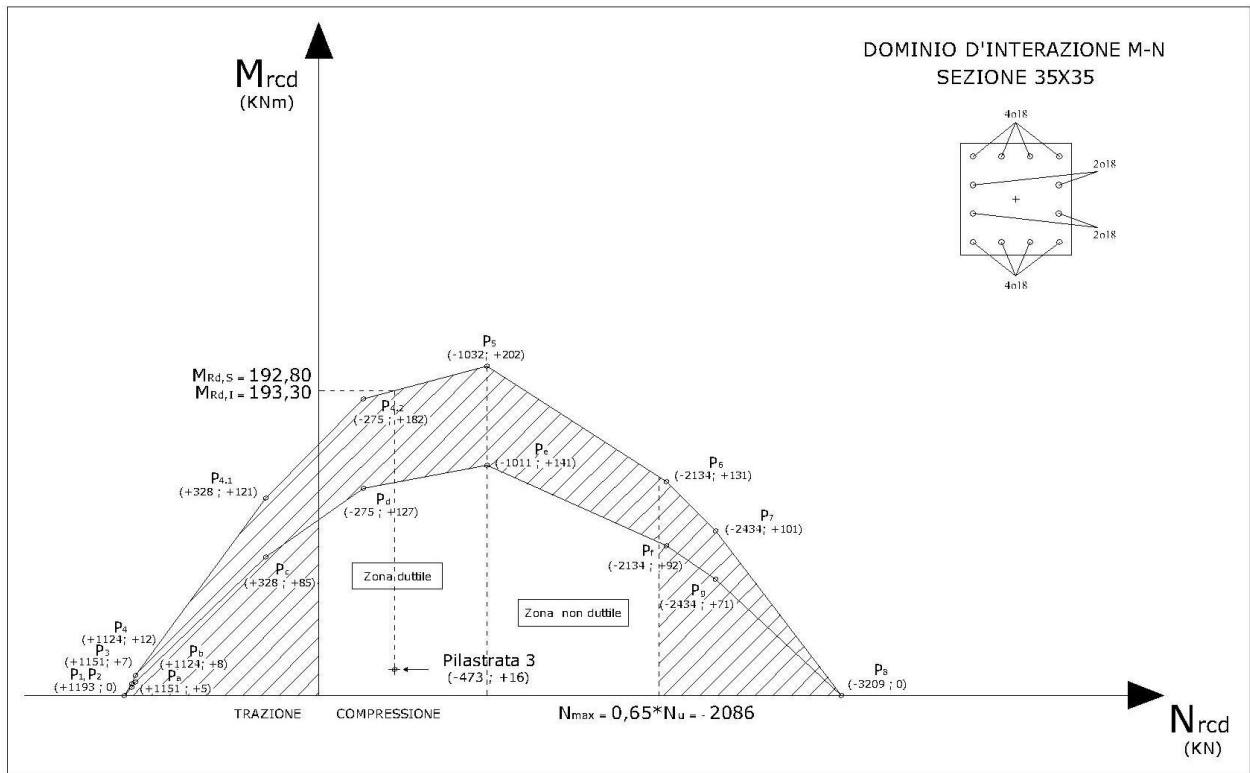
Fig. 2.1.4-49

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		132,30 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 10$	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
	$b_{st}$	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	200,16 KN	> 132,30 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,52 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 4

Fig. 2.1.4-50

Sezione di base del piano 5:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 5

Fig. 2.1.4-51

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	193,30 KNm	$\chi_u$			0,1131 1/m
My	170,70 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,49\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 8,21 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 5

Fig. 2.1.4-52

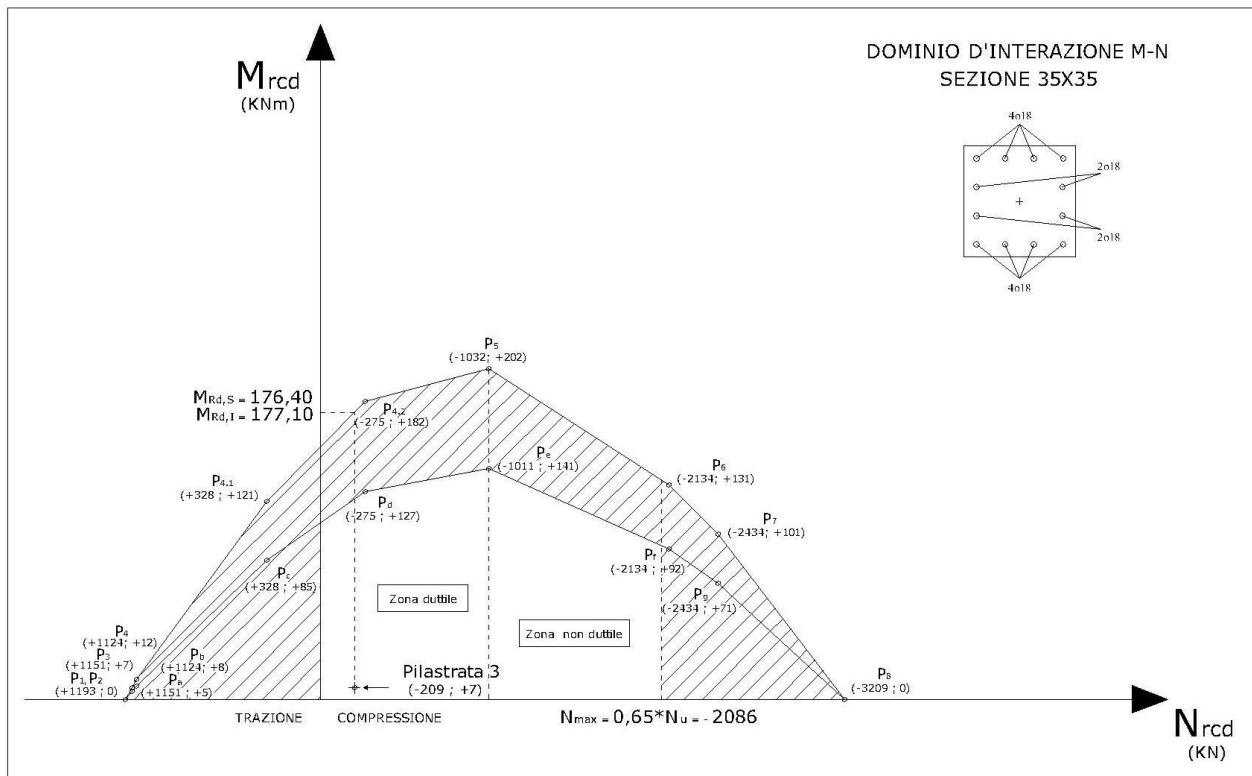
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		128,70 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	13 cm		
	$b_{st}$	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	132,59 KN	> 128,70 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 5

Fig. 2.1.4-53



Sezione di base del piano 6:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 6

Fig. 2.1.4-54

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi 18$	0,003048 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	177,10 KNm	$\chi_u$			0,2353 1/m
My	146,70 KNm	$\chi_y$			0,0138 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 18 > 12\text{mm}$		Verificato!			
Interasse max = 7 cm < 30 cm		Verificato!			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$		$\rho = 2,49\%$		Verificato!	
$\mu_\chi = 17,08 \geq 6,8$		Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 6

Fig. 2.1.4-55

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$		117,83 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 10$	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	14 cm		
	$b_{st}$	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	123,11 KN	> 117,83 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,64 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 14,40$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 6

Fig. 2.1.4-56

Come per la pilastrata 1, si verificano i nodi della pilastrata 3:

VERIFICA DEI NODI PER LA PILASTRATA 3				
$\sum M_{C, Rd} \geq \gamma_{Rd} * \sum M_{b, Rd}$				
NODO 1				
$M_{C, Rd1}$	340,80 KNm	$263,10 + 340,80 \geq 1,1 * 2 * 154,30$ $603,90 \geq 339,46$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	263,10 KNm			
$M_{b, Rd1}$	154,30 KNm			
$M_{b, Rd2}$	154,30 KNm			
NODO 2				
$M_{C, Rd1}$	263,00 KNm	$200,50 + 263,00 \geq 1,1 * 2 * 154,30$ $463,50 \geq 339,46$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	200,50 KNm			
$M_{b, Rd1}$	154,30 KNm			
$M_{b, Rd2}$	154,30 KNm			
NODO 3				
$M_{C, Rd1}$	200,50 KNm	$200,50 + 198,50 \geq 1,1 * 2 * 154,30$ $399,00 \geq 339,46$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	198,50 KNm			
$M_{b, Rd1}$	154,30 KNm			
$M_{b, Rd2}$	154,30 KNm			
NODO 4				
$M_{C, Rd1}$	198,40 KNm	$193,90 + 198,40 \geq 1,1 * 2 * 149,50$ $392,30 \geq 315,92$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	193,90 KNm			
$M_{b, Rd1}$	149,50 KNm			
$M_{b, Rd2}$	149,50 KNm			
NODO 5				
$M_{C, Rd1}$	192,80 KNm	$177,10 + 192,80 \geq 1,1 * 2 * 143,60$ $369,90 \geq 315,92$	<u>Verificato!</u>	
$M_{C, Rd2}$	177,10 KNm			
$M_{b, Rd1}$	143,60 KNm			
$M_{b, Rd2}$	143,60 KNm			

**Verifica del criterio della gerarchia delle resistenze per la pilastrata 3**

**Fig. 2.1.4-57**

## 2.2. Verifica allo Stato limite di danno (SLD):

Dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano, ottenuti dall'analisi allo SLD siano inferiori al 5 per mille dell'altezza interpiano  $h$ .

Nel caso in esame, essendo valida l'ipotesi di solaio infinitamente rigido, i massimi spostamenti si verificheranno in corrispondenza dei telai esterni dell'edificio, perciò si valuteranno i massimi spostamenti interpiano in corrispondenza dei nodi dei soli telai di bordo esterni. Inoltre, essendo la struttura simmetrica, si verificheranno medesimi spostamenti in direzione X ed Y, ed in particolare in una stessa direzione tra spigoli opposti di un medesimo telaio. Queste semplificazioni permettono di verificare gli spostamenti prodotti, per esempio, sulla sola pilastrata posta su qualsiasi spigolo della struttura in direzione X e i risultati forniti resteranno validi anche per un sisma in direzione sollecitante nella direzione Y.

L'analisi ha condotto ai seguenti risultati:

	<b>Spostamenti assoluti</b>	<b>Spostamenti relativi</b>	
<b>1° Piano</b>	0,0008 m	$0,0008 \text{ m} \leq 0,0165 \text{ m}$	<u>Verificato!</u>
<b>2° Piano</b>	0,0023 m	$0,0015 \text{ m} \leq 0,0165 \text{ m}$	<u>Verificato!</u>
<b>3° Piano</b>	0,0041 m	$0,0018 \text{ m} \leq 0,0165 \text{ m}$	<u>Verificato!</u>
<b>4° Piano</b>	0,0055 m	$0,0014 \text{ m} \leq 0,0165 \text{ m}$	<u>Verificato!</u>
<b>5° Piano</b>	0,0066 m	$0,0011 \text{ m} \leq 0,0165 \text{ m}$	<u>Verificato!</u>
<b>6° Piano</b>	0,0071 m	$0,0005 \text{ m} \leq 0,0165 \text{ m}$	<u>Verificato!</u>

**Verifiche allo stato limite di danno, sisma in direzione X**

**Fig. 2.2-1**

La verifica degli spostamenti allo stato limite di danno è risultata positiva in quanto gli spostamenti sono risultati inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

## **CAPITOLO 3:**

### **Progetto della struttura A+ secondo il D.M. 14/01/2008 e con armatura aggiuntiva**

#### **3.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali:**

La struttura A+ sarà progettata in linea con tutte le regole di progetto imposte dalla normativa, come già affrontato durante la progettazione della struttura A. La cassetatura di ogni elemento strutturale rimane costante.

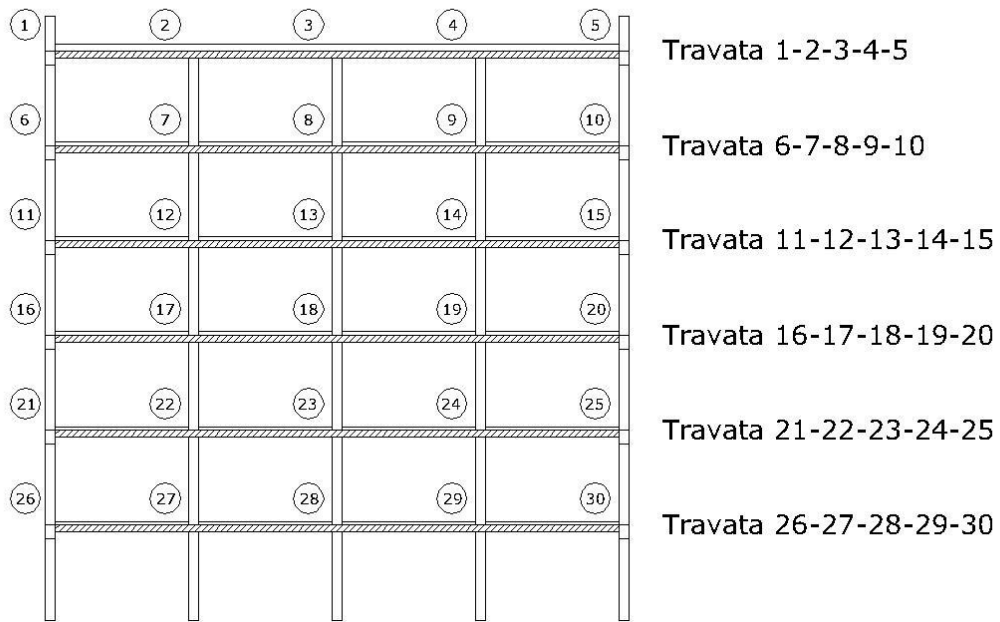
La sostanziale differenza tra la struttura A e A+ sarà l'impiego di una armatura composta da 12 barre di diametro pari a 22 mm, rispetto alle 12 barre di diametro pari 18mm impiegate per la struttura A. Inoltre si terrà conto dell'apporto deformativo del calcestruzzo per effetto del confinamento come già discusso.

La struttura che si discuterà in questo capitolo rappresenterà un miglioramento della struttura A dovuto al miglioramento della resistenza dei pilastri nei confronti dell'azione sismica, pur rimanendo all'interno dei limiti posti dalla normativa.

#### ***3.1.1. Progettazione della travi:***

Dall'analisi delle sollecitazioni fornite dal calcolatore, alcune travate saranno sollecitate da forze molto simili, tanto che si effettuerà un'unica progettazione per tali elementi:

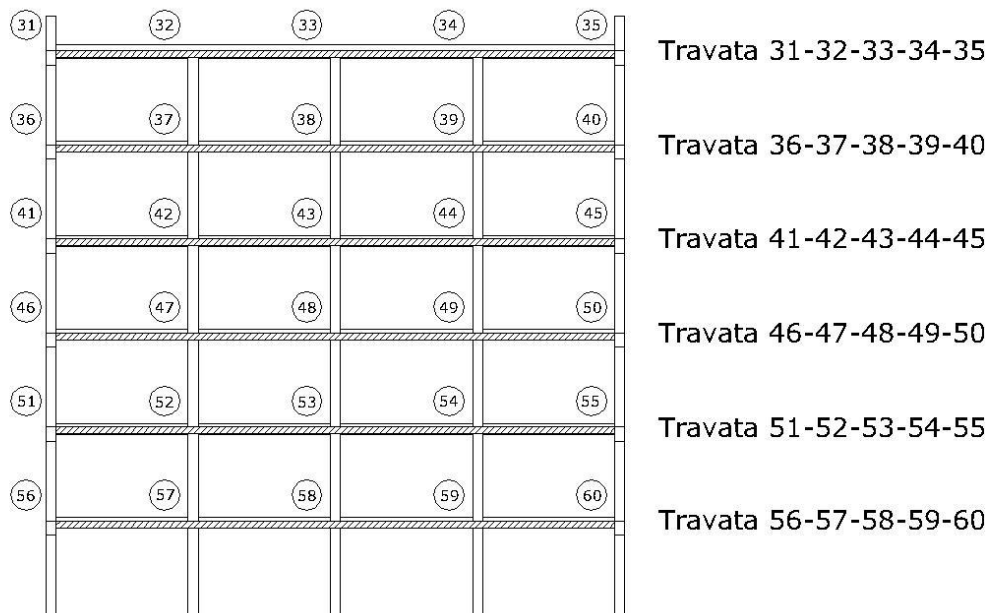
### TELAIO DI BORDO



**Travate del telaio di bordo**

**Fig. 3.1.1-1**

### TELAIO CENTRALE



**Travate del telaio centrale**

**Fig. 3.1.1-2**

## Telaio di bordo:

### Travata A:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata A le travi:

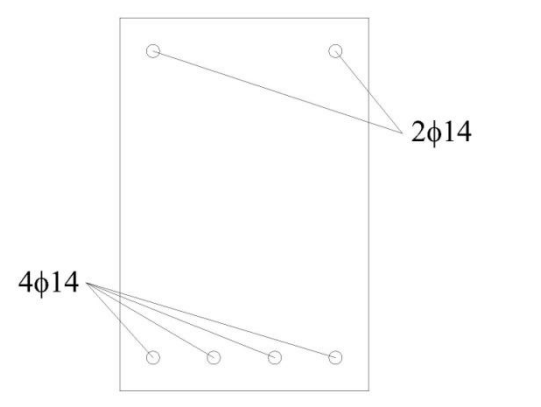
- Travata 16-17-18-19-20
- Travata 21-22-23-24-25
- Travata 26-27-28-29-30

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
16-17-18-19-20	- 154,96 KNm	+ 54,13 KNm
	+ 0 KNm	
21-22-23-24-25	- 167,02 KNm	+ 51,82 KNm
	+ 0 KNm	
26-27-28-29-30	- 159,71 KNm	+ 49,32 KNm
	+ 10,48 KNm	
Travata A	- 167,02 KNm	+ 54,13 KNm
	+ 10,48 KNm	

### Sollecitazioni della travata A

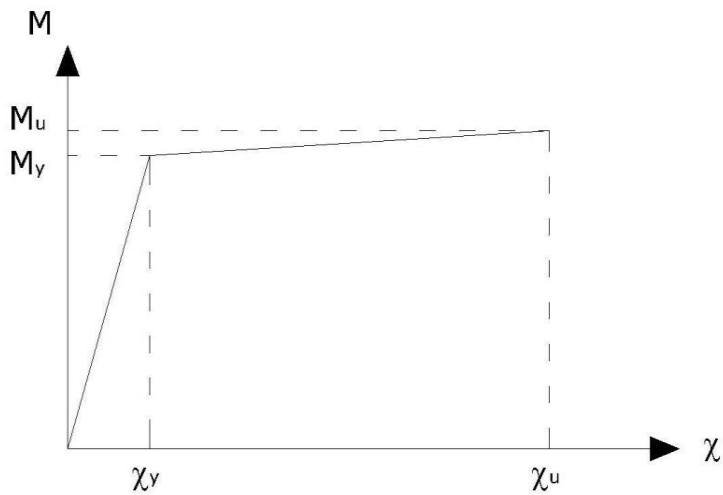
Fig. 3.1.1-3

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	54,13		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 $\phi$ 14	3,08 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 14	6,16 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,50		
$\rho_m$	0,1190		
$\xi$	0,1212	$0,0500 \leq 0,1212 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	93,02 KNm	$> 54,13$ KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$		<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>	
$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0041 \leq 0,098$	<u>Verificato!!</u>	



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata A, campata

Fig. 3.1.1-4

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	10,48		
M <sub>SD</sub> (-)	167,02		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 3 φ 18	11,64 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,52		
ρ <sub>m</sub>	0,2248		
ξ	0,1661	0,0500 ≤ 0,1661 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	171,60 KNm	> 167,02 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,93	0,04*B*h = 54 cmq	
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1057	0,0500 ≤ 0,1057 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,10 KNm	> 10,48 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0078 ≤ 0,0118	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0040 ≤ 0,0155	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	164,60		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0072		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	171,60		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0514		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 7,11 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		

Progettazione dell'armatura longitudinale della travata A, appoggio

Fig. 3.1.1-5



Travata A		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		+43,48	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+128,18
G <sub>2</sub>	10,85		V <sub>Ed,2</sub>	+45,96
G <sub>2(tamp)</sub>	4,84	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	-43,48
Q <sub>k3</sub>	5,00		V <sub>Ed,2</sub>	-131,66
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-45,96
MRD (-)	-171,60		V <sub>Ed,2</sub>	-128,18
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+91,10	V <sub>Ed,max</sub>	+131,66	
		V <sub>Ed,min</sub>	-131,66	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata A

Fig. 3.1.1-6

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	131,66 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 12	1,13 cm <sup>2</sup>	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	167,01 KN	> 131,66 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata A, appoggio

Fig. 3.1.1-7

Travata B:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata B le travi:

- Travata 11-12-13-14-15

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
11-12-13-14-15	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm
	+ 0 KNm	
Travata B	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm
	+ 0 KNm	

**Sollecitazioni della travata B**

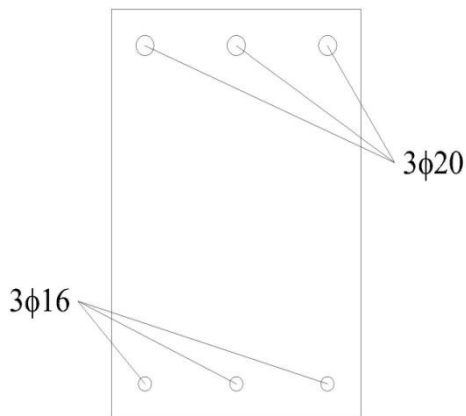
Fig. 3.1.1-8

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	52,72		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 $\phi$ 14	3,08 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 14	6,16 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,50		
$\rho_m$	0,1190		
$\xi$	0,1212	$0,0500 \leq 0,1212 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	93,02 KNm	$> 54,13$ KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$		<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>	
$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0041 \leq 0,098$		<u>Verificato!!</u>

**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata B, campata**

Fig. 3.1.1-9

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	137,06		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 20	9,58 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,63		
ρ <sub>m</sub>	0,1850		
ξ	0,1428	0,0500 ≤ 0,1428 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	140,00 KNm	> 137,06 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,59	0,04*B*h = 54 cmq	
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1073	0,0500 ≤ 0,1073 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,11 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0064 ≤ 0,0118	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0040 ≤ 0,0142	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	136,63		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0069		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	140,00		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,00598		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 8,65 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		



Progettazione dell'armatura longitudinale della travata B, appoggio

Fig. 3.1.1-10

Travata B		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		+37,66	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+123,36
G <sub>2</sub>	10,85		V <sub>Ed,2</sub>	+40,14
G <sub>2(tamp)</sub>	4,84	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	-37,66
Q <sub>k3</sub>	5,00		V <sub>Ed,2</sub>	-125,84
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-40,14
MRD (-)	-153,50		V <sub>Ed,2</sub>	-123,36
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+91,75	V <sub>Ed,max</sub>	+125,84	
		V <sub>Ed,min</sub>	-125,84	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata B

Fig. 3.1.1-11

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	125,84 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 12	1.13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	167,01 KN	> 125,84 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ l ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata B, appoggio

Fig. 3.1.1-12

### Travata C:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata C le travi:

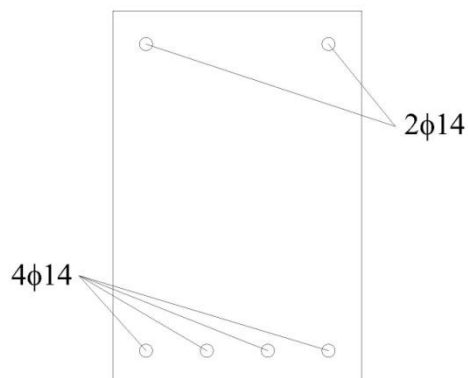
- Travata 6-7-8-9-10

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
6-7-8-9-10	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm
	+ 0 KNm	
Travata C	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm
	+ 0 KNm	

### Sollecitazioni della travata C

Fig. 3.1.1-13

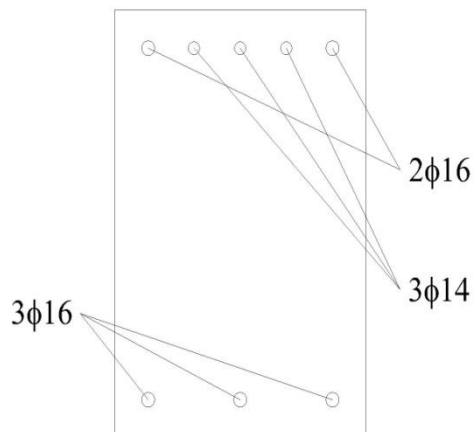
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	50,66		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 $\phi$ 14	3,08 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 14	6,16 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,50		
$\rho_m$	0,1190		
$\xi$	0,1212	$0,0500 \leq 0,1212 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	93,02 KNm	> 50,66 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>		
	$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0041 \leq 0,098$	<u>Verificato!!</u>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata C, campata

Fig. 3.1.1-14

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	119,68		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 3 φ 14	8,64 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,70		
ρ <sub>m</sub>	0,1668		
ξ	0,1334	0,0500 ≤ 0,1334 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	128,80 KNm	> 119,68 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,43	0,04*B*h = 54 cmq	
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1080	0,0500 ≤ 0,1080 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,12 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0058 ≤ 0,0118	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0040 ≤ 0,0135	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	123,85		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0068		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	128,80		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0640		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 9,46 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		



Progettazione dell'armatura longitudinale della travata C, appoggio

Fig. 3.1.1-15

Travata C		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		-29,22	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+114,92
G <sub>2</sub>	10,85		V <sub>Ed,2</sub>	-31,70
G <sub>2(tamp)</sub>	4,84	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	+29,22
Q <sub>k3</sub>	5,00		V <sub>Ed,2</sub>	-117,40
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	+31,70
MRD (-)	-128,80		V <sub>Ed,2</sub>	-114,92
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+91,12	V <sub>Ed,max</sub>	+117,40	
		V <sub>Ed,min</sub>	-117,40	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata C

Fig. 3.1.1-16

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	117,40 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 12	1,12 cm <sup>2</sup>	
	N° bracci	2		
	s	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	144,28 KN	> 125,84 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata C, appoggio

Fig. 3.1.1-17

Travata D:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata D le travi:

- Travata 1-2-3-4-5

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
1-2-3-4-5	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm
	+ 0 KNm	
Travata D	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm
	+ 0 KNm	

**Sollecitazioni della travata D**

**Fig. 3.1.1-18**

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	46,82		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16	4,02 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 16 ; 1 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
β	0,67		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1077	0,0500 ≤ 0,1077 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,79 KNm	> 46,82 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub>	0,0031 ≤ 0,0045 ≤ 0,0108	<u>Verificato!!</u>

**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata D, campata**

**Fig. 3.1.1-19**



PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	63,62		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 2 φ 16	8,04 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 16 ; 1 φ 16	6,03 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,75		
ρ <sub>m</sub>	0,1553		
ξ	0,1278	0,0500 ≤ 0,1278 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	120,20 KNm	> 63,62 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,33		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1038	0,0500 ≤ 0,1038 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	91,76 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0060 ≤ 0,0122	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0045 ≤ 0,0154	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	115,57		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0067		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	120,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0668		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 10,02 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		

Progettazione dell'armatura longitudinale della travata D, appoggio

Fig. 3.1.1-20

Travata D		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		/	
G <sub>1</sub>	9,53	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+123,40
G <sub>1</sub>	6,70		V <sub>Ed,2</sub>	+46,84
G <sub>2(tamp)</sub>	2,04	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	/
Q <sub>k3</sub>	0		V <sub>Ed,2</sub>	/
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-46,84
M <sub>RD (-)</sub>	-120,20		V <sub>Ed,2</sub>	-123,40
		Taglio: (KN)		
M <sub>RD (+)</sub>	+91,76	V <sub>Ed,max</sub>	+123,40	
		V <sub>Ed,min</sub>	-123,40	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata D

Fig. 3.1.1-21

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	123,40 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	φ 8	0,50 cmq	
	N° bracci	2		
	Δx	10 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	144,28 KN	> 123,40 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
Δx ≤ 10,25 cm				<u>Verificato!!</u>
φ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata D, appoggio

Fig. 3.1.1-22

## Telaio centrale:

### Travata E:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata E le travi:

- Travata 46-47-48-49-50
- Travata 51-52-53-54-55
- Travata 56-57-58-59-60

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
46-47-48-49-50	- 133,61 KNm	+ 74,39 KNm
	+ 0 KNm	
51-52-53-54-55	- 130,27 KNm	+ 67,90 KNm
	+ 0 KNm	
56-57-58-59-60	- 140,61 KNm	+ 69,26 KNm
	+ 0 KNm	
Travata E	- 140,61 KNm	+ 74,39 KNm
	+ 0 KNm	

### Sollecitazioni della travata E

Fig. 3.1.1-23

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	74,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	4 $\phi$ 16	8,04 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	5 $\phi$ 16	10,05 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,80		
$\rho_m$	0,1730		
$\xi$	0,1218	$0,0500 \leq 0,1218 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	84,45 KNm	> 74,39 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$\rho$ per M <sub>SD</sub>	$0,0031 \leq 0,0067 \leq 0,0131$	<u>Verificato!!</u>

### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata E, campata

Fig. 3.1.1-24

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	140,61		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	4 φ 16 ; 3 φ 20	17,46 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	6 φ 18	15,27 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,87		
ρ <sub>m</sub>	0,3005		
ξ	0,1400	0,0500 ≤ 0,1400 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	145,20 KNm	> 140,61 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,14		
ρ <sub>m</sub>	0,2628		
ξ	0,1225	0,0500 ≤ 0,1225 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	127,30 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0116 ≤ 0,0180	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0102 ≤ 0,0194	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	127,00		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0145		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	145,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,1078		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 7,45 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		

Progettazione dell'armatura longitudinale della travata E, appoggio

Fig. 3.1.1-25

Travata E		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		+18,64	
G <sub>1</sub>	19,05	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+158,07
G <sub>1</sub>	21,70		V <sub>Ed,2</sub>	+23,59
G <sub>2(tamp)</sub>	0	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	-0,61
Q <sub>k3</sub>	10,00		V <sub>Ed,2</sub>	-163,02
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-18,64
MRD (-)	-145,20		V <sub>Ed,2</sub>	-158,07
		Taglio: (KN)		
MRD (+)	+127,30	V <sub>Ed,max</sub>	+163,02	
		V <sub>Ed,min</sub>	-163,02	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata E

Fig. 3.1.1-26

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	163,03 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	5 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	255,76 KN	> 163,03 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s ≤ 5,25 cm				<u>Verificato!!</u>
ϕ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della travata E, appoggio

Fig. 3.1.1-27

### Travata F:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata E le travi:

- Travata 31-32-33-34-35
- Travata 36-37-38-39-40
- Travata 41-42-43-44-45

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi	
	Appoggi	Campata
31-32-33-34-35	- 145,44 KNm	+ 67,16 KNm
	+ 0 KNm	
36-37-38-39-40	- 152,39 KNm	+ 68,08 KNm
	+ 0 KNm	
41-42-43-44-45	- 149,07 KNm	+ 69,02 KNm
	+ 0 KNm	
Travata F	- 152,39 KNm	+ 69,02 KNm
	+ 0 KNm	

### Sollecitazioni della travata F

Fig. 3.1.1-28

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	69,02		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	4 $\phi$ 16	8,04 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	5 $\phi$ 16	10,05 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,80		
$\rho_m$	0,1730		
$\xi$	0,1218	0,0500 $\leq$ 0,1218 $\leq$ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	84,45 KNm	> 69,02 KNm	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$\rho$ per M <sub>SD</sub>	0,0031 $\leq$ 0,0067 $\leq$ 0,0131	<u>Verificato!!</u>

### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata F, campata

Fig. 3.1.1-29

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	152,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 16 ; 4 φ 20	18,60 cmq	
A <sub>s,inf</sub>	4 φ 16 ; 2 φ 18	13,13 cmq	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,71		
ρ <sub>m</sub>	0,3201		
ξ	0,1594	0,0500 ≤ 0,1594 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	154,20 KNm	> 152,39 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura disponibile</b>	
β	1,42		
ρ <sub>m</sub>	0,2260		
ξ	0,1122	0,0500 ≤ 0,1122 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	109,80 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
<b>Limitazione sulla percentuale d'armatura:</b>			
$\frac{1,4}{f_{yk}} \leq \rho < \rho_{comp.} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	ρ per M <sub>SD</sub> (-)	0,0031 ≤ 0,0124 ≤ 0,0165	<u>Verificato!!</u>
	ρ per M <sub>SD</sub> (+)	0,0031 ≤ 0,0088 ≤ 0,0202	<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	148,04		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0134		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	154,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0959		
<b>Duttilità della sezione:</b>			
μ <sub>χ</sub> = 7,17 ≥ 6,8	<u>Verificato!!</u>		

Progettazione dell'armatura longitudinale della travata F, appoggio

Fig.3.1.1-30

Travata F		Taglio: (KN)		
		Contributo dei carichi gravitazionali: (KN/m)	Schema 1	V <sub>Ed,1</sub>
	V <sub>Ed,2</sub>		/	
G <sub>1</sub>	19,05	Schema 2	V <sub>Ed,1</sub>	+155,11
G <sub>1</sub>	21,70		V <sub>Ed,2</sub>	+20,63
G <sub>2(tamp)</sub>	0	Schema 3	V <sub>Ed,1</sub>	/
Q <sub>k3</sub>	0		V <sub>Ed,2</sub>	/
Contributo dei momenti resistenti: (KNm)		Schema 4	V <sub>Ed,1</sub>	-20,63
M <sub>RD (-)</sub>	-154,20		V <sub>Ed,2</sub>	-155,11
		Taglio: (KN)		
M <sub>RD (+)</sub>	+109,80	V <sub>Ed,max</sub>	+155,11	
		V <sub>Ed,min</sub>	-155,11	

Valori del taglio generati dal criterio di gerarchia delle resistenze sulla travata F

Fig. 3.1.1-31

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	155,11 KN		
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	φ 8	0,50 cmq	
	N° bracci	2		
	s	4 cm		
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	184,75 KN	> 155,11 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA				
s > 5,25 cm				<u>Verificato!!</u>
φ > 6 mm				<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale

Fig. 3.1.1-32



### 3.1.2. Progettazione dei pilastri:

#### Pilastrata 1

Sezione di base del piano 2:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	387,40 KNm	$\chi_u$			0,1476 1/m
My	334,00 KNm	$\chi_y$			0,0017 1/m
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,25\%$	<u>Verificato!</u>			
$\mu_\chi = 86,84 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 1

Fig.3.1.2-1

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	258,27 KN	
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 12	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	12 cm		
	b <sub>st</sub>	37 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	271,73 KN	> 258,27 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,75 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq l \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 1

Fig. 3.1.2-2

Sezione di base del piano 2:

PROETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	315,30 KNm	$\chi_u$ 0,1429 1/m	
My	272,70 KNm	$\chi_y$ 0,0016 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,85\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_{\chi} = 89,33 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 2

Fig. 3.1.2-3

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	210,20 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 12	1,13 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
	b <sub>st</sub>	32 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	232,91 KN	> 210,20 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$1,13 \text{ cmq} \geq 0,75 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 2

Fig. 3.1.2-4

Sezione di base del piano 3:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	188,90 KNm	$\chi_u$ 0,1499 1/m	
My	163,90 KNm	$\chi_y$ 0,0138 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 99,94 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 3

Fig. 3.1.2-5

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{I_p}$	168,07 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq	
	N° bracci	2		
	s	12 cm		
	b <sub>st</sub>	27 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	189,97 KN	> 168,07 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$A_{sw} \geq A_{sw, min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,55 \text{ cmq}$		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 3

Fig. 3.1.2-6

Sezione di base del piano 4:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003048 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	246,30 KNm	$\chi_u$ 0,2042 1/m	
My	210,30 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 145,84 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 4

Fig. 3.1.2-7

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	164,20 KN
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	$\Delta x$	12 cm	
	$b_{st}$	22 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	189,97 KN	> 164,20 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,55 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$\Delta x \leq 17,60 \text{ cm}$		<u>Verificato!!</u>	
$\phi > 6 \text{ mm}$		<u>Verificato!!</u>	
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 4

Fig. 3.1.2-8

Sezione di base del piano 5:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	240,10 KNm	$\chi_u$ 0,3218 1/m	
My	200,60 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 229,86 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 5

Fig. 3.1.2-9

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	160,07 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	12 cm	
	b <sub>st</sub>	22 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	189,97 KN	> 160,07 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,55 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 5

Fig. 3.1.2-10

Sezione di base del piano 6:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	233,40 KNm	$\chi_u$ 0,7124 1/m	
My	190,30 KNm	$\chi_y$ 0,0013 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,68\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 547,97 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 6

Fig. 3.1.2-11

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	155,60 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	b <sub>st</sub>	22 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 155,60 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,48 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 6

Fig. 3.1.2-12

In quanto vi è un significativo aumento della resistenza per i pilastri, non si effettua la verifica il criterio di gerarchia delle resistenze. La verifica di tale criterio è già stato soddisfatto per la struttura A con momenti resistenti dei pilastri inferiori.

## Pilastrata 2

Sezione di base del piano 1:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 18	0,004562 mq		
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>				
Mu	412,80 KNm	$\chi_u$ 0,0984 1/m		
My	379,10 KNm	$\chi_y$ 0,0019 1/m		
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,25\%$	<u>Verificato!</u>		
$\mu_\chi = 51,80 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 1

Fig.3.1.2-13

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{I_p}$	275,20 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 12	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	11 cm		
	b <sub>st</sub>	37 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	296,43 KN	> 275,20 KN	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,67 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 1

Fig. 3.1.2-14

Sezione di base del piano 2:

PROETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	325,90 KNm	$\chi_u$ 0,0868 1/m	
My	304,80 KNm	$\chi_y$ 0,0018 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,85\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_{\chi} = 48,20 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 2

Fig. 3.1.2-15

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	217,27 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 12	1,13 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
	bst	32 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	232,91 KN	> 217,27KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * bst}{f_{yd} * n} * s$		$1,13 \text{ cmq} \geq 0,75 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$		<u>Verificato!!</u>	
$\phi > 6 \text{ mm}$		<u>Verificato!!</u>	
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 2

Fig. 3.1.2-16



Sezione di base del piano 3:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	255,80 KNm	$\chi_u$ 0,0832 1/m	
My	241,40 KNm	$\chi_y$ 0,0016 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 51,98 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 3

Fig. 3.1.2-17

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	170,53 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	bst	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 170,53 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * bst}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 3

Fig. 3.1.2-18

Sezione di base del piano 4:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	254,20 KNm	$\chi_u$ 0,1133 1/m	
My	226,90 KNm	$\chi_y$ 0,0015 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_{\chi} = 75,51 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 4

Fig. 3.1.2-19

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	169,47 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	b <sub>st</sub>	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 169,47 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 4

Fig. 3.1.2-20

Sezione di base del piano 5:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	247,10 KNm	$\chi_u$ 0,1781 1/m	
My	211,60 KNm	$\chi_y$ 0,0015 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 118,73 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 5

Fig. 3.1.2-21

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	164,73 KN
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	b <sub>st</sub>	27 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	175,35 KN	> 164,73 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		0,79 cmq $\geq$ 0,59 cmq	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60$ cm			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 5

Fig. 3.1.2-22

Sezione di base del piano 6:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	236,90 KNm	$\chi_u$ 0,4101 1/m	
My	195,70 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 292,96 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 6

Fig. 3.1.2-23

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	157,93 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	b <sub>st</sub>	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 157,93 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$		<u>Verificato!!</u>	
$\phi > 6 \text{ mm}$		<u>Verificato!!</u>	
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 6

Fig. 3.1.2-24

In quanto vi è un significativo aumento della resistenza per i pilastri, non si effettua la verifica il criterio di gerarchia delle resistenze. La verifica di tale criterio è già stato soddisfatto per la struttura A con momenti resistenti dei pilastri inferiori.

### Pilastrata 3

Sezione di base del piano 1:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562mq		
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>				
Mu	420,20 KNm	$\chi_u$ 0,0639 1/m		
My	414,40 KNm	$\chi_y$ 0,0024 1/m		
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,25\%$	<u>Verificato!</u>		
$\mu_\chi = 26,64 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 1

Fig. 3.1.2-25

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE				
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{I_p}$	280,13 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 12	1,13 cmq	
	N° bracci	2		
	s	11 cm		
	b <sub>st</sub>	37 cm		
Taglio resistente:	$V_{Red}$	296,43 KN	> 280,13 KN	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,67 cmq		<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60$ cm				<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm				<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$			<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 1

Fig.3.1.2-26

Sezione di base del piano 2:

PROETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	330,40 KNm	$\chi_u$ 0,0563 1/m	
My	327,50 KNm	$\chi_y$ 0,0022 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,85\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 25,58 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 2

Fig. 3.1.2-27

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	220,27 KN
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	$\phi$ 12	1,13 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
	b <sub>st</sub>	32 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	232,91 KN	> 220,27 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$A_{sw} \geq A_{sw_{min}} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		1,13 cmq $\geq$ 0,75 cmq	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60$ cm			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 2

Fig. 3.1.2-28

Sezione di base del piano 3:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura			
Mu	257,70 KNm	$\chi_u$ 0,0589 1/m	
My	256,00 KNm	$\chi_y$ 0,0020 1/m	
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 26,93 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 3

Fig. 3.1.2-29

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	171,80 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	bst	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 171,80 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * bst}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$		<u>Verificato!!</u>	
$\phi > 6 \text{ mm}$		<u>Verificato!!</u>	
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 3

Fig.3.1.2-30

Sezione di base del piano 4:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	256,50 KNm	$\chi_u$ 0,0733 1/m	
My	248,10 KNm	$\chi_y$ 0,0017 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 43,12 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 4

Fig. 3.1.2-31

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	171,00 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	b <sub>st</sub>	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 171,00 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 4

Fig. 3.1.2-32



Sezione di base del piano 5:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	254,10 KNm	$\chi_u$ 0,1145 1/m	
My	226,50 KNm	$\chi_y$ 0,0015 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 76,31 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 5

Fig. 3.1.2-33

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	169,40 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	b <sub>st</sub>	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 169,40 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 5

Fig. 3.1.2-34

Sezione di base del piano 6:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	12 $\phi$ 22	0,004562 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	241,60 KNm	$\chi_u$ 0,2590 1/m	
My	202,90 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>			
$\phi_{min} = 22 > 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>	
Interasse max = 7 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>	
$1\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 3,72\%$	<u>Verificato!</u>	
$\mu_\chi = 185,03 \geq 6,8$		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 6

Fig. 3.1.2-35

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	$\gamma_{Rd} * \frac{MC, Rd^S + MC, Rd^I}{l_p}$	161,07 KN
Caratteristiche delle staffe:	Asw	$\phi$ 10	0,79 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
	bst	27 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	175,35 KN	> 161,07 KN <u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$Asw \geq Asw_{min} = \frac{0,08 * f_{cd} * b_{st}}{f_{yd} * n} * s$		$0,79 \text{ cmq} \geq 0,59 \text{ cmq}$	<u>Verificato!!</u>
$s \leq 17,60 \text{ cm}$		<u>Verificato!!</u>	
$\phi > 6 \text{ mm}$		<u>Verificato!!</u>	
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq \lambda \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 6

Fig. 3.1.2-36

In quanto vi è un significativo aumento della resistenza per i pilastri, non si effettua la verifica il criterio di gerarchia delle resistenze. La verifica di tale criterio è già stato soddisfatto per la struttura A con momenti resistenti dei pilastri inferiori.

## **CAPITOLO 4:**

### **Progetto della struttura B senza rispettare le regole di progetto in ambito sismico**

#### **4.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali:**

La struttura B sarà progettata senza seguire le prescrizioni sismiche sui limiti di armatura del capitolo 7 della normativa NTC 2008, mentre si considereranno valide le prescrizioni statiche imposte sui limiti di armatura evidenziati dal capitolo 4 del medesimo testo. La cassetta di ogni elemento strutturale rimane costante.

La sostanziale differenza tra la struttura A e B sarà, quindi, il fatto di garantire la resistenza degli elementi sotto carichi statici, ma non sotto carichi dinamici, non considerando la gerarchia delle resistenze e le regole di progetto dell'armatura in ambito sismico. Le travi e i pilastri della struttura B saranno, quindi, progettati per soddisfare i requisiti statici, senza ulteriori considerazioni in merito alla duttilità, che sarà comunque definita per un semplice confronto.

Non considerare la gerarchia delle resistenze, comporterà che le sollecitazioni da impiegare, come momento e taglio, per le verifiche siano quelle definite attraverso le analisi condotte al calcolatore (analisi statiche e sismiche) e non attraverso considerazioni di equilibrio tra sollecitazioni resistenti dei singoli elementi strutturali.

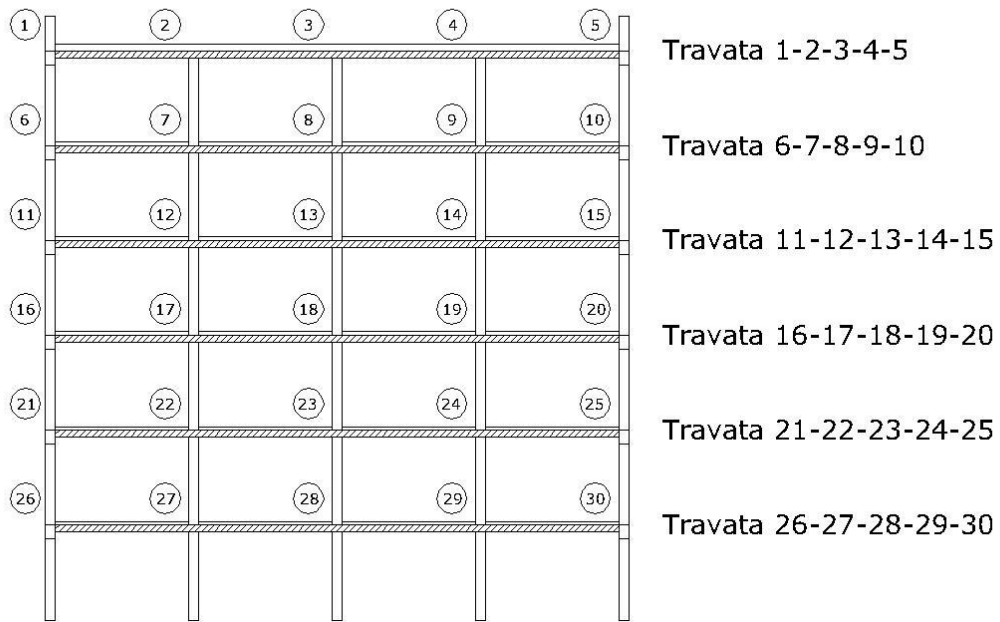
La struttura B sarà progettata impiegando, diffusamente, un armatura composta da 12 barre di diametro pari a 12 mm, ad eccezione di un solo pilastro della pilastrata 3 che per motivi deformativi sarà armato con barre di 18 mm. Inoltre si terrà conto dell'apporto deformativo del calcestruzzo per effetto del confinamento.

##### **4.1.1. *Progettazione delle travi:***

In possesso dei risultati dell'analisi strutturale, ed in particolare con la comparazione delle sollecitazioni gravanti sulle travi, si può condurre la progettazione delle varie travate, in particolare si inizierà con la definizione dei momenti resistenti sugli appoggi ed in mezzera.

Come svolto nella struttura A, saranno comparate le sollecitazioni gravanti sulle travi e si evidenzieranno travate tipo su cui agiranno le sollecitazioni più simili tra loro. Anche per la struttura B sono state evidenziate le seguenti travate:

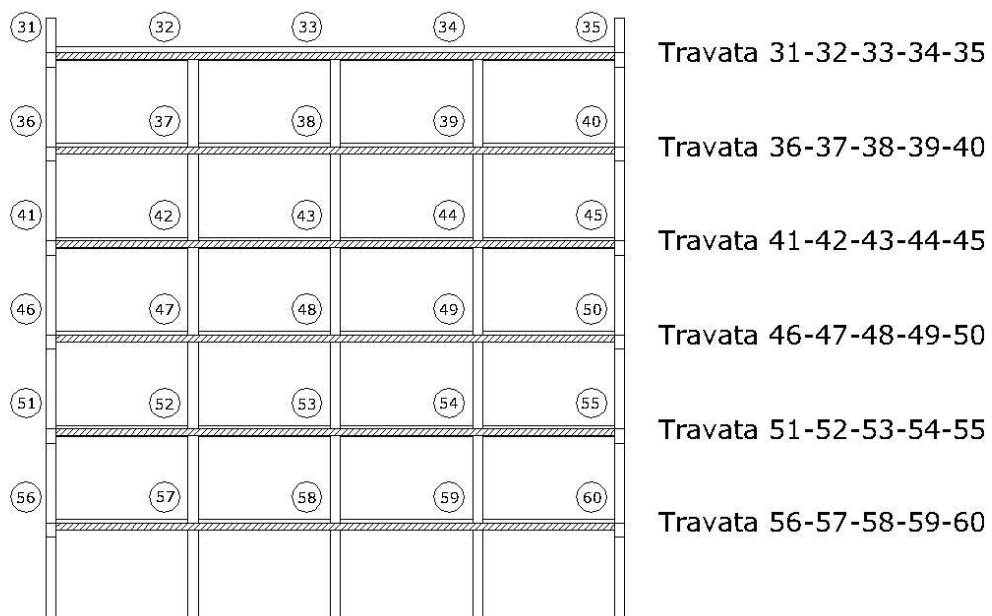
### TELAIO DI BORDO



**Travate del telaio di bordo**

**Fig. 4.1.1-1**

### TELAIO CENTRALE



**Travate del telaio centrale**

**Fig. 4.1.1-2**

## Telaio di bordo:

### Travata A:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata A le travi:

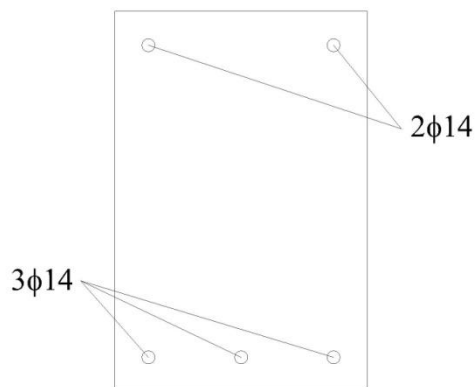
- Travata 16-17-18-19-20
- Travata 21-22-23-24-25
- Travata 26-27-28-29-30

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
16-17-18-19-20	- 154,96 KNm	+ 54,13 KNm	+ 132,54 KNm
	+ 0 KNm		
21-22-23-24-25	- 167,02 KNm	+ 51,82 KNm	+ 136,44 KNm
	+ 0 KNm		
26-27-28-29-30	- 159,71 KNm	+ 49,32 KNm	+ 131,74 KNm
	+ 10,48 KNm		
Travata A	- 167,02 KNm	+ 54,13 KNm	+ 136,44 KNm
	+ 10,48 KNm		

### Sollecitazioni della travata A

Fig. 4.1.1-3

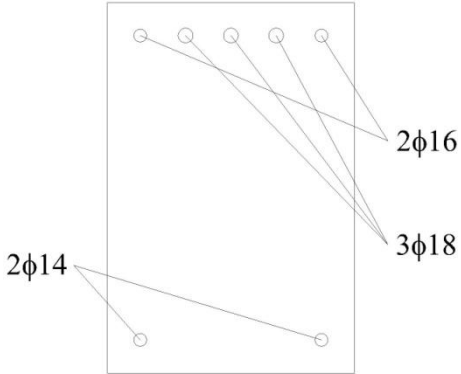
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	54,13		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 14	3,08	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s,tesa} \geq A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 ≥ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
β	0,67		
ρ <sub>m</sub>	0,0892		
ξ	0,1029	0,0500 ≤ 0,1029 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	70,67 KNm	> 54,13 KNm	<u>Verificato!!</u>

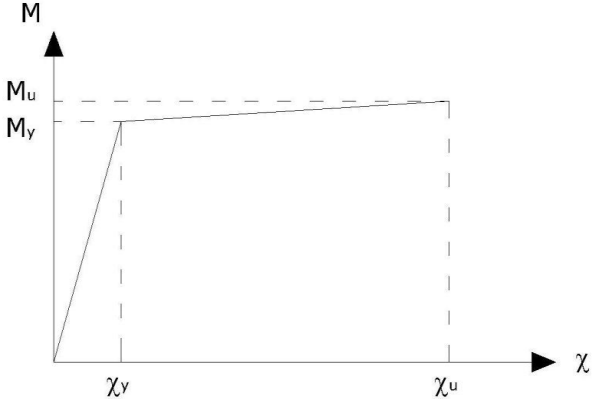


### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata A, mezzzeria

Fig.4.1.1-4

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	10,48		
M <sub>SD</sub> (-)	167,02		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 3 φ 18	11,64	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,26		
ρ <sub>m</sub>	0,2248		
ξ	0,2053	0,0500 ≤ 0,2053 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	170,20 KNm	> 167,02 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	3,78		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0939	0,0500 ≤ 0,0939 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	48,28 KNm	> 10,48 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		11,64 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
<u>Verificato!!</u>			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	163,28		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0074		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	170,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0416		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 5,60			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
<b>Taglio sollecitante:</b>		V <sub>Ed</sub>	136,44 KN
<b>Caratteristiche delle staffe:</b>		A <sub>sw</sub>	φ 10   0,79 cmq
		N° bracci	2
		s	15 cm
<b>Taglio resistente:</b>		V <sub>Red</sub>	151,97 KN ≥ 136,44 KN   <u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 15 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			<u>Verificato!!</u>
A <sub>st</sub> = 10,53 cmq/m ≥ A <sub>stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1		1 ≤ 1 ≤ 2,5   <u>Verificato!!</u>	





Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata A, appoggio

Fig. 4.1.1-5

Travata B:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata B le travi:

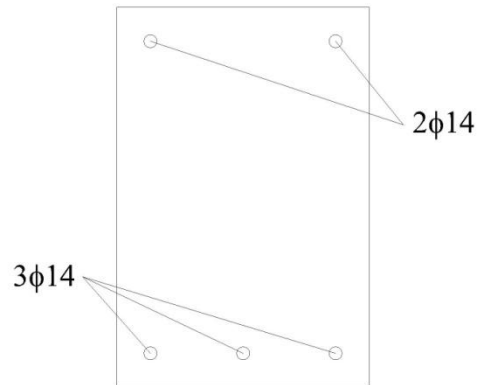
- Travata 11-12-13-14-15

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
11-12-13-14-15	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm	+ 124,81 KNm
	+ 0 KNm		
Travata B	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm	+ 124,81 KNm
	+ 0 KNm		

**Sollecitazioni della travata B**

Fig. 4.1.1-6

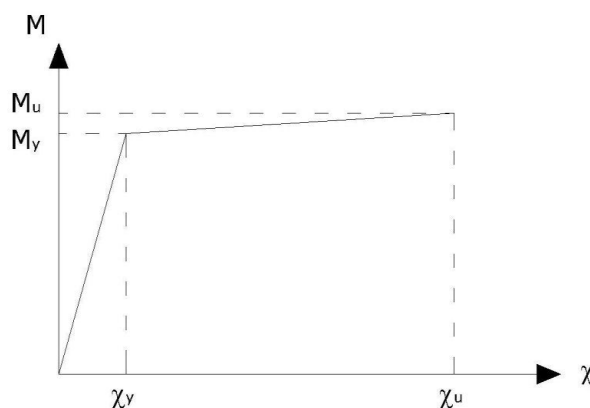
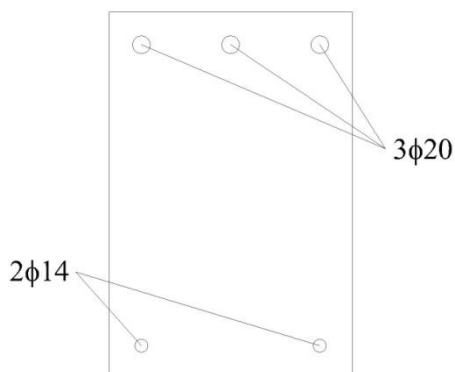
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	52,72		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 14	3,08	
As,inf	3 $\phi$ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 $\geq$ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,67		
$\rho_m$	0,0892		
$\xi$	0,1029	$0,0500 \leq 0,1029 \leq 0,6500$	<b>Campo 3 Verificato!!</b>
MRD	70,67 KNm	$> 52,72$ KNm	<b>Verificato!!</b>



**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata B, mezzeria**

Fig. 4.1.1-7

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	137,06		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 20	9,42	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,33		
ρ <sub>m</sub>	0,1819		
ξ	0,1672	0,0500 ≤ 0,1672 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	139,50 KNm	> 137,06 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	3,06		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0932	0,0500 ≤ 0,0932 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	48,27 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		9,42 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
<u>Verificato!!</u>			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>Y</sub>	133,54		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>Y</sub>	0,0071		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>U</sub>	139,50		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>U</sub>	0,0510		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 7,22			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
<b>Taglio sollecitante:</b>		V <sub>Ed</sub>	124,81 KN
<b>Caratteristiche delle staffe:</b>		A <sub>Sw</sub>	φ 8   0,50 cmq
		N° bracci	2
		s	10 cm
<b>Taglio resistente:</b>		V <sub>Red</sub>	144,28 KN ≥ 124,81 KN   <u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 10 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			<u>Verificato!!</u>
A <sub>St</sub> = 10,00 cmq/m ≥ A <sub>Stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1		1 ≤ 1 ≤ 2,5   <u>Verificato!!</u>	



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata B, appoggio

Fig. 4.1.1-8



## Travata C:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata C le travi:

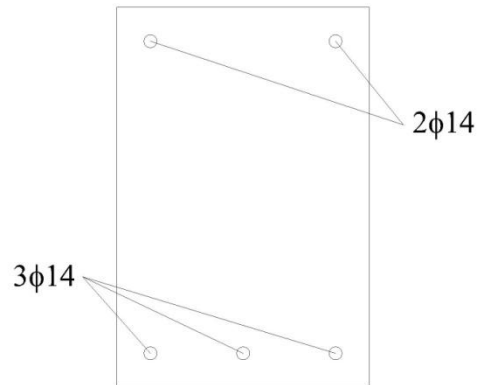
- Travata 6-7-8-9-10

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
6-7-8-9-10	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm	+ 115,28 KNm
	+ 0KNm		
Travata C	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm	+ 115,28 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata C

Fig. 4.1.1-9

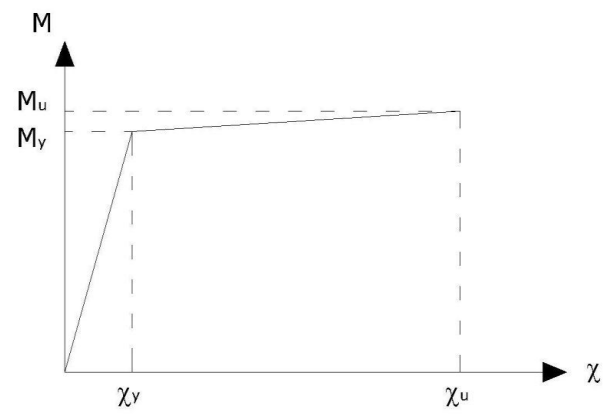
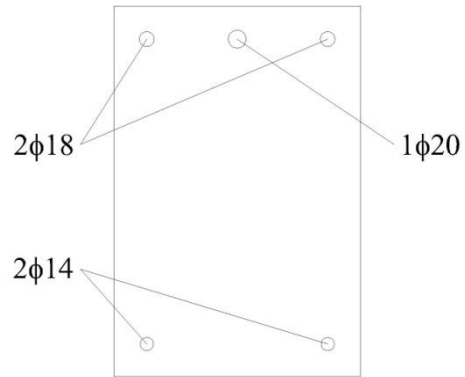
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	50,66		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 14	3,08	
As,inf	3 $\phi$ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 $\geq$ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,67		
$\rho_m$	0,0892		
$\xi$	0,1029	$0,0500 \leq 0,1029 \leq 0,6500$	<b>Campo 3 Verificato!!</b>
MRD	70,67 KNm	$> 50,66$ KNm	<b>Verificato!!</b>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata C, mezzeria

Fig. 4.1.1-10

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	119,68		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 ϕ 18 ; 1 ϕ 20	8,22	
A <sub>s,inf</sub>	2 ϕ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,37		
ρ <sub>m</sub>	0,1587		
ξ	0,1486	0,0500 ≤ 0,1486 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	122,60 KNm	> 119,68 KNm	Verificato!!
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	2,67		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0927	0,0500 ≤ 0,0927 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	48,26 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		8,22 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
Verificato!!			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	117,27		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0069		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	122,60		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0574		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 8,37			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	115,28 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	11 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	131,16 KN ≥ 115,28 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 11 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			Verificato!!
A <sub>st</sub> = 9,09 cmq/m ≥ A <sub>stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			Verificato!!
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		
			Verificato!!



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata C, appoggio

Fig. 4.1.1-11

Travata D:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata D le travi:

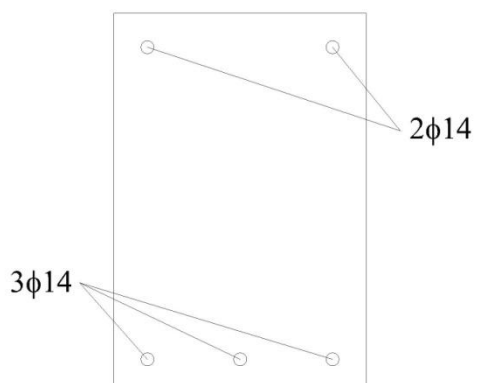
- Travata 1-2-3-4-5

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
1-2-3-4-5	- 77,19KNm	+ 51,35 KNm	+ 95,74 KNm
	+ 0KNm		
Travata D	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm	+ 95,74 KNm
	+ 0 KNm		

**Sollecitazioni della travata D**

**Fig. 4.1.1-12**

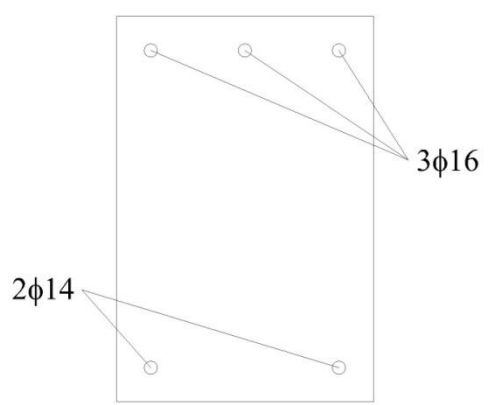
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	51,35		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 14	3,08	
As,inf	3 $\phi$ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 $\geq$ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,67		
$\rho_m$	0,0892		
$\xi$	0,1029	$0,0500 \leq 0,1029 \leq 0,6500$	<b>Campo 3 Verificato!!</b>
MRD	70,67 KNm	$> 51,35$ KNm	<b>Verificato!!</b>

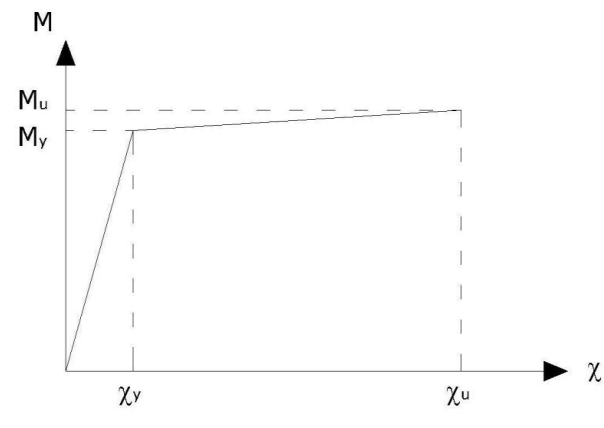


**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata D, mezzeria**

**Fig.4.1.1-13**

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	77,19		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 ϕ 16	6,03	
A <sub>s,inf</sub>	2 ϕ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,51		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1190	0,0500 ≤ 0,1190 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	91,14 KNm	> 77,19 KNm	Verificato!!
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	1,96		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0914	0,0500 ≤ 0,0914 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	48,25 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		6,03 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
Verificato!!			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>Y</sub>	87,18		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>Y</sub>	0,0065		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>U</sub>	91,14		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>U</sub>	0,0718		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 11,12			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	95,74 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>Sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	110,98 KN ≥ 95,74 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 13 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			Verificato!!
A <sub>St</sub> = 7,69 cmq/m ≥ A <sub>Stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			Verificato!!
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		
			Verificato!!





Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata D, appoggio

Fig. 4.1.1-14

## Travata E:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata E le travi:

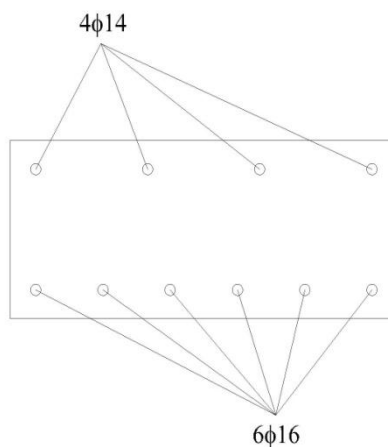
- Travata 46-47-48-49-50
- Travata 51-52-53-54-55
- Travata 56-57-58-59-60

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
46-47-48-49-50	- 149,07 KNm	+ 69,22 KNm	+ 157,68 KNm
	+ 0 KNm		
51-52-53-54-55	- 152,39 KNm	+ 68,08 KNm	+ 157,47 KNm
	+ 0 KNm		
56-57-58-59-60	- 145,44 KNm	+ 67,16 KNm	+ 157,27 KNm
	+ 0 KNm		
Travata E	- 152,39 KNm	+ 69,22 KNm	+ 157,68 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata E

Fig. 4.1.1-15

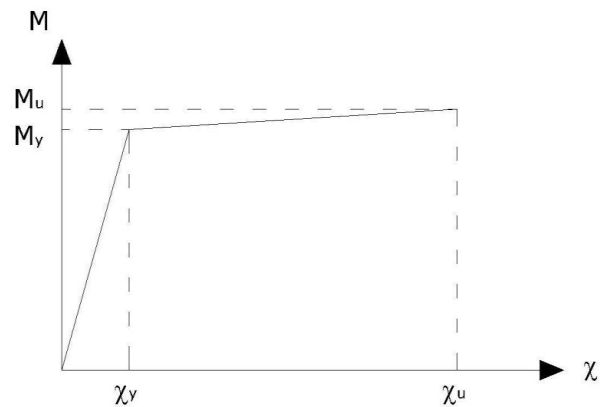
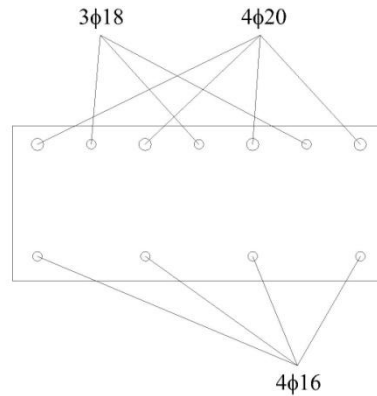
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	69,22		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	4 $\phi$ 14	6,16	
As,inf	6 $\phi$ 16	12,06	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$			12,06 $\geq$ 2,06
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,51		
$\rho_m$	0,2076		
$\xi$	0,1516	$0,0500 \leq 0,1516 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
MRD	100,06 KNm	$> 69,22$ KNm	<u>Verificato!!</u>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata E, mezzeria

Fig. 4.1.1-16

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	152,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 ϕ 18 ; 4 ϕ 20	20,20	
A <sub>s,inf</sub>	4 ϕ 16	8,04	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,34		
ρ <sub>m</sub>	0,3437		
ξ	0,2580	0,0500 ≤ 0,2580 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	163,70 KNm	> 152,39 KNm	Verificato!!
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	2,51		
ρ <sub>m</sub>	0,1384		
ξ	0,0959	0,0500 ≤ 0,0959 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	67,97 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s,tesa} \geq A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		20,20 ≥ 2,26	8,04 ≥ 2,26
<b>Verificato!!</b>			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	143,54		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0160		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	163,70		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0588		
<b>Duttilità: μ<sub>χ</sub> = 3,68</b>			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	157,68 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	5 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	161,87 KN ≥ 157,68 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 5 cm ≤ 0,8*d = 16,80 cm			Verificato!!
A <sub>st</sub> = 20,00 cmq/m ≥ A <sub>st,min</sub> = 15*B = 9,00 cmq/m			Verificato!!
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		Verificato!!



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata E, appoggio

Fig. 4.1.1-17

## Travata F:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata F le travi:

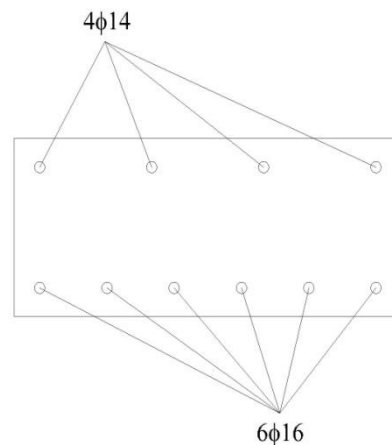
- Travata 31-32-33-34-35
- Travata 36-37-38-39-40
- Travata 41-42-43-44-45

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
31-32-33-34-35	- 133,61 KNm	+ 74,39 KNm	+ 160,61 KNm
	+ 0 KNm		
36-37-38-39-40	- 130,27 KNm	+ 67,90 KNm	+ 155,86 KNm
	+ 0 KNm		
41-42-43-44-45	- 140,61 KNm	+ 69,26 KNm	+ 156,98 KNm
	+ 0 KNm		
Travata F	- 140,61 KNm	+ 74,39 KNm	+ 160,61 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata F

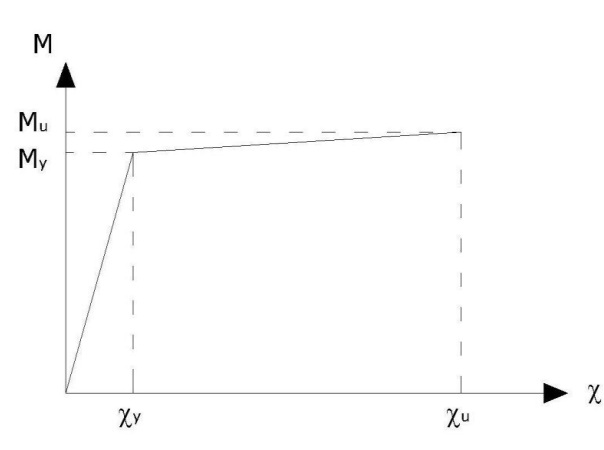
Fig. 4.1.1-18

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	74,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	4 $\phi$ 14	6,16	
As,inf	6 $\phi$ 16	12,06	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$			12,06 $\geq$ 2,06
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,51		
$\rho_m$	0,2076		
$\xi$	0,1516	$0,0500 \leq 0,1516 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
MRD	100,06 KNm	$> 74,39$ KNm	<u>Verificato!!</u>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata F,mezzeria

Fig. 4.1.1-19

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	140,61		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	7 $\phi$ 18	17,81	
A <sub>s,inf</sub>	4 $\phi$ 16	8,04	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
$\beta$	0,45		
$\rho_m$	0,3065		
$\xi$	0,2078		0,0500 $\leq$ 0,2078 $\leq$ 0,6500
M <sub>RD</sub>	146,40 KNm		> 140,61 KNm
			<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo		<b>Massima armatura totale disponibile</b>	
$\beta$	2,22		
$\rho_m$	0,1384		
$\xi$	0,0970		0,0500 $\leq$ 0,0970 $\leq$ 0,6500
M <sub>RD</sub>	67,98 KNm		> 0 KNm
			<u>Verificato!!</u>
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s,tesa} \geq A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		17,81 $\geq$ 2,26	8,04 $\geq$ 2,26
			<u>Verificato!!</u>
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	127,37		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
$\chi_y$	0,0154		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	146,40		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
$\chi_u$	0,0732		
<b>Duttilità: <math>\mu_\chi = 4,75</math></b>			
			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	160,61 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	$\phi$ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	5 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	161,87 KN $\geq$ 160,61 KN	<u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 5 cm $\leq$ 0,8*d = 16,80 cm			<u>Verificato!!</u>
A <sub>st</sub> = 20,00 cmq/m $\geq$ A <sub>stmin</sub> = 15*B = 9,00 cmq/m			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	1 $\leq$ 1 $\leq$ 2,5		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata F, appoggio

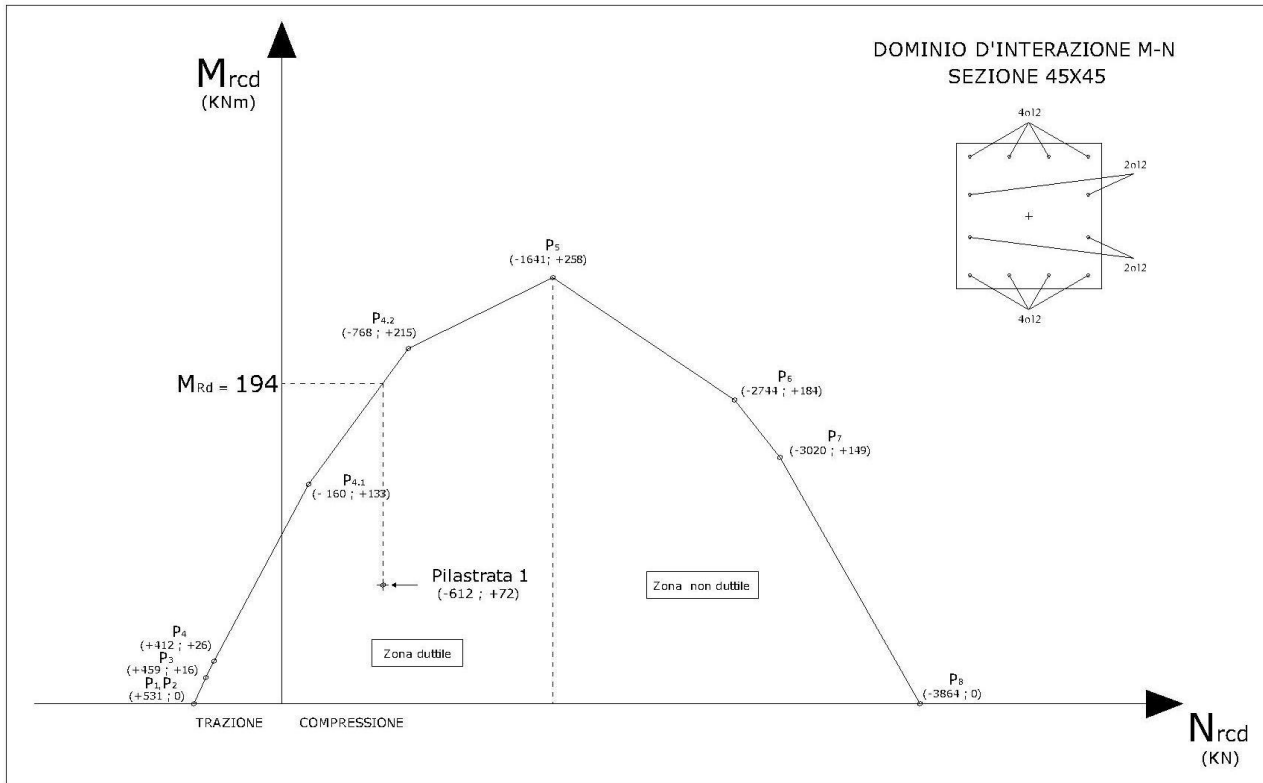
Fig. 4.1.1-20



### 4.1.2. Progettazione dei pilastri:

#### Pilastrata 1

Sezione di base del piano 1:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 1

Fig. 4.1.2-1

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	197,50 KNm	$\chi_u$			0,0519 1/m
My	171,20 KNm	$\chi_y$			0,0016 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 31,86$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 0,67\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 1

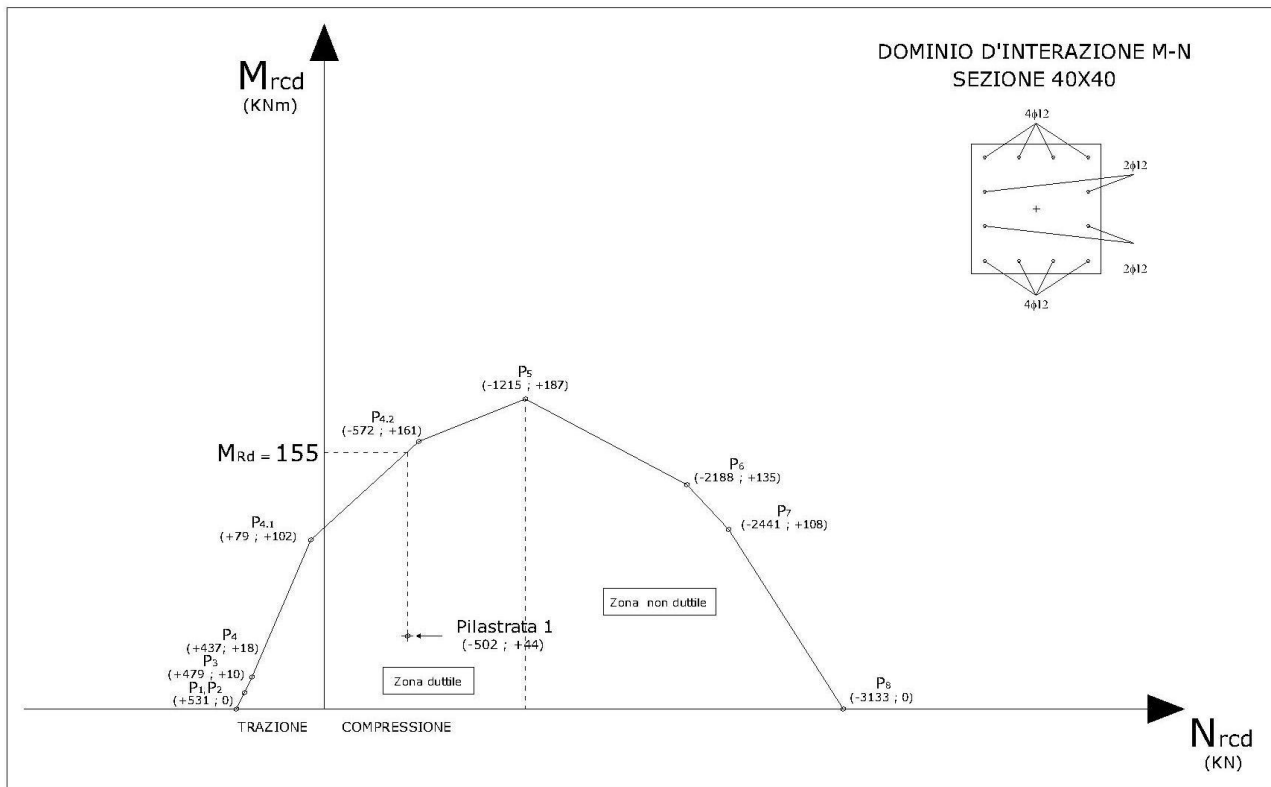
Fig. 4.1.2-2

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	27,33 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 27,33 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 1

Fig. 4.1.2-3

Sezione di base del piano 2:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 2

Fig. 4.1.2-4

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	154,30 KNm	$\chi_u$			0,0572 1/m
My	133,40 KNm	$\chi_y$			0,0015 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 38,11$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		Verificato!			
Interasse max = 11 cm < 30 cm		Verificato!			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 0,85\%$	Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 2

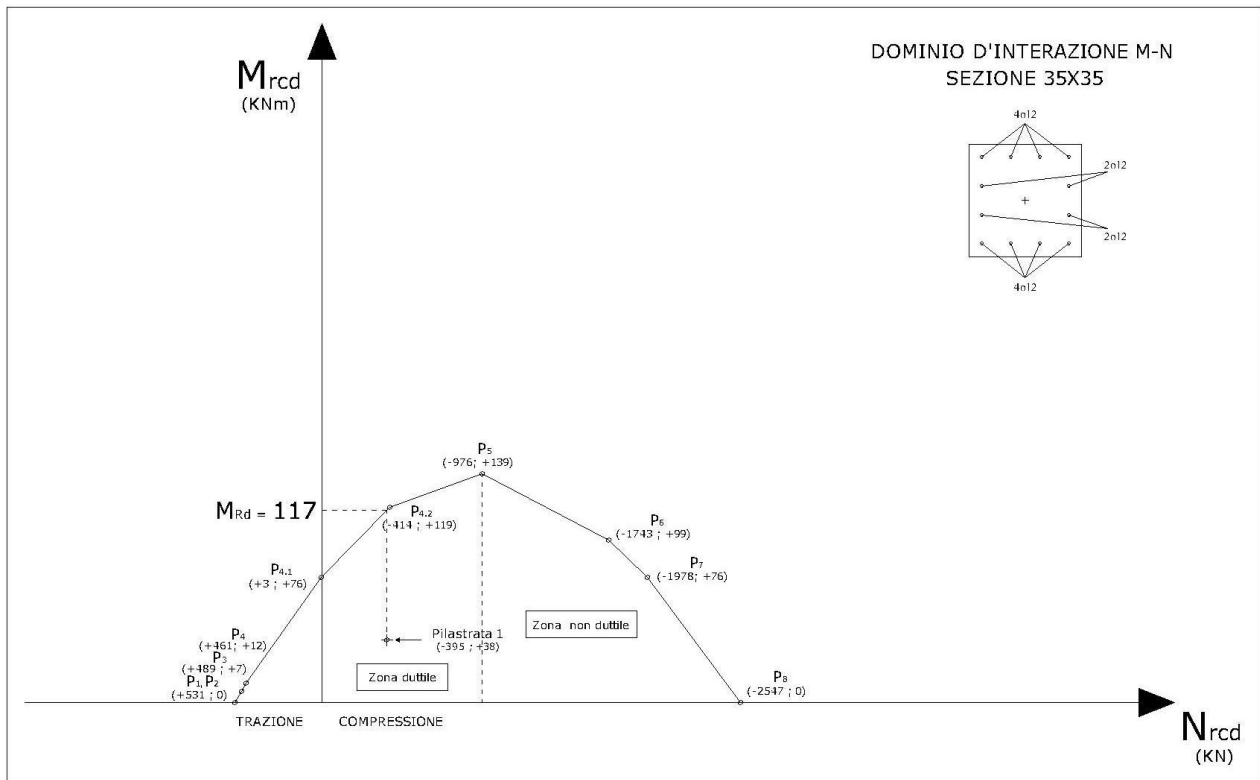
Fig. 4.1.2-5

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	24,49 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 24,49 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 2

Fig. 4.1.2-6

Sezione di base del piano 3:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 3

Fig. 4.1.2-7

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	116,60 KNm	$\chi_u$			0,0642 1/m
My	101,40 KNm	$\chi_y$			0,0014 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 46,54$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 3

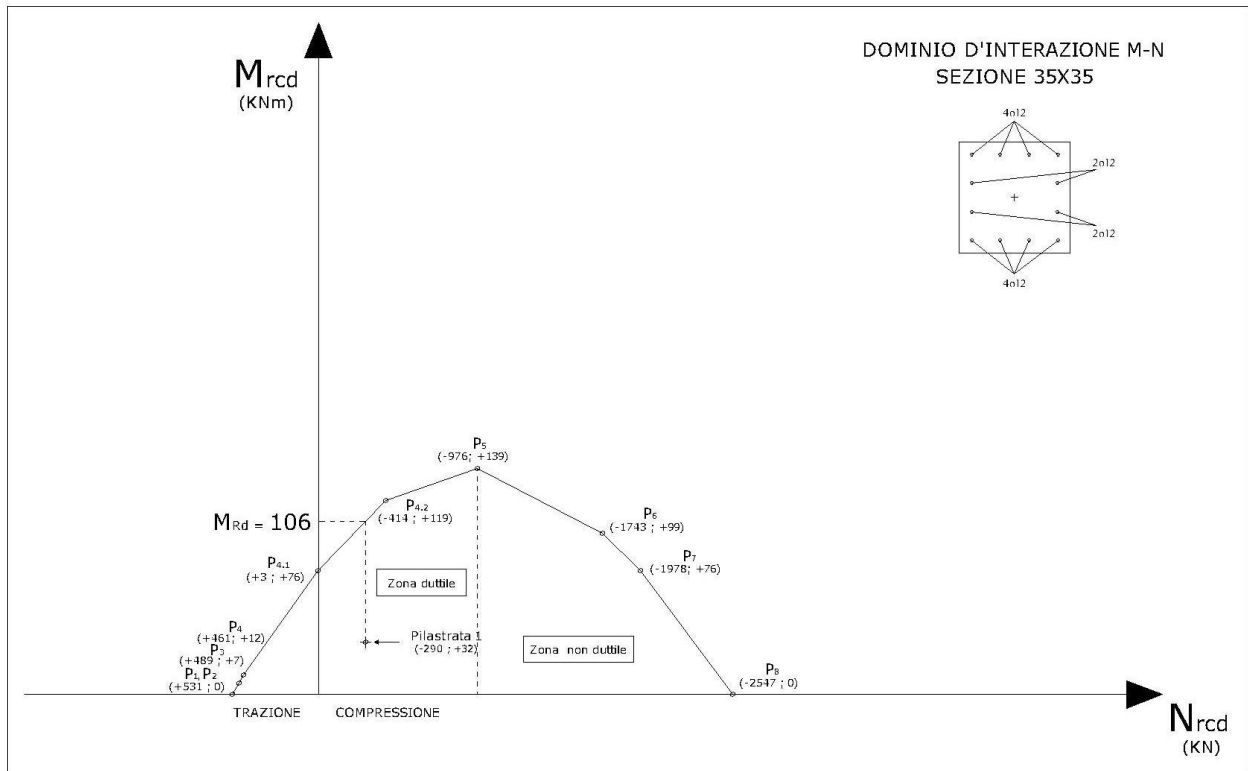
Fig.4.1.2-8

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	22,25 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 22,25 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 3

Fig. 4.1.2-9

Sezione di base del piano 4:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 4

Fig. 4.1.2-10

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq		
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura				
Mu	108,70 KNm	$\chi_u$ 0,0875 1/m		
My	91,26 KNm	$\chi_y$ 0,0013 1/m		
Definizione delle duttilità				
$\mu_\chi = 67,81$				
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 4

Fig. 4.1.2-11

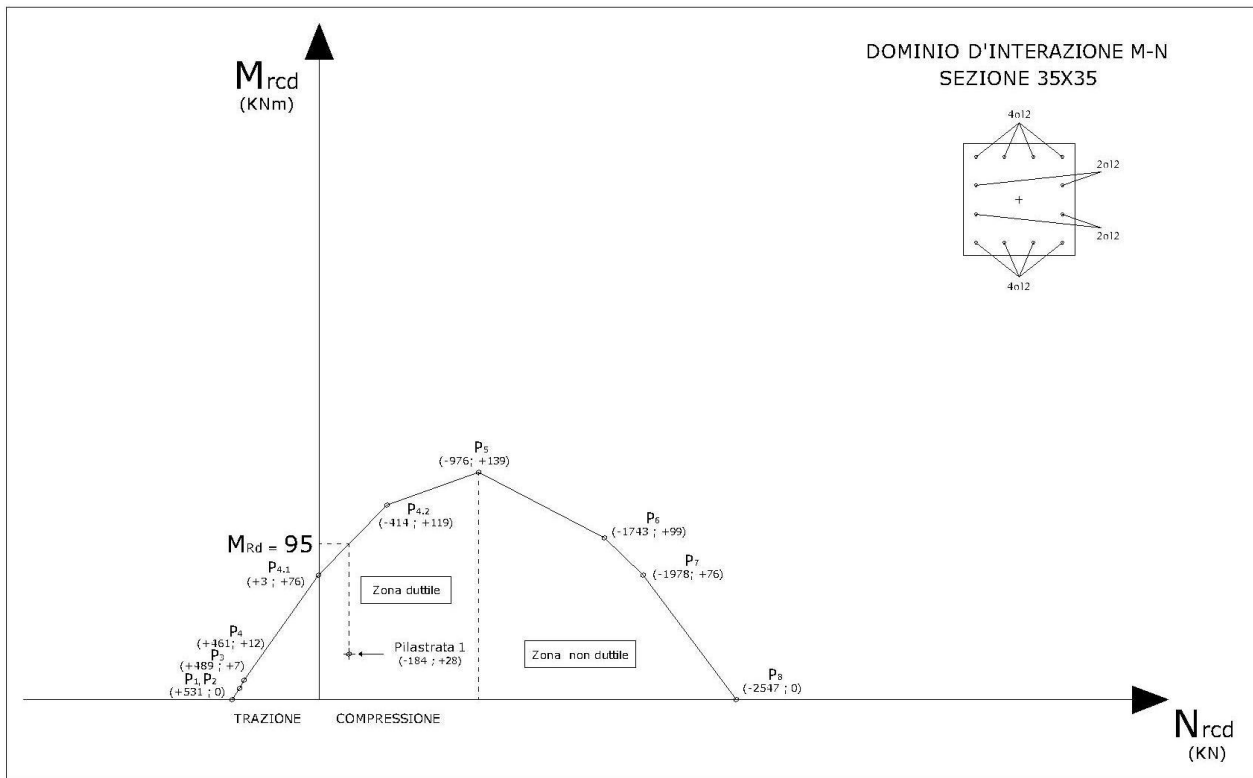
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	18,22 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 18,22 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 4

Fig. 4.1.2-12



Sezione di base del piano 5:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 5

Fig. 4.1.2-13

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	99,00 KNm	$\chi_u$			0,1379 1/m
My	80,29 KNm	$\chi_y$			0,0012 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 113,94$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$			Verificato!		
Interasse max = 9 cm < 30 cm			Verificato!		
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$		$\rho = 1,11\%$	Verificato!		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 5

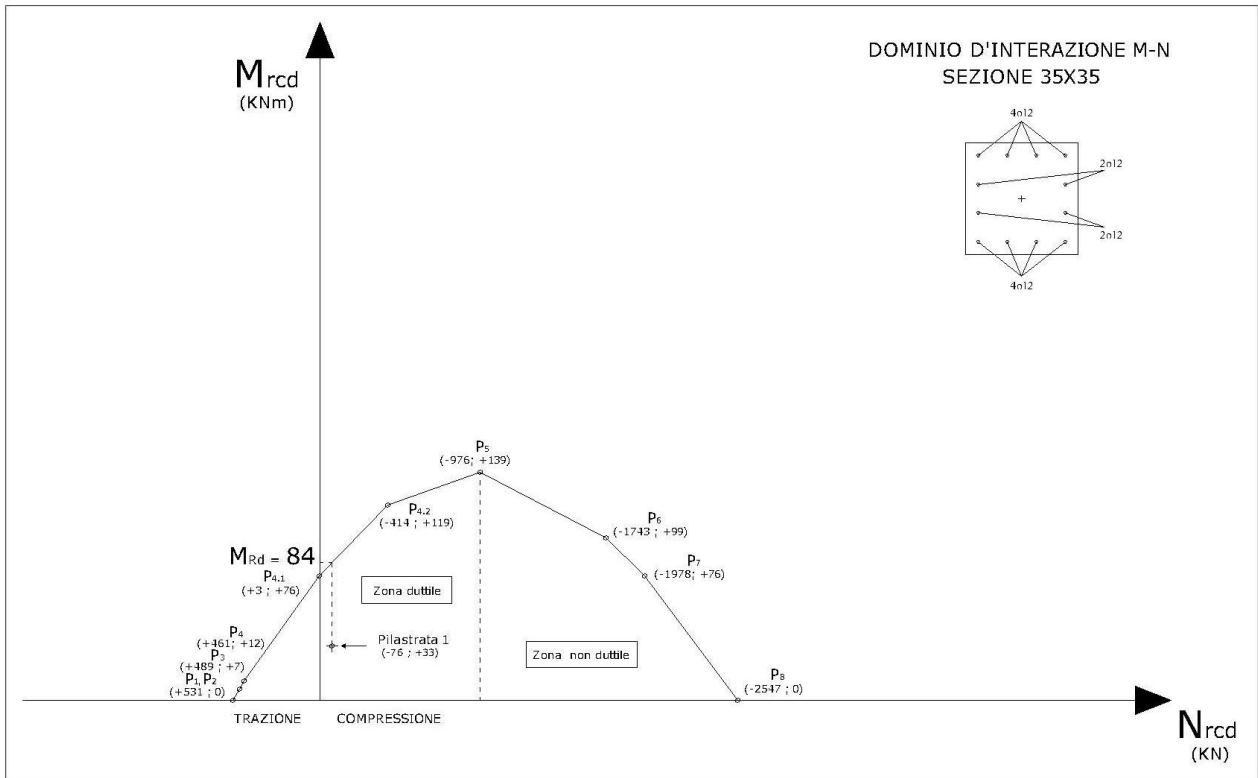
Fig. 4.1.2-14

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	16,60 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 16,60 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 5

Fig.4.1.2-15

Sezione di base del piano 6:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 1, piano 6

Fig. 4.1.2-16

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq		
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura				
Mu	85,70 KNm	$\chi_u$		
Mγ	68,42 KNm	$\chi_\gamma$	0,0011 1/m	
Definizione delle duttilità				
$\mu_\chi = 298,03$				
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
$0,3\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 6

Fig. 4.1.2-17

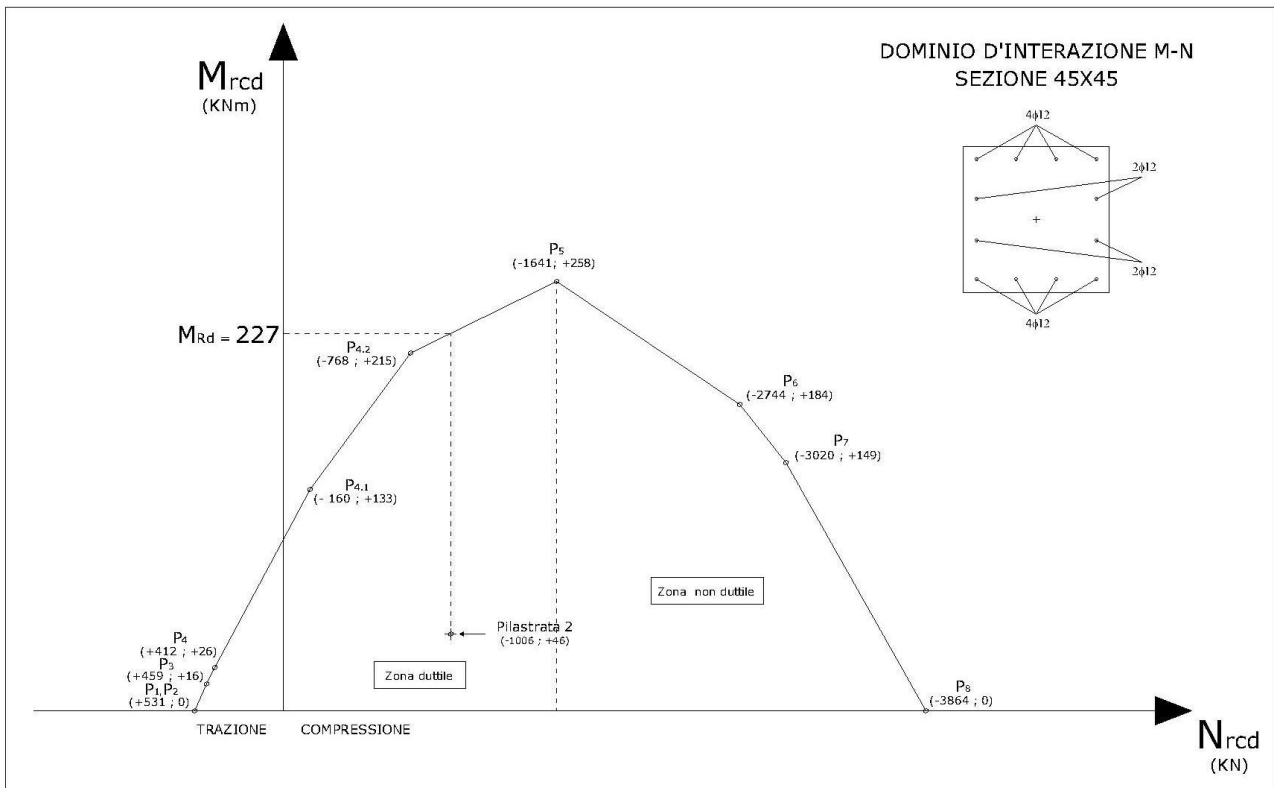
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	19,94 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 19,94 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
s = 14 cm $\leq$ 12*12mm = 14,40 cm			<u>Verificato!!</u>
$\phi >$ 6 mm			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	1 $\leq$ 1 $\leq$ 2,5		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 6

Fig. 4.1.2-18

## Pilastrata 2

Sezione di base del piano 1:



Dominio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 1

Fig. 4.1.2-19

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 φ 12	0,001356 mq		
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>				
M <sub>u</sub>	234,20 KNm	χ <sub>u</sub>	0,0316 1/m	
M <sub>y</sub>	216,60 KNm	χ <sub>y</sub>	0,0019 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>				
μ <sub>χ</sub> = 16,63				
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
φ <sub>min</sub> = 12 ≥ 12mm		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
0,30% ≤ ρ ≤ 4%	ρ = 0,67%		<u>Verificato!</u>	

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 1

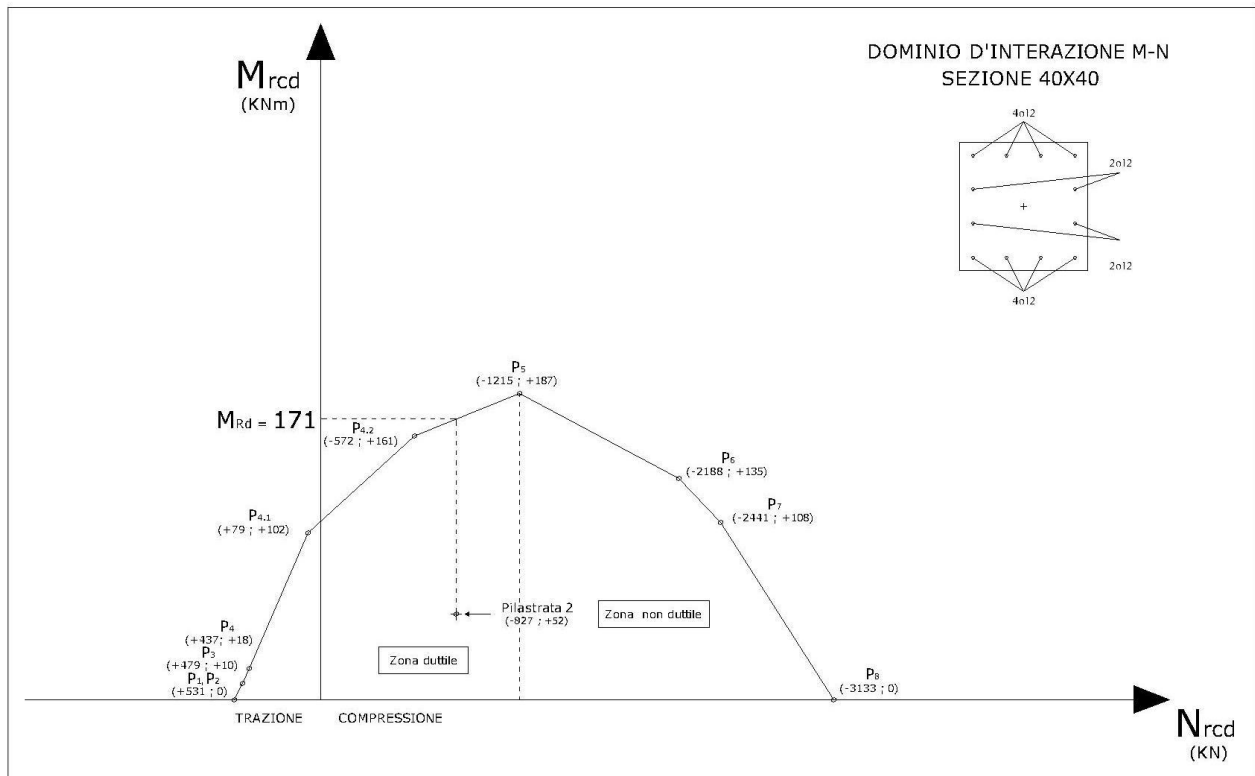
Fig. 4.1.2-20

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	20,84 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 20,84 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 1

Fig. 4.1.2-21

Sezione di base del piano 2:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 2

Fig.4.1.2-22

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	177,90 KNm	$\chi_u$			0,0347 1/m
My	165,60 KNm	$\chi_y$			0,0018 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 19,71$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 0,85\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 2

Fig.4.1.2-23

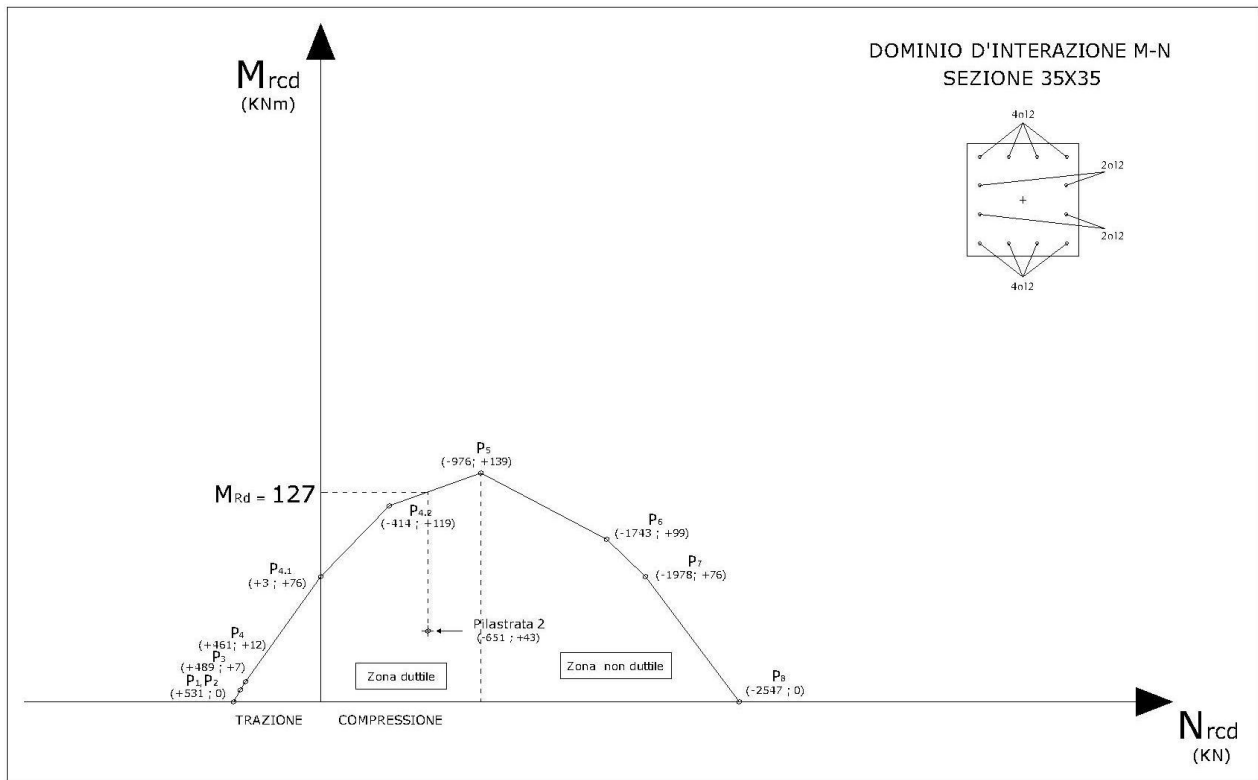
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	30,03 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 30,03KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 2

Fig. 4.1.2-24



Sezione di base del piano 3:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 3

Fig. 4.1.2-25

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
$A_{s,tot}$	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
$M_u$	131,20 KNm	$\chi_u$			0,0390 1/m
$M_y$	122,90 KNm	$\chi_y$			0,0016 1/m
<b>Definizione delle duttilità</b>					
$\mu_\chi = 24,20$					
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 12 \geq 12mm$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 3

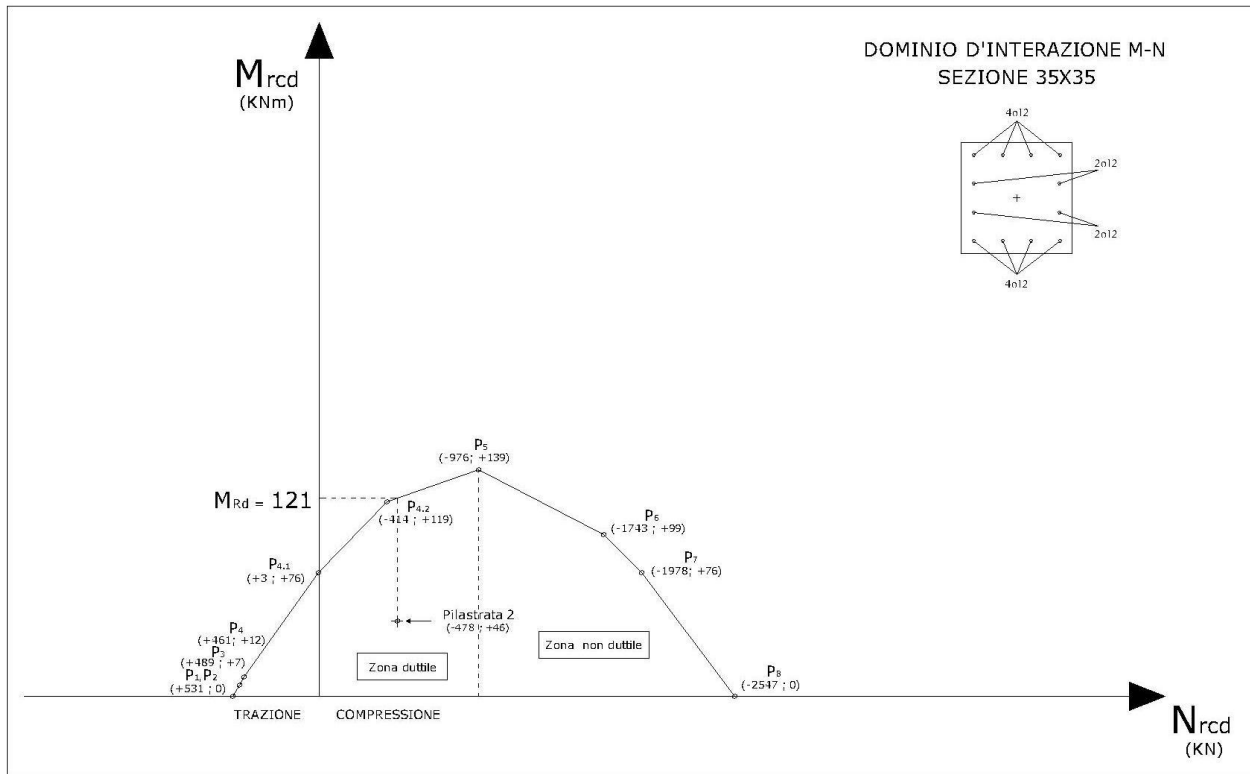
Fig.4.1.2-26

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	24,91 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 22,25 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 3

Fig. 4.1.2-27

Sezione di base del piano 4:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 4

Fig. 4.1.2-28

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 φ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	122,50 KNm	$\chi_u$			0,0531 1/m
My	109,00 KNm	$\chi_y$			0,0015 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 36,60$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$			Verificato!		
Interasse max = 9 cm < 30 cm			Verificato!		
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	Verificato!			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 4

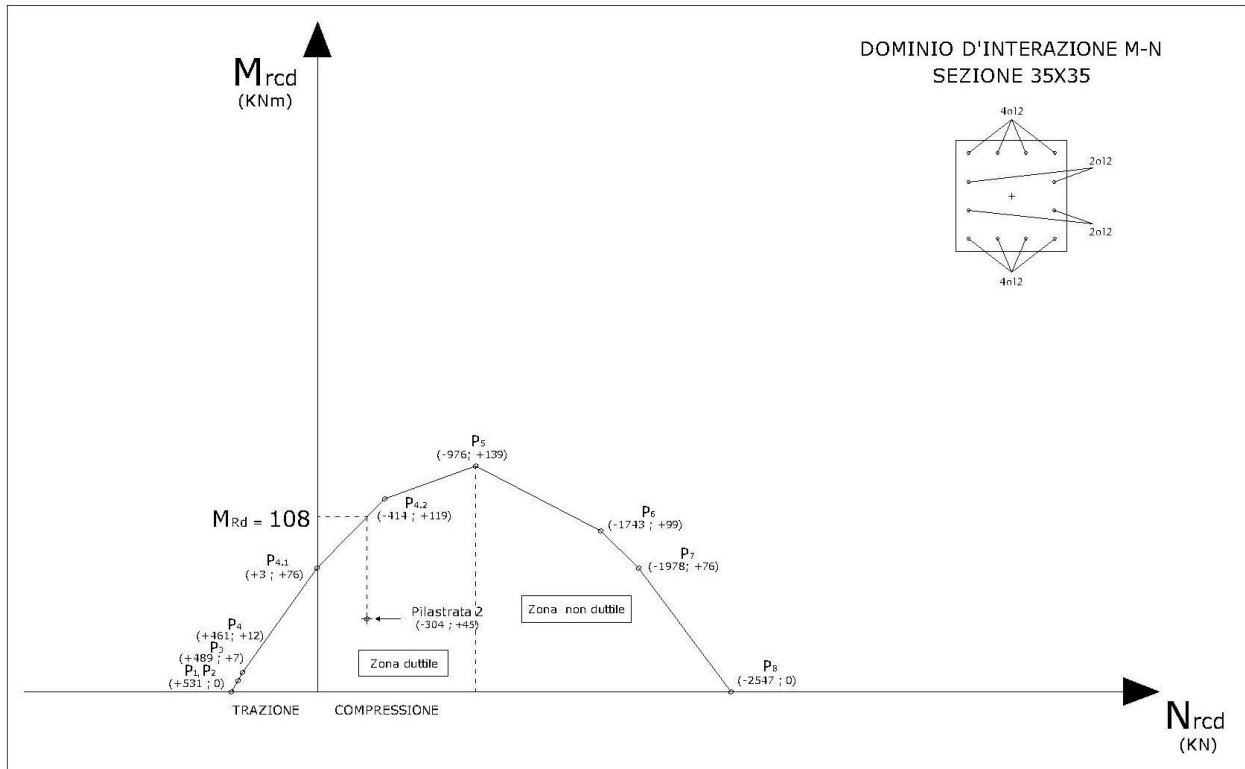
Fig. 4.1.2-29

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	28,06 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 28,06 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 4

Fig. 4.1.2-30

Sezione di base del piano 5:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 5

Fig. 4.1.2-31

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq		
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>				
Mu	109,80 KNm	$\chi_u$	0,0834 1/m	
M <sub>y</sub>	92,65 KNm	$\chi_y$	0,0013 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>				
$\mu_\chi = 64,19$				
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>				
$\phi_{\min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>		
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 5

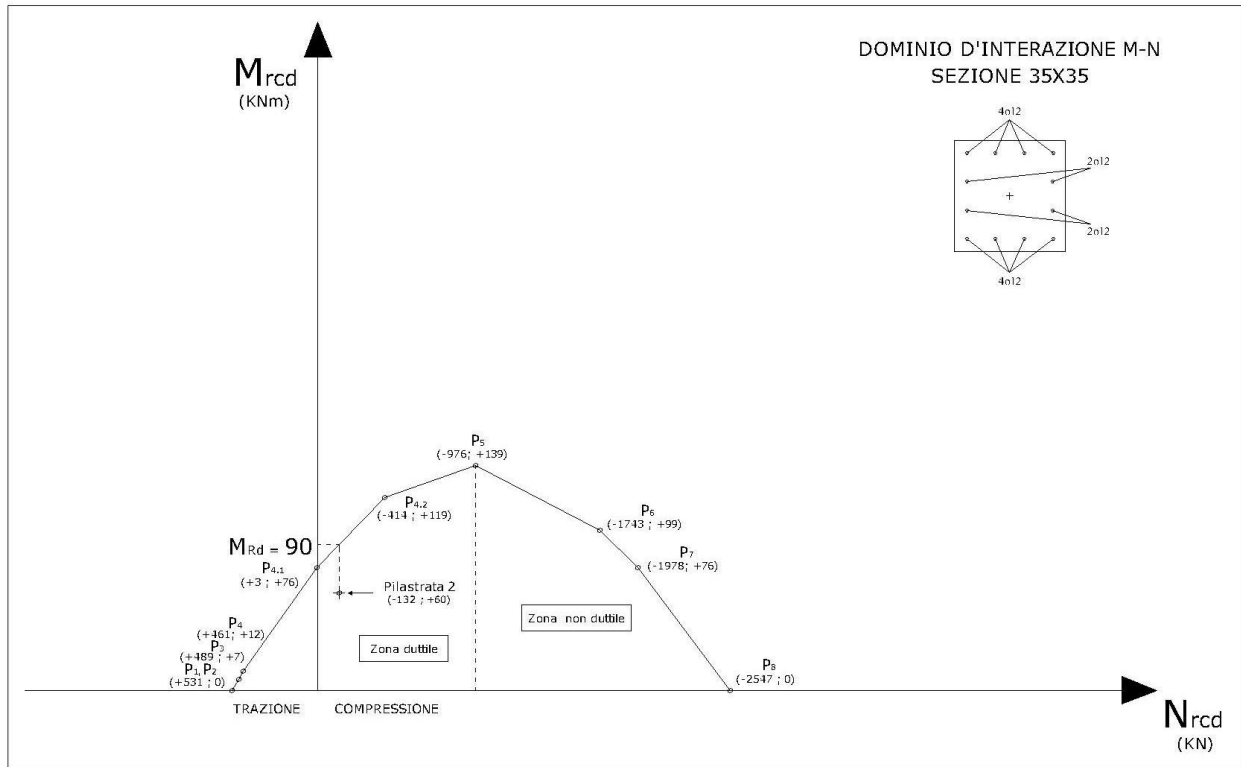
Fig. 4.1.2-32

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	26,81 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 26,81 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 5

Fig. 4.1.2-33

Sezione di base del piano 6:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 2, piano 6

Fig. 4.1.2-34

\ PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	92,72 KNm	$\chi_u$			0,0834 1/m
My	74,66 KNm	$\chi_y$			0,0012 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 64,19$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,3\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 6

Fig. 4.1.2-35

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	33,33 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 33,33 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

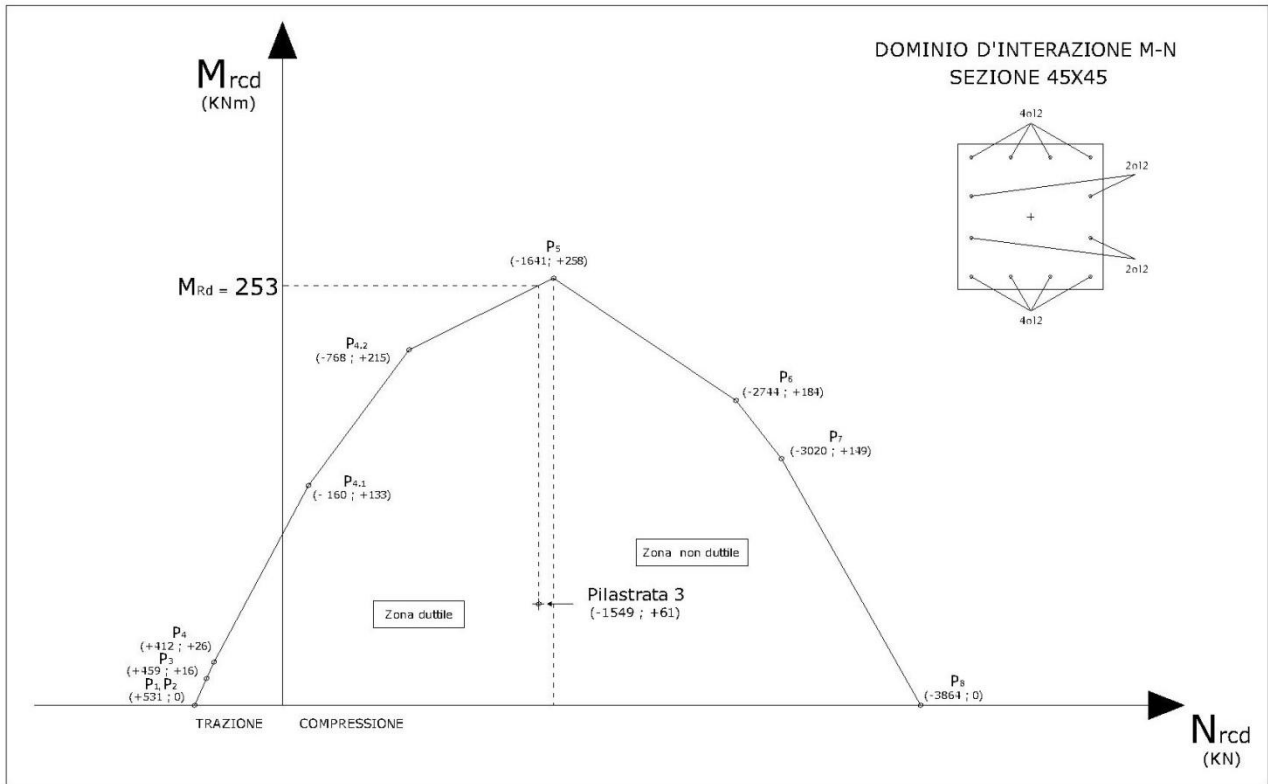
Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 6

Fig.4.1.2-36



## Pilastrata 3

Sezione di base del piano 1:



Dominio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 1

Fig. 4.1.2-37

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
$M_u$	252,16 KNm	$\chi_u$			0,0205 1/m
$M_y$	250,70 KNm	$\chi_y$			0,0025 1/m
<b>Definizione delle duttilità</b>					
$\mu_\chi = 8,24$					
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 12 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 0,67\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 1

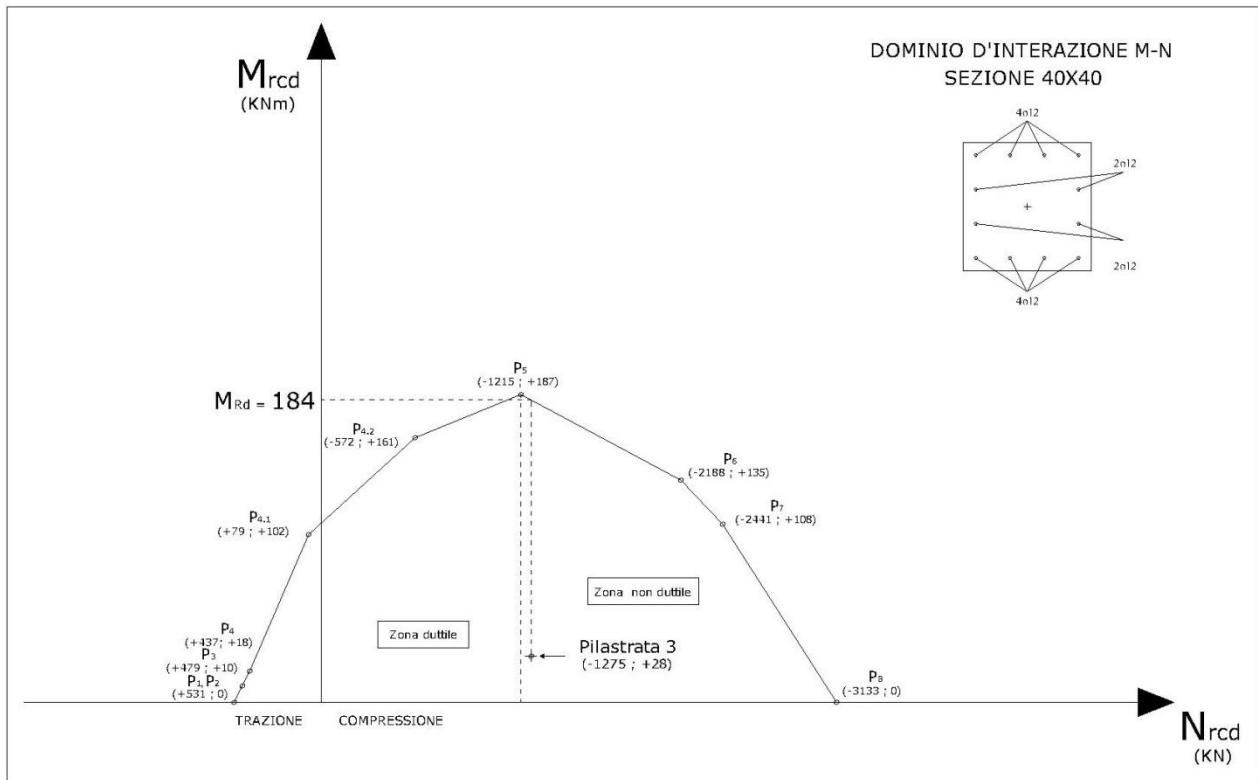
Fig. 4.1.2-38

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	19,11 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 19,11 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 1

Fig. 4.1.2-39

Sezione di base del piano 2:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 2

Fig. 4.1.2-40

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
$A_{s,tot}$	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
$M_u$	188,10 KNm	$\chi_u$			0,0225 1/m
$M_y$	187,70 KNm	$\chi_y$			0,0023 1/m
<b>Definizione delle duttilità</b>					
$\mu_\chi = 9,62$					
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 12 \geq 12mm$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 11 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 0,85\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 2

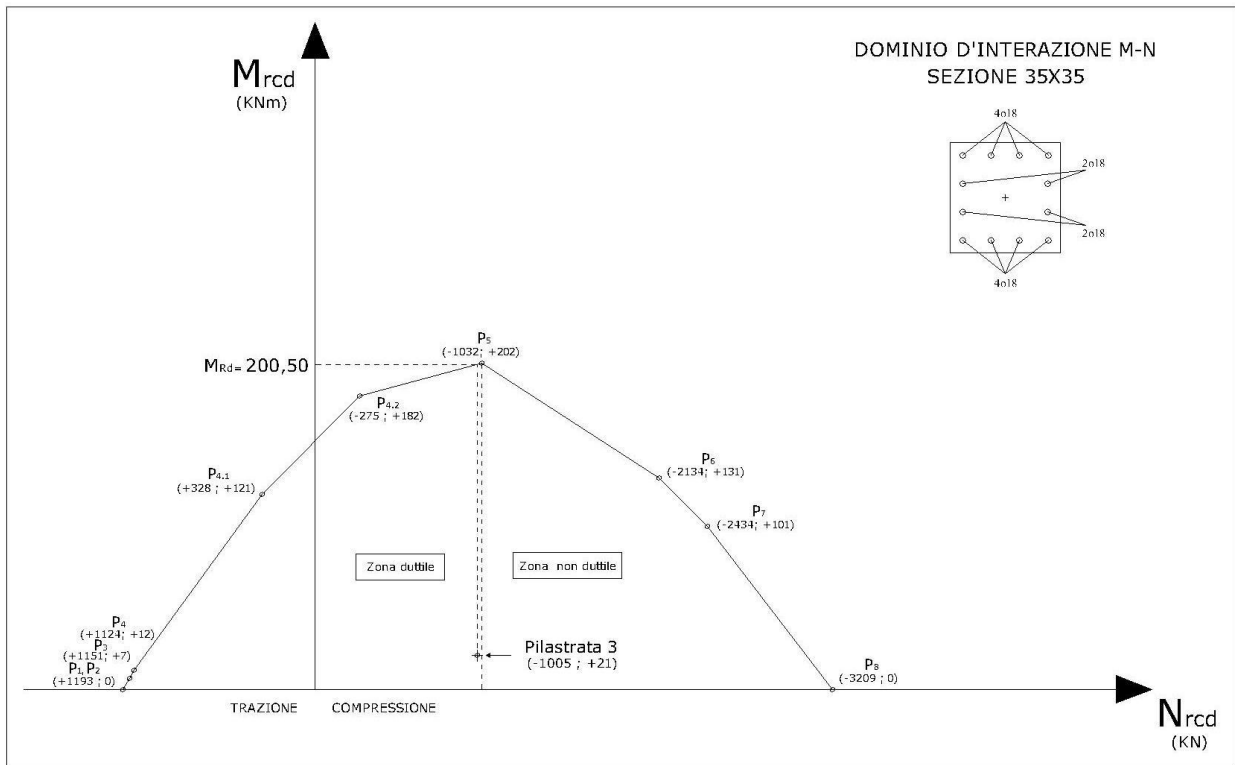
Fig. 4.1.2-41

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	13,45 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 13,45 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 2

Fig. 4.1.2-42

Sezione di base del piano 3:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 3

Fig. 4.1.2-43

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	12 $\phi$ 18	0,003054 mq		
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura				
Mu	200,70 KNm	$\chi_u$		
My	200,10 KNm	$\chi_y$	0,0021 1/m	
Definizione delle duttilità				
$\mu_\chi = 12,27$				
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA				
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		Verificato!		
Interasse max = 9 cm < 30 cm		Verificato!		
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 2,49\%$	Verificato!		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 3

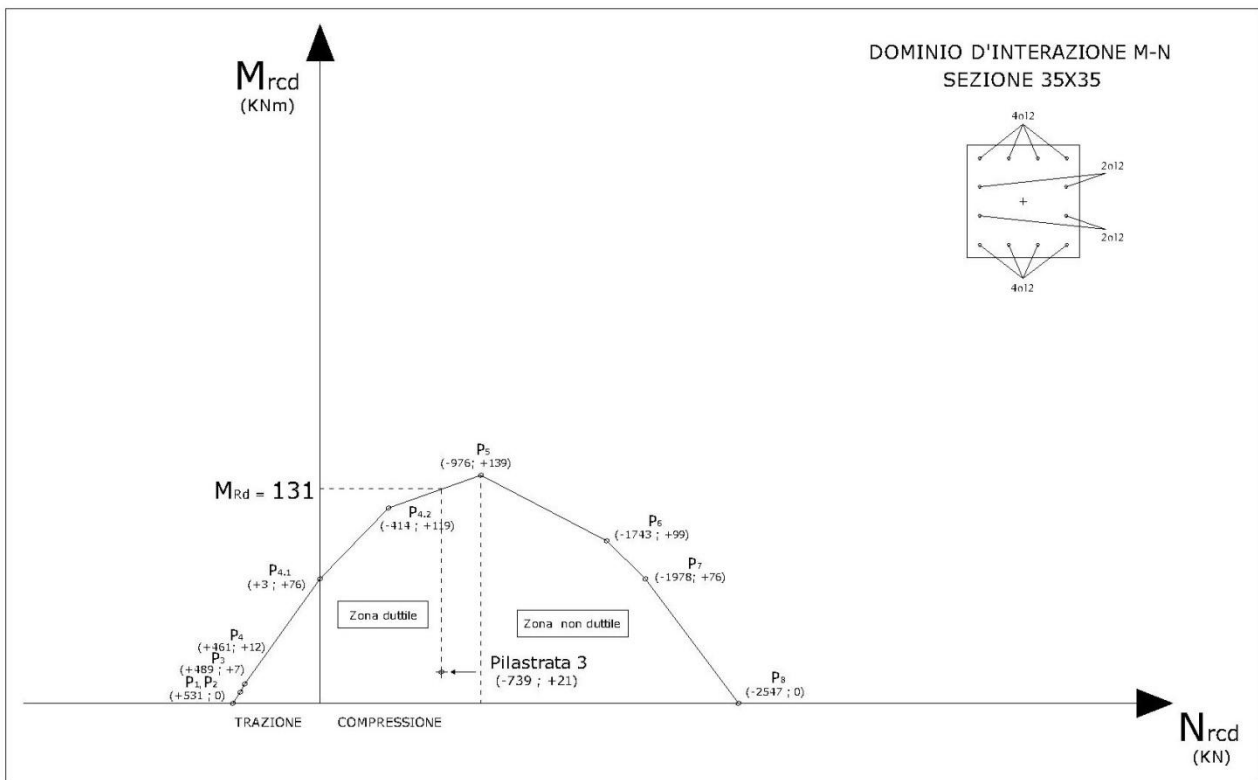
Fig. 4.1.2-44

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	12,54 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 12,54 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 3

Fig. 4.1.2-45

Sezione di base del piano 4:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 4

Fig. 4.1.2-46

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	133,40 KNm	$\chi_u$			0,0343 1/m
My	129,00 KNm	$\chi_y$			0,0017 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 20,19$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 4

Fig. 4.1.2-47

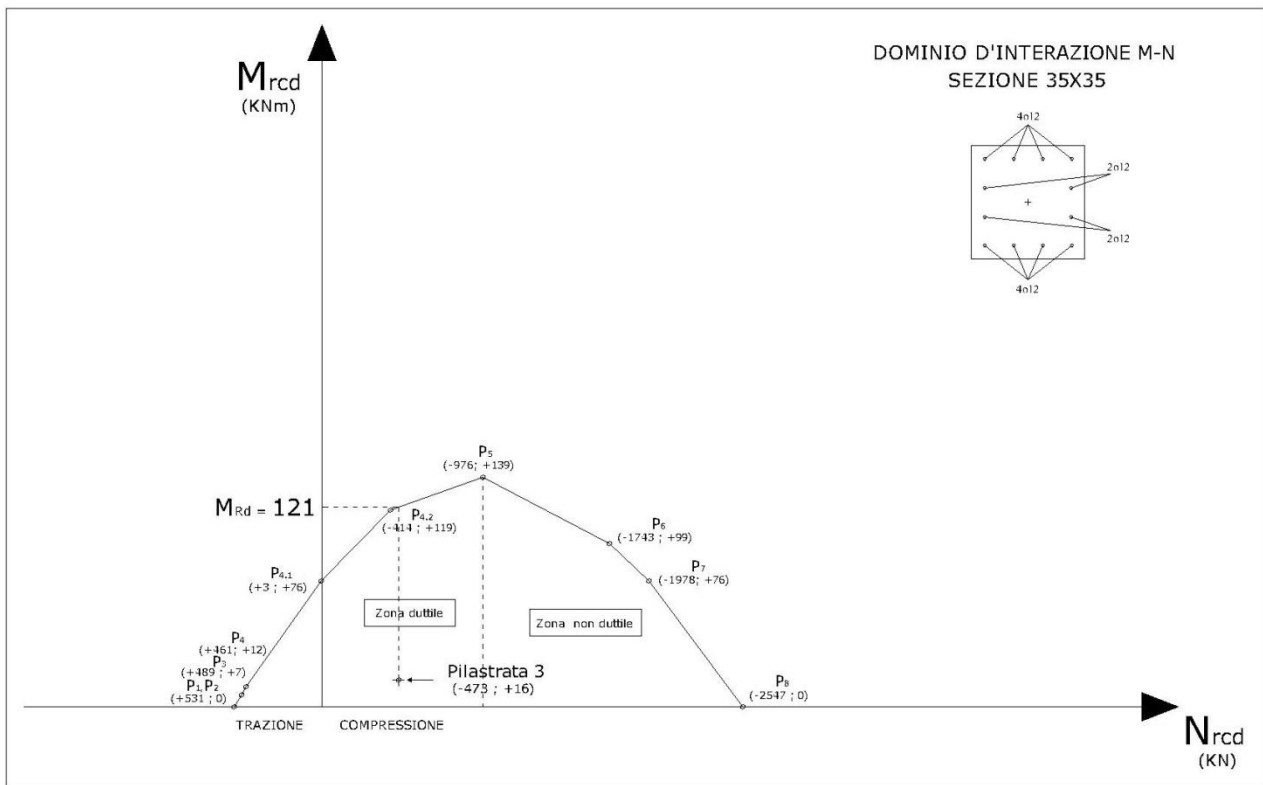
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	9,74KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 9,74 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
s = 14 cm $\leq$ 12*12mm = 14,40 cm			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6$ mm			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	1 $\leq$ 1 $\leq$ 2,5		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 4

Fig. 4.1.2-48



Sezione di base del piano 5:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 5

Fig. 34.1.2-49

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
As,tot	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura					
Mu	122,20 KNm	$\chi_u$			0,0536 1/m
My	108,50 KNm	$\chi_y$			0,0014 1/m
Definizione delle duttilità					
$\mu_\chi = 37,25$					
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$		<u>Verificato!</u>			
Interasse max = 9 cm < 30 cm		<u>Verificato!</u>			
$0,30\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$	<u>Verificato!</u>			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 5

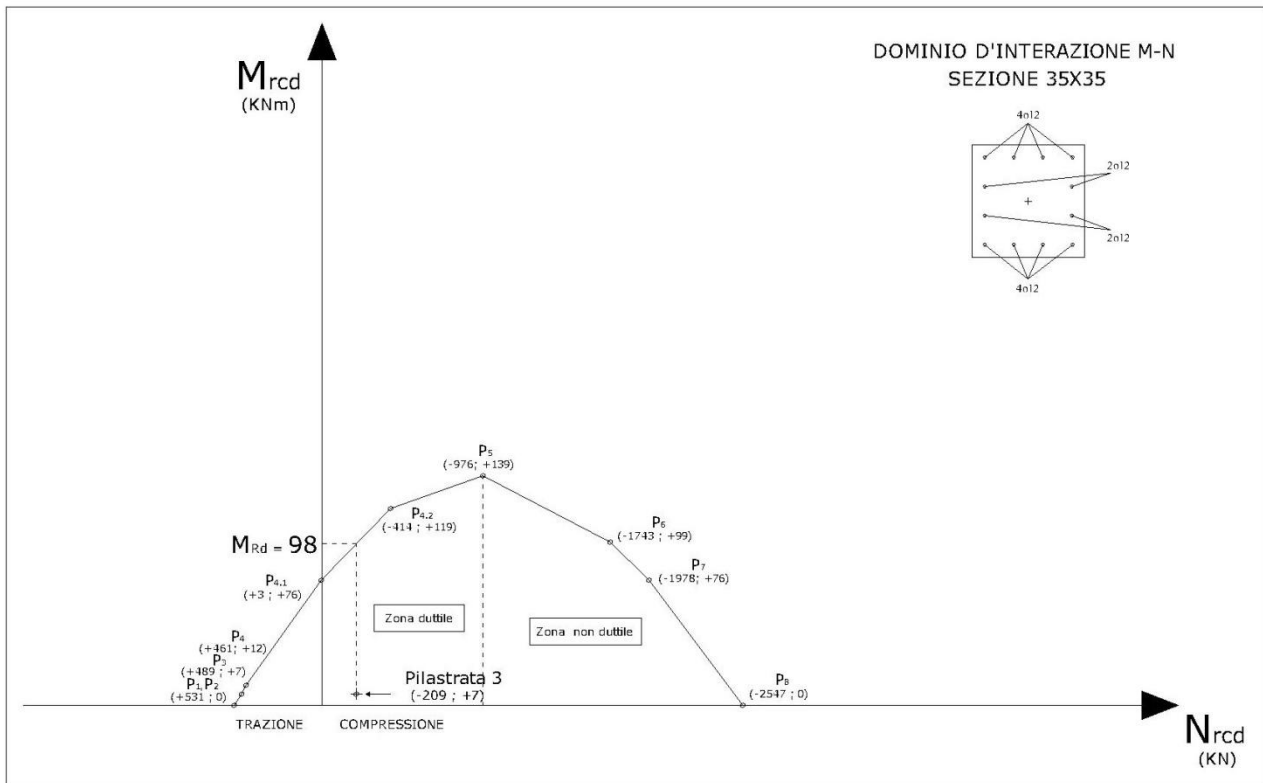
Fig. 4.1.2-50

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	7,71 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi 6$	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 7,71 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 5

Fig. 4.1.2-51

Sezione di base del piano 6:



Domínio d'interazione M-N e stato sollecitativo della pilastrata 3, piano 6

Fig. 4.1.2-52

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura		
$A_{s,tot}$	12 $\phi$ 12	0,001356 mq			
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>					
$M_u$	101,90 KNm	$\chi_u$			0,1214 1/m
$M_y$	82,94 KNm	$\chi_y$			0,0012 1/m
<b>Definizione delle duttilità</b>					
$\mu_\chi = 98,68$					
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA</b>					
$\phi_{min} = 12 \geq 12\text{mm}$			<u>Verificato!</u>		
Interasse max = 9 cm < 30 cm			<u>Verificato!</u>		
$0,3\% \leq \rho \leq 4\%$	$\rho = 1,11\%$		<u>Verificato!</u>		

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 6

Fig. 4.1.2-53

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	3,54 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 3,54 KN	<u>Verificato!!</u>
VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA NORMATIVA			
$s = 14 \text{ cm} \leq 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,40 \text{ cm}$			<u>Verificato!!</u>
$\phi > 6 \text{ mm}$			<u>Verificato!!</u>
ctg $\vartheta = 1$	$1 \leq 1 \leq 2,5$		<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 6

Fig. 4.1.2-54

## **CAPITOLO 5:**

### **Progetto della struttura C senza rispettare le regole di progetto in ambito statico e sismico**

#### **5.1. Progetto delle armature degli elementi strutturali:**

La struttura C sarà progettata senza seguire le regole di progetto in ambito sismico e statico. In particolare per il solo ambito statico, l'impiego di un armatura estremamente minuta comporterà il non poter rientrare nei vincoli che la normativa impone per i pilastri, mentre, questi, saranno rispettati per le travi.

La sostanziale differenza tra la struttura B e C sarà, quindi, l'impiego di una armatura per i pilastri composta da 4 barre di diametro pari a 12 mm, rispetto alle 12 barre di diametro pari 12 mm impiegate per la struttura B. Inoltre si terrà conto dell'apporto deformativo del calcestruzzo per effetto del confinamento come già discusso.

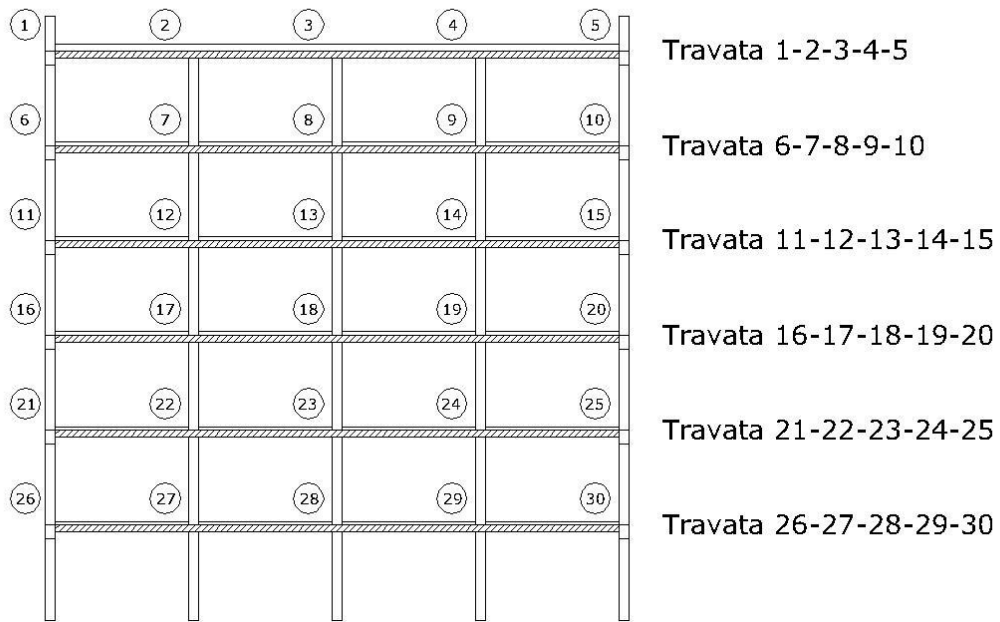
La struttura che si discuterà in questo capitolo rappresenterà un peggioramento della struttura B dovuto al peggioramento della resistenza dei pilastri nei confronti dell'azione sismica. Le travi, quindi, rimarranno progettate come visto per la struttura B.

#### ***5.1.1 Progettazione delle travi:***

In possesso dei risultati dell'analisi strutturale, ed in particolare con la comparazione delle sollecitazioni gravanti sulle travi, si può condurre la progettazione delle varie travate, in particolare si inizierà con la definizione dei momenti resistenti sugli appoggi ed in mezzera.

Come svolto nella struttura A, saranno comparate le sollecitazioni gravanti sulle travi e si evidenzieranno travate tipo su cui agiranno le sollecitazioni più simili tra loro. Anche per la struttura C sono state evidenziate le seguenti travate:

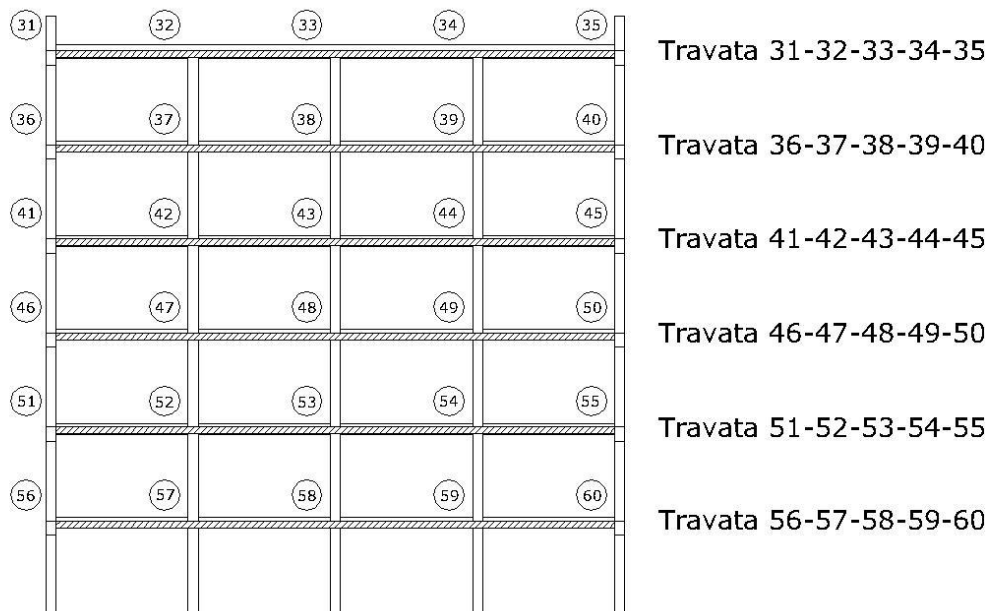
### TELAIO DI BORDO



**Travate del telaio di bordo**

**Fig. 5.1.1-1**

### TELAIO CENTRALE



**Travate del telaio centrale**

**Fig. 5.1.1-2**

## Telaio di bordo:

### Travata A:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata A le travi:

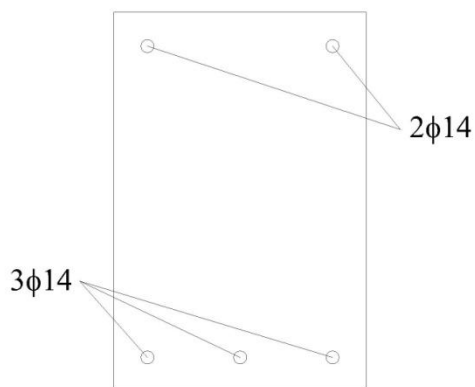
- Travata 16-17-18-19-20
- Travata 21-22-23-24-25
- Travata 26-27-28-29-30

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
16-17-18-19-20	- 154,96 KNm	+ 54,13 KNm	+ 132,54 KNm
	+ 0 KNm		
21-22-23-24-25	- 167,02 KNm	+ 51,82 KNm	+ 136,44 KNm
	+ 0 KNm		
26-27-28-29-30	- 159,71 KNm	+ 49,32 KNm	+ 131,74 KNm
	+ 10,48 KNm		
Travata A	- 167,02 KNm	+ 54,13 KNm	+ 136,44 KNm
	+ 10,48 KNm		

### Sollecitazioni della travata A

Fig. 5.1.1-3

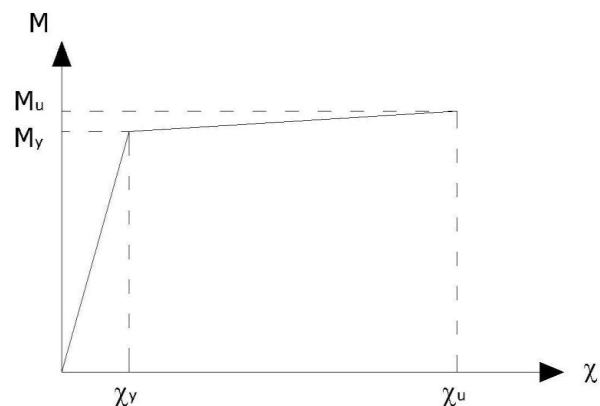
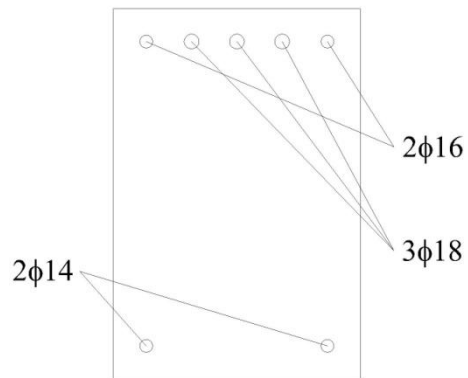
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub>	54,13		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 14	3,08	
A <sub>s,inf</sub>	3 φ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s,tesa} \geq A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 ≥ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
β	0,67		
ρ <sub>m</sub>	0,0892		
ξ	0,1029		0,0500 ≤ 0,1029 ≤ 0,6500
M <sub>RD</sub>	70,67 KNm		> 54,13 KNm
		Campo 3 Verificato!!	
		Verificato!!	



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata A, mezzzeria

Fig. 5.1.1-4

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	10,48		
M <sub>SD</sub> (-)	167,02		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 φ 16 ; 3 φ 18	11,64	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,26		
ρ <sub>m</sub>	0,2248		
ξ	0,2053	0,0500 ≤ 0,2053 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	170,20 KNm	> 167,02 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	3,78		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0939	0,0500 ≤ 0,0939 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	48,28 KNm	> 10,48 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		11,64 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
<u>Verificato!!</u>			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	163,28		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0074		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	170,20		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0416		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 5,60			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
<b>Taglio sollecitante:</b>		V <sub>Ed</sub>	136,44 KN
<b>Caratteristiche delle staffe:</b>		A <sub>sw</sub>	φ 10      0,79 cmq
		N° bracci	2
		s	15 cm
<b>Taglio resistente:</b>		V <sub>Red</sub>	151,97 KN ≥ 136,44 KN <u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 15 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			<u>Verificato!!</u>
A <sub>st</sub> = 10,53 cmq/m ≥ A <sub>stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1		1 ≤ 1 ≤ 2,5 <u>Verificato!!</u>	



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata A, appoggio

Fig. 5.1.1-5



Travata B:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata B le travi:

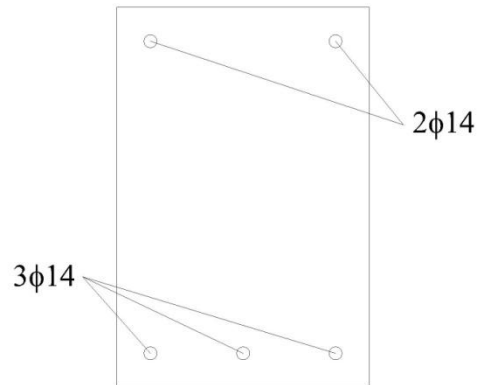
- Travata 11-12-13-14-15

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
11-12-13-14-15	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm	+ 124,81 KNm
	+ 0 KNm		
Travata B	- 137,06 KNm	+ 52,72 KNm	+ 124,81 KNm
	+ 0 KNm		

**Sollecitazioni della travata B**

Fig. 5.1.1-6

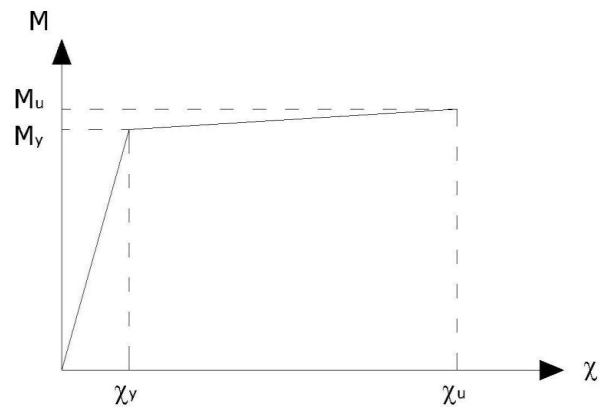
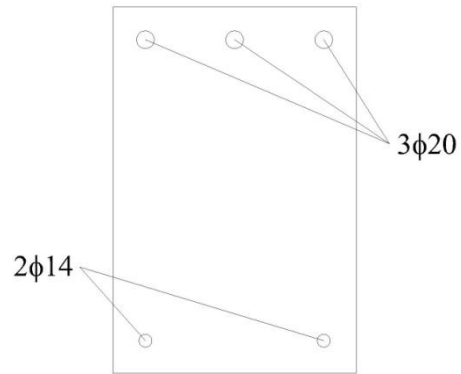
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	52,72		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 14	3,08	
As,inf	3 $\phi$ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 $\geq$ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,67		
$\rho_m$	0,0892		
$\xi$	0,1029	$0,0500 \leq 0,1029 \leq 0,6500$	<b>Campo 3 Verificato!!</b>
MRD	70,67 KNm	$> 52,72$ KNm	<b>Verificato!!</b>



**Progettazione dell'armatura longitudinale della travata B, mezzeria**

Fig. 5.1.1-7

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	137,06		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 20	9,42	
A <sub>s,inf</sub>	2 φ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,33		
ρ <sub>m</sub>	0,1819		
ξ	0,1672	0,0500 ≤ 0,1672 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	139,50 KNm	> 137,06 KNm	<u>Verificato!!</u>
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	3,06		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0932	0,0500 ≤ 0,0932 ≤ 0,6500	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
M <sub>RD</sub>	48,27 KNm	> 0 KNm	<u>Verificato!!</u>
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		9,42 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
<u>Verificato!!</u>			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	133,54		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0071		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	139,50		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0510		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 7,22			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
<b>Taglio sollecitante:</b>		V <sub>Ed</sub>	124,81 KN
<b>Caratteristiche delle staffe:</b>		A <sub>sw</sub>	φ 8   0,50 cmq
		N° bracci	2
		s	10 cm
<b>Taglio resistente:</b>		V <sub>Red</sub>	144,28 KN ≥ 124,81 KN   <u>Verificato!!</u>
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 10 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			<u>Verificato!!</u>
A <sub>st</sub> = 10,00 cmq/m ≥ A <sub>stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			<u>Verificato!!</u>
ctg ϑ = 1		1 ≤ 1 ≤ 2,5   <u>Verificato!!</u>	



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata B, appoggio

Fig. 5.1.1-8

## Travata C:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata C le travi:

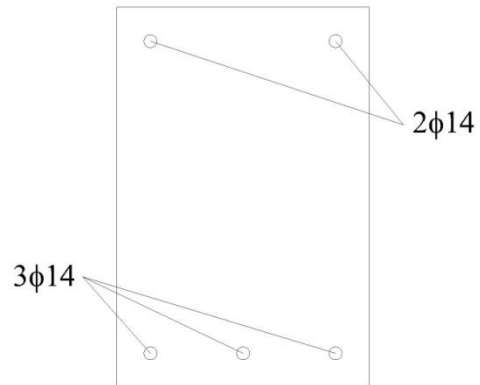
- Travata 6-7-8-9-10

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
6-7-8-9-10	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm	+ 115,28 KNm
	+ 0KNm		
Travata C	- 119,68 KNm	+ 50,66 KNm	+ 115,28 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata C

Fig. 5.1.1-9

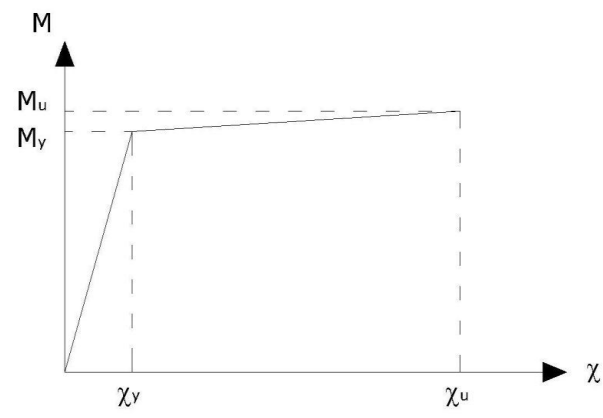
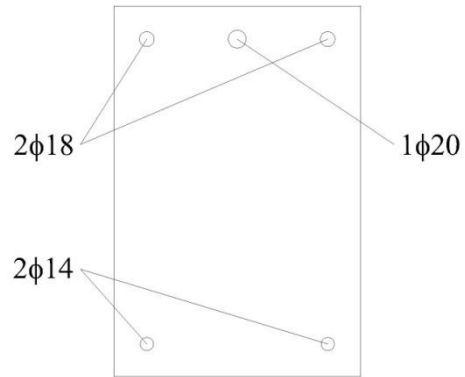
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	50,66		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 14	3,08	
As,inf	3 $\phi$ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 $\geq$ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,67		
$\rho_m$	0,0892		
$\xi$	0,1029	$0,0500 \leq 0,1029 \leq 0,6500$	<b>Campo 3 Verificato!!</b>
MRD	70,67 KNm	$> 50,66$ KNm	<b>Verificato!!</b>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata C, mezzzeria

Fig. 5.1.1-10

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	119,68		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	2 ϕ 18 ; 1 ϕ 20	8,22	
A <sub>s,inf</sub>	2 ϕ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,37		
ρ <sub>m</sub>	0,1587		
ξ	0,1486	0,0500 ≤ 0,1486 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	122,60 KNm	> 119,68 KNm	Verificato!!
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	2,67		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0927	0,0500 ≤ 0,0927 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	48,26 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		8,22 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
<b>Verificato!!</b>			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>Y</sub>	117,27		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>Y</sub>	0,0069		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>U</sub>	122,60		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>U</sub>	0,0574		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 8,37			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	115,28 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>Sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	11 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	131,16 KN ≥ 115,28 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 11 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			Verificato!!
A <sub>St</sub> = 9,09 cmq/m ≥ A <sub>Stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			Verificato!!
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		Verificato!!



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata C, appoggio

Fig. 5.1.1-11

## Travata D:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata D le travi:

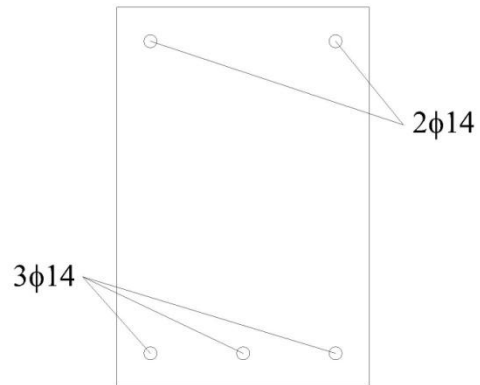
- Travata 1-2-3-4-5

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
1-2-3-4-5	- 77,19KNm	+ 51,35 KNm	+ 95,74 KNm
	+ 0KNm		
Travata D	- 77,19 KNm	+ 51,35 KNm	+ 95,74 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata D

Fig. 5.1.1-12

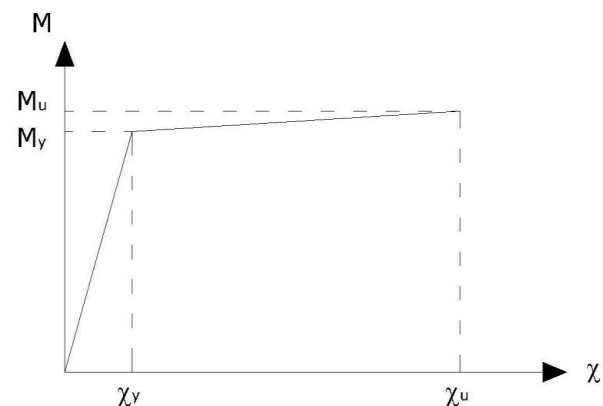
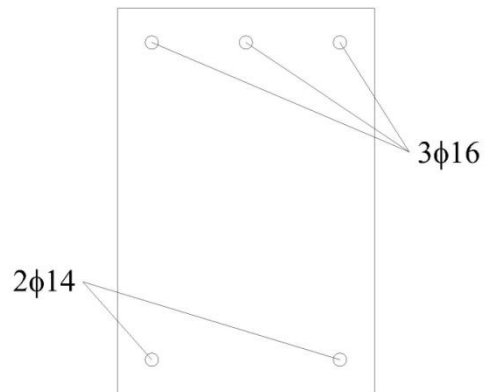
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	51,35		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	2 $\phi$ 14	3,08	
As,inf	3 $\phi$ 14	4,62	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		4,62 $\geq$ 2,01	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,67		
$\rho_m$	0,0892		
$\xi$	0,1029	$0,0500 \leq 0,1029 \leq 0,6500$	<b>Campo 3 Verificato!!</b>
MRD	70,67 KNm	$> 51,35$ KNm	<b>Verificato!!</b>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata D, mezzeria

Fig. 5.1.1-13

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	77,19		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 ϕ 16	6,03	
A <sub>s,inf</sub>	2 ϕ 14	3,08	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,51		
ρ <sub>m</sub>	0,1164		
ξ	0,1190	0,0500 ≤ 0,1190 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	91,14 KNm	> 77,19 KNm	Verificato!!
Per momento positivo			
<b>Massima armatura totale disponibile</b>			
β	1,96		
ρ <sub>m</sub>	0,0595		
ξ	0,0914	0,0500 ≤ 0,0914 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	48,25 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s\text{tesa}} \geq A_{s\text{min}} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		6,03 ≥ 2,01	3,08 ≥ 2,01
Verificato!!			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>Y</sub>	87,18		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>Y</sub>	0,0065		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>U</sub>	91,14		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>U</sub>	0,0718		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 11,12			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	95,74 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>Sw</sub>	ϕ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	13 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	110,98 KN ≥ 95,74 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 13 cm ≤ 0,8*d = 32,80 cm			Verificato!!
A <sub>St</sub> = 7,69 cmq/m ≥ A <sub>Stmin</sub> = 15*B = 4,50 cmq/m			Verificato!!
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		Verificato!!



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata D, appoggio

Fig. 5.1.1-14

## Travata E:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata E le travi:

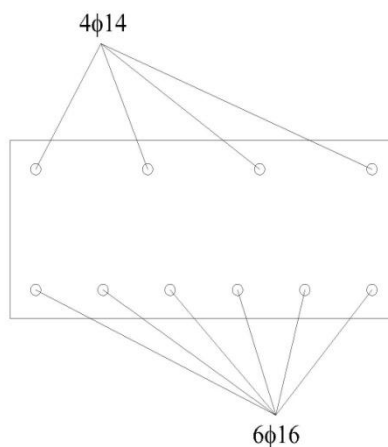
- Travata 46-47-48-49-50
- Travata 51-52-53-54-55
- Travata 56-57-58-59-60

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
46-47-48-49-50	- 149,07 KNm	+ 69,22 KNm	+ 157,68 KNm
	+ 0 KNm		
51-52-53-54-55	- 152,39 KNm	+ 68,08 KNm	+ 157,47 KNm
	+ 0 KNm		
56-57-58-59-60	- 145,44 KNm	+ 67,16 KNm	+ 157,27 KNm
	+ 0 KNm		
Travata E	- 152,39 KNm	+ 69,22 KNm	+ 157,68 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata E

Fig. 5.1.1-15

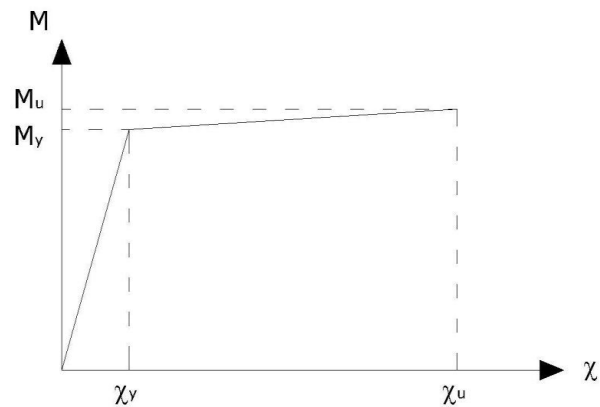
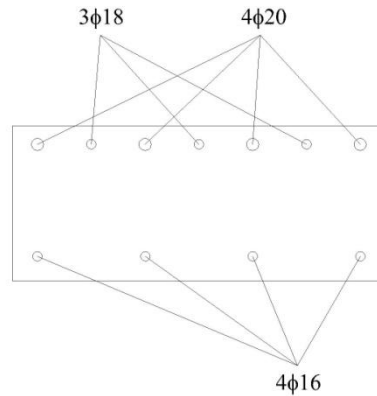
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	69,22		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	4 $\phi$ 14	6,16	
As,inf	6 $\phi$ 16	12,06	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$			12,06 $\geq$ 2,06
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,51		
$\rho_m$	0,2076		
$\xi$	0,1516	$0,0500 \leq 0,1516 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
MRD	100,06 KNm	$> 69,22$ KNm	<u>Verificato!!</u>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata E, mezzeria

Fig. 5.1.1-16

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			
Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	152,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	3 φ 18 ; 4 φ 20	20,20	
A <sub>s,inf</sub>	4 φ 16	8,04	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,34		
ρ <sub>m</sub>	0,3437		
ξ	0,2580	0,0500 ≤ 0,2580 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	163,70 KNm	> 152,39 KNm	Verificato!!
Per momento positivo		<b>Massima armatura totale disponibile</b>	
β	2,51		
ρ <sub>m</sub>	0,1384		
ξ	0,0959	0,0500 ≤ 0,0959 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	67,97 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s,tesa} \geq A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$		M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)
		20,20 ≥ 2,26	8,04 ≥ 2,26
Verificato!!			
<b>Definizione del diagramma</b>			
<b>Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>Y</sub>	143,54		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>Y</sub>	0,0160		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>U</sub>	163,70		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>U</sub>	0,0588		
<b>Duttilità:</b> μ <sub>χ</sub> = 3,68			
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	157,68 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	φ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	5 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	161,87 KN ≥ 157,68 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 5 cm ≤ 0,8*d = 16,80 cm			Verificato!!
A <sub>st</sub> = 20,00 cmq/m ≥ A <sub>st,min</sub> = 15*B = 9,00 cmq/m			Verificato!!
ctg ϑ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		Verificato!!



Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata E, appoggio

Fig. 5.1.1-17



## Travata F:

Per i momenti flettenti saranno identificate con la dicitura travata F le travi:

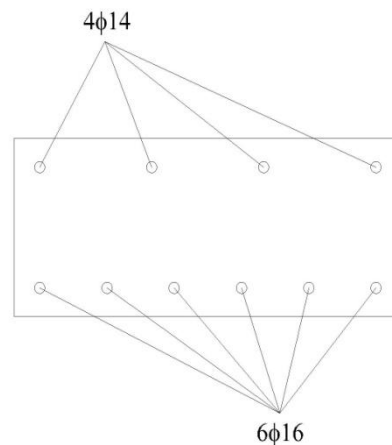
- Travata 31-32-33-34-35
- Travata 36-37-38-39-40
- Travata 41-42-43-44-45

Telaio di bordo	Momenti massimi e minimi		Taglio massimo
	Appoggi	Mezzeria	
31-32-33-34-35	- 133,61 KNm	+ 74,39 KNm	+ 160,61 KNm
	+ 0 KNm		
36-37-38-39-40	- 130,27 KNm	+ 67,90 KNm	+ 155,86 KNm
	+ 0 KNm		
41-42-43-44-45	- 140,61 KNm	+ 69,26 KNm	+ 156,98 KNm
	+ 0 KNm		
Travata F	- 140,61 KNm	+ 74,39 KNm	+ 160,61 KNm
	+ 0 KNm		

### Sollecitazioni della travata F

Fig. 5.1.1-18

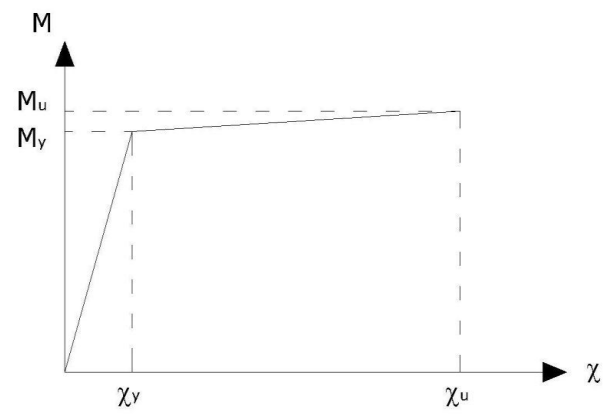
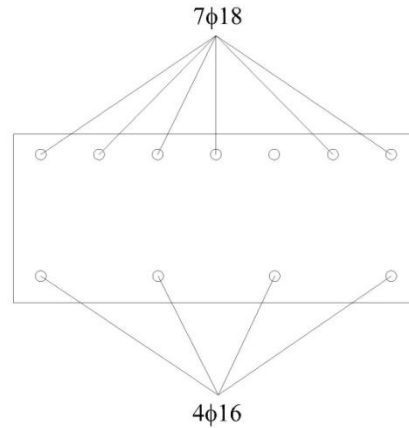
PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di campata			
<b>Momento sollecitante: (KNm)</b>			
MSD	74,39		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
As,sup	4 $\phi$ 14	6,16	
As,inf	6 $\phi$ 16	12,06	
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{Stesa} \geq A_{Smin} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$			12,06 $\geq$ 2,06
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento positivo			
$\beta$	0,51		
$\rho_m$	0,2076		
$\xi$	0,1516	$0,0500 \leq 0,1516 \leq 0,6500$	<u>Campo 3 Verificato!!</u>
MRD	100,06 KNm	$> 74,39$ KNm	<u>Verificato!!</u>



### Progettazione dell'armatura longitudinale della travata F, mezzeria

Fig. 5.1.1-19

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE Sezione di appoggio			
<b>Momenti sollecitanti (KNm)</b>			
M <sub>SD</sub> (+)	0		
M <sub>SD</sub> (-)	140,61		
<b>Ferri longitudinali: (cmq)</b>			
A <sub>s,sup</sub>	7 φ 18	17,81	
A <sub>s,inf</sub>	4 φ 16	8,04	
<b>Verifica dell'armatura longitudinale:</b>			
Per momento negativo			
β	0,45		
ρ <sub>m</sub>	0,3065		
ξ	0,2078	0,0500 ≤ 0,2078 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	146,40 KNm	> 140,61 KNm	Verificato!!
Per momento positivo		<b>Massima armatura totale disponibile</b>	
β	2,22		
ρ <sub>m</sub>	0,1384		
ξ	0,0970	0,0500 ≤ 0,0970 ≤ 0,6500	Campo 3 Verificato!!
M <sub>RD</sub>	67,98 KNm	> 0 KNm	Verificato!!
<b>Valore minimi di armatura tesa: (cmq)</b>			
$A_{s,tesa} \geq A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d$	M <sub>SD</sub> (-)	M <sub>SD</sub> (+)	Verificato!!
	17,81 ≥ 2,26	8,04 ≥ 2,26	
<b>Definizione del diagramma Momento - Curvatura</b>			
<b>Momento di snervamento: (KNm)</b>			
M <sub>y</sub>	127,37		
<b>Curvatura di snervamento: (1/m)</b>			
χ <sub>y</sub>	0,0154		
<b>Momento ultimo: (KNm)</b>			
M <sub>u</sub>	146,40		
<b>Curvatura ultima: (1/m)</b>			
χ <sub>u</sub>	0,0732		
<b>Duttilità:</b>	μ <sub>χ</sub> = 4,75		
<b>PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE</b>			
Taglio sollecitante:	V <sub>Ed</sub>	160,61 KN	
Caratteristiche delle staffe:	A <sub>sw</sub>	φ 8	0,50 cmq
	N° bracci	2	
	s	5 cm	
Taglio resistente:	V <sub>Red</sub>	161,87 KN ≥ 160,61 KN	Verificato!!
<b>VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DA DORMATIVA</b>			
s = 5 cm ≤ 0,8*d = 16,80 cm			Verificato!!
A <sub>st</sub> = 20,00 cmq/m ≥ A <sub>stmin</sub> = 15*B = 9,00 cmq/m			Verificato!!
ctg θ = 1	1 ≤ 1 ≤ 2,5		Verificato!!



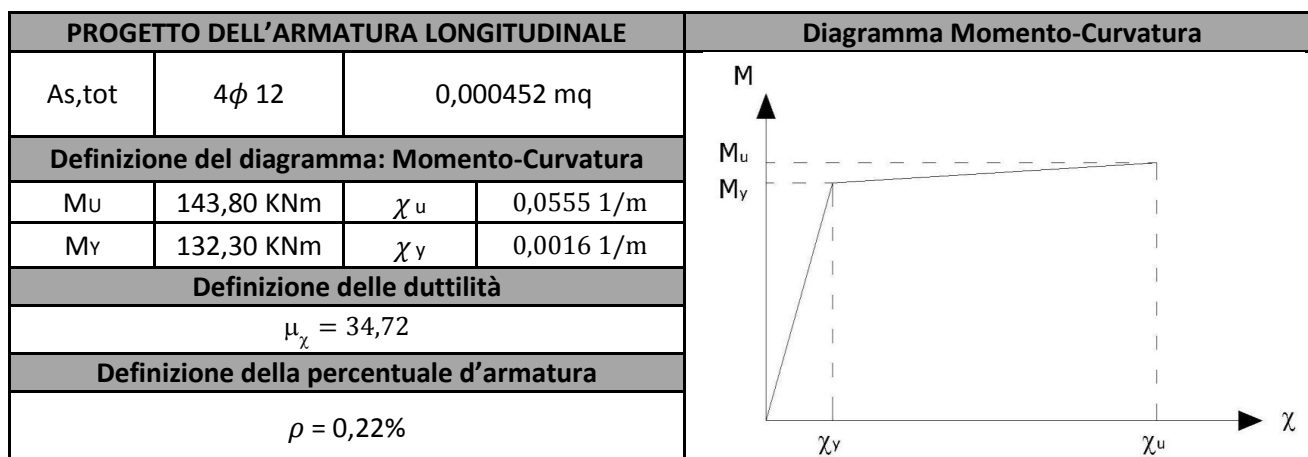
Progettazione dell'armatura trasversale e longitudinale della travata F, appoggio

Fig.5.1.1-20

### 5.1.2 Progettazione dei pilastri:

#### Pilastrata 1

Sezione di base del piano 1:



Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 1

Fig. 5.1.2-1

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	27,33 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 27,33 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 1

Fig. 5.1.2-2

Sezione di base del piano 2:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	108,20 KNm	$\chi_u$ 0,0612 1/m	
My	100,40 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 43,73$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,28\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 2

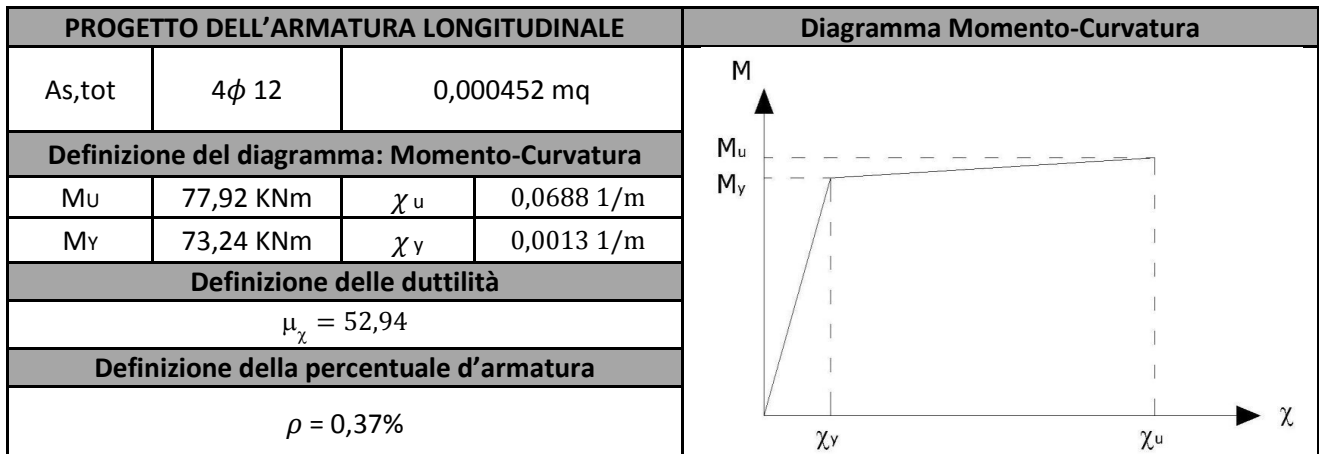
Fig. 5.1.2-3

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	24,49 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 24,49 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 2

Fig. 5.1.2-6

Sezione di base del piano 3:



Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 3

Fig. 5.1.2-8

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	22,25 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	φ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 22,25 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 3

Fig. 5.1.2-9

Sezione di base del piano 4:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	66,00 KNm	$\chi_u$ 0,0937 1/m	
My	61,91 KNm	$\chi_y$ 0,0012 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 78,12$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 4

Fig. 5.1.2-11

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	18,22 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 18,22 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 4

Fig. 5.1.2-12

Sezione di base del piano 5:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	52,58 KNm	$\chi_u$ 0,1477 1/m	
My	49,50 KNm	$\chi_y$ 0,0011 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 123,12$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 5

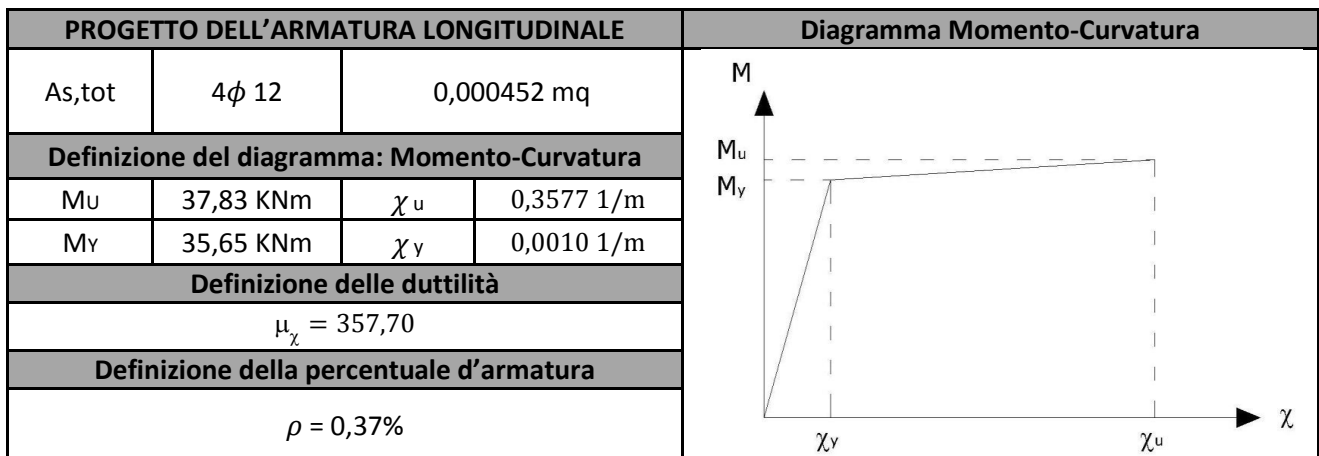
Fig. 5.1.2-14

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	16,60 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 16,60 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 5

Fig. 5.1.2-15

Sezione di base del piano 6:



Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 1, piano 6

Fig. 5.1.2-17

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	19,94 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	φ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 19,94 KN	<u>Verificato!!</u>

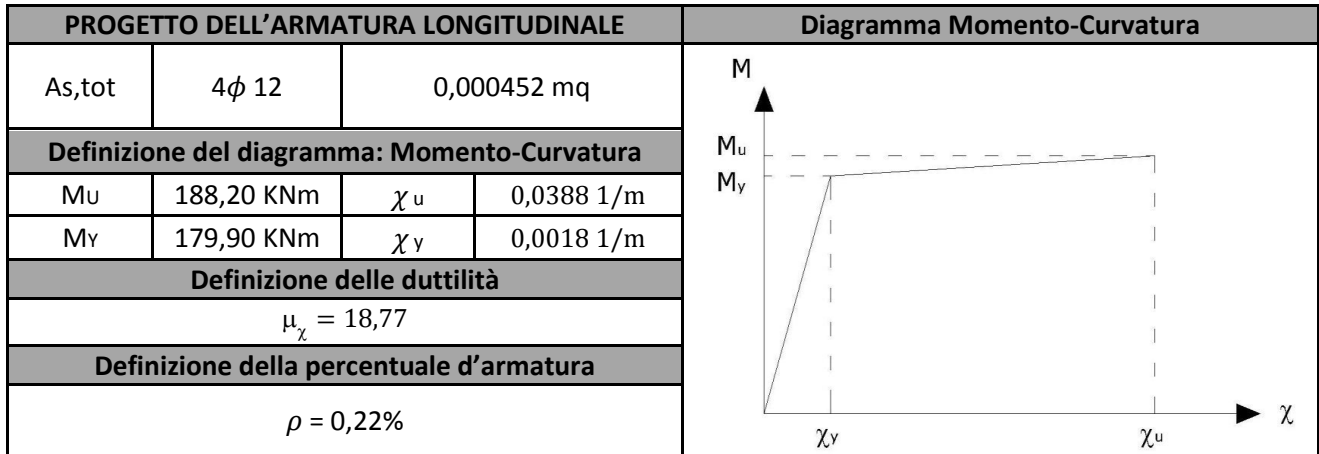
Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 1, piano 6

Fig. 5.1.2-18



## Pilastrata 2

Sezione di base del piano 1:



Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 1

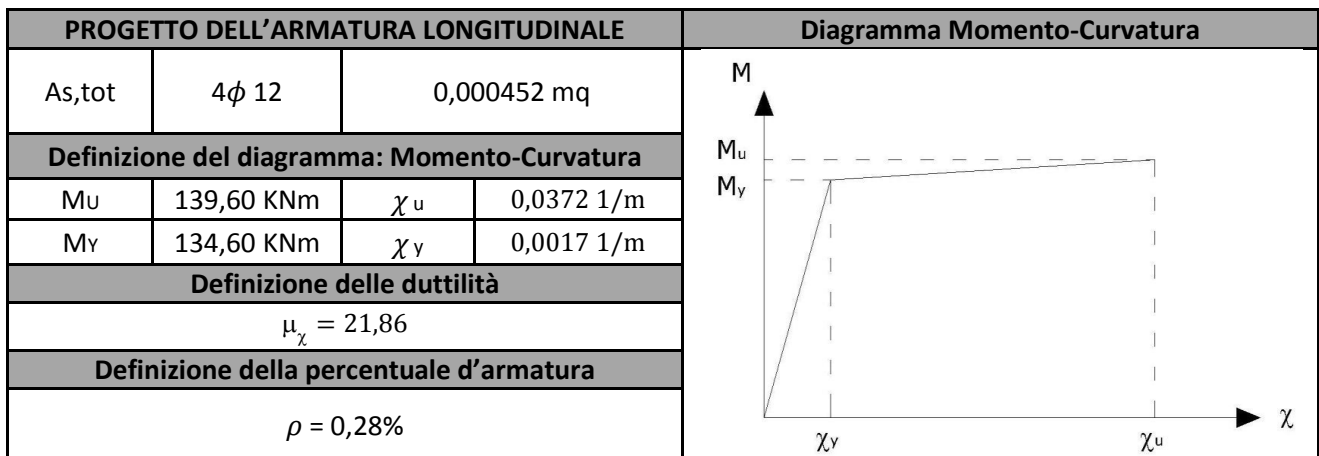
Fig. 5.1.2-20

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	20,84 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 20,84 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 1

Fig. 5.1.2-21

Sezione di base del piano 2:



Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 2

Fig. 5.1.2-23

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	30,03 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 30,03KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 2

Fig. 5.1.2-24

Sezione di base del piano 3:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4φ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	124,60 KNm	$\chi_u$ 0,0418 1/m	
My	117,30 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 23,83$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 3

Fig.5.1.2-26

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	24,91 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	φ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 22,25 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 3

Fig. 5.1.2-27

Sezione di base del piano 4:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4φ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	86,84 KNm	$\chi_u$ 0,0688 1/m	
My	81,50 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 52,94$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 4

Fig. 5.1.2-29

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	28,06 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	φ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 28,06 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 4

Fig. 5.1.2-30

Sezione di base del piano 5:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura			
Mu	67,62 KNm	$\chi_u$ 0,0894 1/m	
My	63,48 KNm	$\chi_y$ 0,0012 1/m	
Definizione delle duttilità			
$\mu_\chi = 74,50$			
Definizione della percentuale d'armatura			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 5

Fig. 5.1.2-32

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	26,81 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 26,81 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 5

Fig. 5.1.2-33

Sezione di base del piano 6:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	45,66 KNm	$\chi_u$ 0,2059 1/m	
My	43,04 KNm	$\chi_y$ 0,0011 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 187,18$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 2, piano 6

Fig. 5.1.2-35

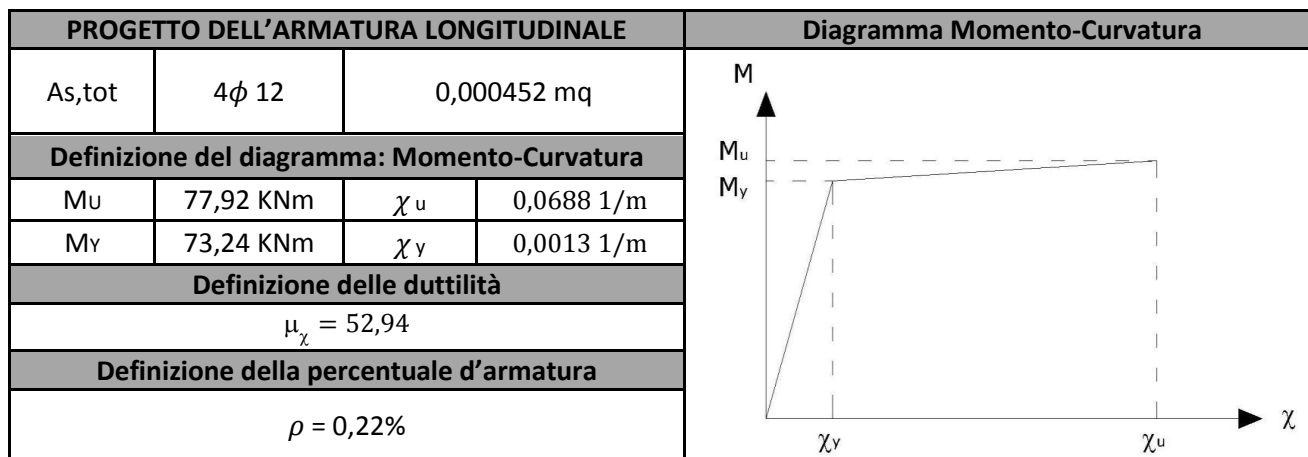
PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	33,33 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 33,33 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 2, piano 6

Fig. 5.1.2-36

### Pilastrata 3

Sezione di base del piano 1:



Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 1

Fig. 5.1.2-38

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	19,11 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 19,11 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 1

Fig. 5.1.2-39

Sezione di base del piano 2:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura			
Mu	155,80 KNm	$\chi_u$ 0,0241 1/m	
My	155,10 KNm	$\chi_y$ 0,0023 1/m	
Definizione delle duttilità			
$\mu_\chi = 10,48$			
Definizione della percentuale d'armatura			
$\rho = 0,28\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 2

Fig. 5.1.2-41

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	13,45 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 13,45 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 2

Fig. 5.1.2-42



Sezione di base del piano 3:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura	
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq		
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura				
Mu	108,00 KNm	$\chi_u$ 0,0270 1/m		
My	107,20 KNm	$\chi_y$ 0,0020 1/m		
Definizione delle duttilità				
$\mu_\chi = 13,50$				
Definizione della percentuale d'armatura				
$\rho = 0,37\%$				

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 3

Fig. 5.1.2-44

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	12,54 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 12,54 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 3

Fig. 5.1.2-45

Sezione di base del piano 4:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
<b>Definizione del diagramma: Momento-Curvatura</b>			
Mu	104,00 KNm	$\chi_u$ 0,0368 1/m	
My	102,50 KNm	$\chi_y$ 0,0017 1/m	
<b>Definizione delle duttilità</b>			
$\mu_\chi = 21,65$			
<b>Definizione della percentuale d'armatura</b>			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 4

Fig. 5.1.2-47

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	9,74KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 9,74 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 4

Fig. 5.1.2-48

Sezione di base del piano 5:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4φ 12	0,000452 mq	
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura			
Mu	86,38 KNm	$\chi_u$ 0,0575 1/m	
My	81,02 KNm	$\chi_y$ 0,0014 1/m	
Definizione delle duttilità			
$\mu_\chi = 41,07$			
Definizione della percentuale d'armatura			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 5

Fig. 5.1.2-50

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	7,71 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	φ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 7,71 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 5

Fig. 5.1.2-51

Sezione di base del piano 6:

PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE			Diagramma Momento-Curvatura
As,tot	4 $\phi$ 12	0,000452 mq	
Definizione del diagramma: Momento-Curvatura			
Mu	55,78 KNm	$\chi_u$ 0,1301 1/m	
My	52,52 KNm	$\chi_y$ 0,0011 1/m	
Definizione delle duttilità			
$\mu_\chi = 118,27$			
Definizione della percentuale d'armatura			
$\rho = 0,37\%$			

Verifica delle limitazioni da normativa e diagramma M-N per la pilastrata 3, piano 6

Fig. 5.1.2-53

PROGETTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE			
Taglio sollecitante:	$V_{Ed}$	3,54 KN	
Caratteristiche delle staffe:	$A_{sw}$	$\phi$ 6	0,28 cmq
	N° bracci	2	
	s	14 cm	
Taglio resistente:	$V_{Red}$	43,68 KN > 3,54 KN	<u>Verificato!!</u>

Progettazione dell'armatura trasversale della pilastrata 3, piano 6

Fig. 5.1.2-54

## **CAPITOLO 6:**

### **Verifica del comportamento non lineare delle 4 strutture analizzate**

#### **6.1. Analisi statica non lineare (Pushover):**

Per ottenere una previsione accurata della risposta sismica di una struttura è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di cogliere il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo.

L'analisi dinamica non lineare al passo è decisamente lo strumento più completo ed efficace, in quanto vi è un'integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a più gradi di libertà, non lineare. Nonostante questo, l'analisi si presta utile ai soli progettisti che hanno una buona sensibilità nella scelta dei parametri da immettere nei programmi di calcolo, e dei relativi risultati ottenuti. Inoltre sono necessarie numerose analisi con differenti accelerogrammi opportunamente selezionati, rendendo la metodologia poco diffusa nella pratica professionale.

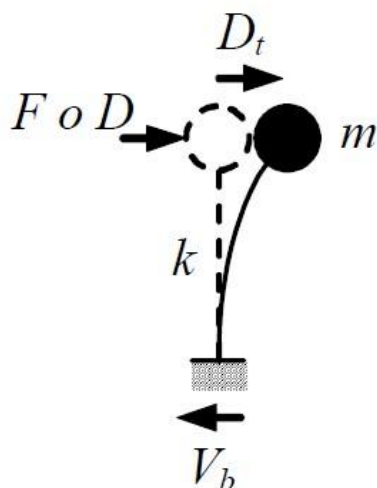
L'analisi "pushover" o "spingere-oltre" è una procedura impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza, spostamento) applicata. Essa consiste nell'applicare forze sulla struttura che, progressivamente, la spingono fino ad arrivare al collasso o ad un valore limite di parametro di controllo di deformazione predefinito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicate.

Il prodotto di un'analisi "pushover" è un legame scalare tra forza e spostamento caratteristico del sistema studiato, chiamato curva di capacità. Esso permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna, a quella di un sistema ad un grado di libertà equivalente.

Un sistema ad un grado di libertà può essere idealizzato come una massa concentrata sorretta da un elemento privo di massa con un sistema di rigidità laterale collegato ad un elemento responsabile dello smorzamento.

La configurazione deformata del sistema è definita, quindi, da un unico parametro che può definirsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo:



**Schematizzazione di un sistema ad un grado di libertà**

**Fig. 6.1-1**

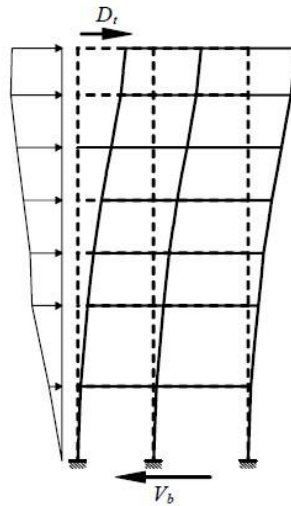
In questo semplice caso, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento o una forza la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile.

Una volta fissati arbitrariamente i valori delle forze unitarie, verranno gradualmente incrementati i fattori moltiplicativi, da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore dei fattori moltiplicativi corrisponderà una precisa forza a cui sarà soggetta la massa.

Il comportamento del sistema sarà definito dal legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base e lo spostamento con quello della massa.

Nel caso di sistemi a più gradi di libertà l'approccio è simile, con la differenza che la struttura viene spinta applicando un profilo di forze e di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano, definibile attraverso un'analisi modale. Inoltre, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezioneranno il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio:

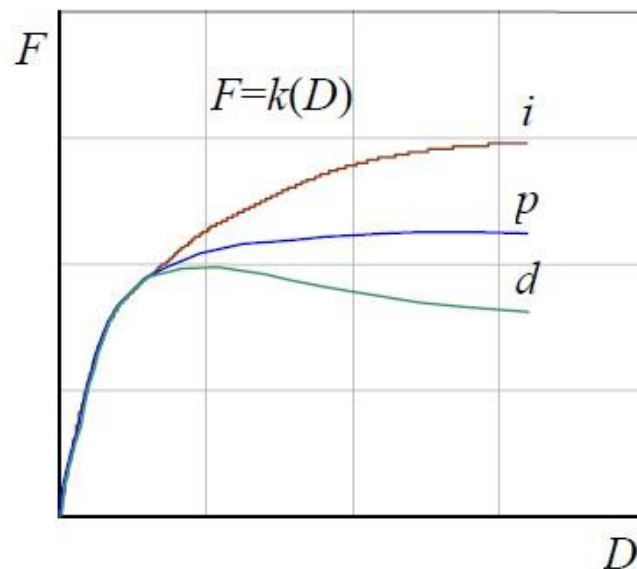


**Schematizzazione di un sistema a più gradi di libertà**

**Fig. 6.1-2**

Il risultato più immediato di un'analisi "pushover" è la definizione della curva di capacità o "curva pushover" della struttura, ossia della curva forza-spostamento espressa in termini di taglio alla base e spostamento in sommità, che rappresenta la capacità esibita dal sistema di fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema ad un grado di libertà, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidità della struttura, che a sua volta dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari della forza applicata al sistema:



**Curva di capacità di un sistema reale**

**Fig. 6.1-3**

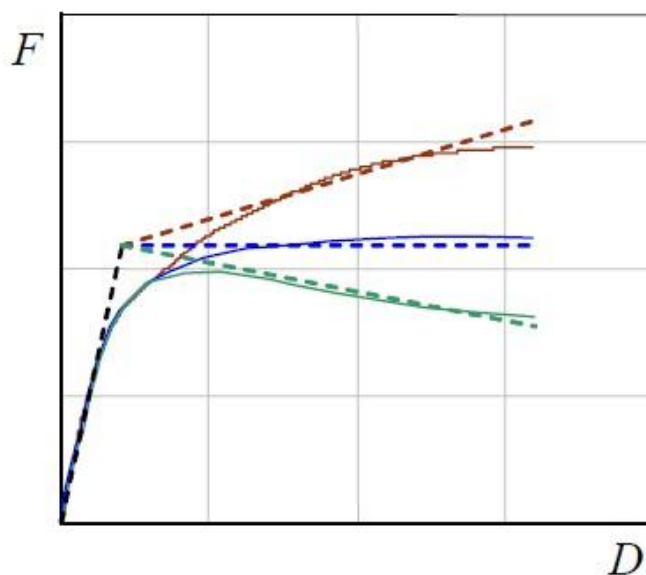
Le curve di capacità possono rappresentare tre tipi di comportamenti emblematici:

- Comportamento post-elastico non lineare inelastico (i);
- Comportamento post-elastico perfetto (p);
- Comportamento post-elastico degradante (d).

La curva di capacità di una struttura reale, a più gradi di libertà, dipende dalla capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica, e quindi, descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento, il comportamento del sistema a più gradi di libertà viene ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema a un solo grado di libertà, detto equivalente.

Quando si tende ad analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari:



Curva di capacità linearizzata di un sistema reale

Fig. 6.1-4

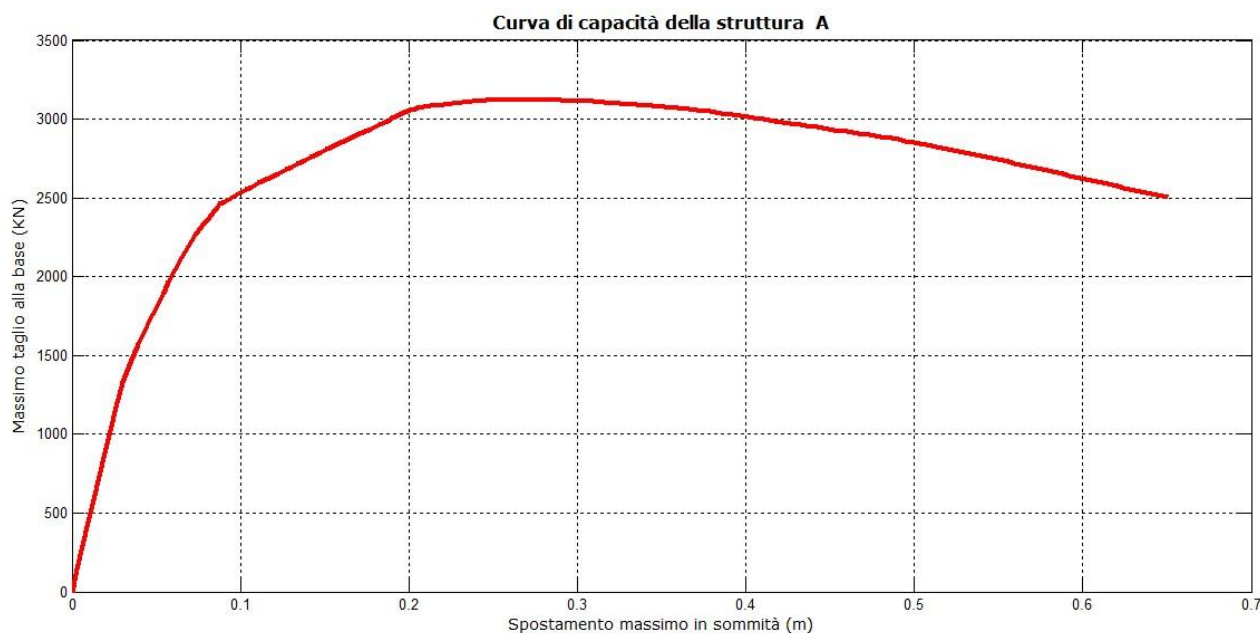
Le linearizzazioni verranno compiute andando ad equilibrare l'area spezzata dai due tratti della bilineare scelta.



### 6.1.1. Pushover della struttura A:

L'analisi statica non lineare condotta sulla struttura A, meglio detta analisi pushover, è stata condotta spingendo la struttura, prima con le forze verticali della combinazione quasi-statica, e poi con una combinazione di forze orizzontali, data dall'analisi modale precedentemente risolta.

La curva di capacità generata mostra in modo lampante come la struttura reagisca in modo elastico lineare nel primo tratto, per poi plasticizzarsi fino al raggiungimento dello spostamento ultimo. Inoltre dopo lo spostamento ultimo, il comportamento della struttura sarà post-elastico degradante:



**Pushover della Struttura A**

**Fig. 6.1.1-1**

Le analisi non lineari, sebbene costituiscano nuove metodologie per l'analisi delle strutture odierne, potrebbero portare il progettista a errori di modellazione per la complessità teorica dell'argomento causato, da una non linearità del materiale. Inoltre si aggiunge la competenza e la conoscenza del programma di calcolo impiegato. Risulta conveniente, perciò, effettuare dei controlli sui risultati forniti dal calcolatore, proprio come richiede la normativa.

La validazione dei risultati della pushover sarà compiuto andando ad esprimere un ordine di grandezza delle caratteristiche più importanti definibili dal grafico, come la rigidità in

campo elastico lineare e la forza (espressa come taglio alla base) che porta allo snervamento la struttura.

La rigidezza della struttura in campo elastico lineare può essere indagata dal grafico ottenuto dall'analisi pushover come rapporto tra il taglio alla base massimo, di un punto qualsiasi della retta del campo elastico, e lo spostamento associato:

$$K_{\text{grafico,A}} = \frac{F_{\text{elastica}}}{\delta_{\text{elastico}}} = \frac{1621}{0,0360} = 45024 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Il primo confronto del valore della rigidezza è stato concepito sviluppando un modello di struttura identico a cui sottoporre un carico concentrato nel punto di controllo in sommità, nella direzione X. Tale metodologia nasce concettualmente dalla schematizzazione della struttura come un oscillatore semplice, a cui associare la massa in sommità. Il risultato che ha fornito questo controllo è stato coerente al valore di rigidezza iniziale:

$$K_1 = \frac{F_{\text{elastica}}}{\delta_{\text{elastico}}} = \frac{10000}{0,2245} = 44543 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Il secondo controllo del valore di rigidezza è stato concepito sviluppando un modello di struttura identico a cui sottoporre forze concentrate, lungo la direzione X, disposte sui nodi della pilastrata su cui cade il punto di controllo. Tale distribuzione di forze è stata scelta a forma costante, a causa della distribuzione delle masse nella struttura. Il modello immesso in SAP2000 è stato concepito, infatti, secondo una distribuzione di masse, pressoché costante lungo l'altezza, trascurando il contributo leggermente minore dato dal piano di copertura. Il risultato che ha fornito questo controllo è stato coerente al valore di rigidezza iniziale:

$$K_2 = \frac{\sum F_{\text{elastica}}}{\delta_{\text{elastico}}} = \frac{35000}{0,8291} = 42214 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Si è dimostrato, perciò, che la rigidezza riscontrata del grafico pushover della struttura A è coerente con il problema che si è voluto studiare attraverso la modellazione.

La forza di snervamento della struttura può essere studiata solo recuperando tutte le informazioni immesse nella modellazione, riguardo ai momenti di snervamento delle

sezioni degli elementi strutturali. In particolare si cercheranno solo i momenti di snervamento dei pilastri che, si suppone, inizino la loro fase di snervamento alla sezione di base della struttura:

- Pilastrata 1:  $M_y = 257,20 \text{ KNm}$
- Pilastrata 2:  $M_y = 303,20 \text{ KNm}$
- Pilastrata 3:  $M_y = 337,10 \text{ KNm}$

La base della struttura sarà formata da pilastrate con valori di momento di snervamento differente, quando, per il confronto, servirebbe un valore di snervamento unico. A tal fine si procede con una media pesata in base al numero dei pilastri coinvolti:

$$M_{y,\text{medio}} = \frac{257,20 * 4 + 303,20 * 12 + 337,10 * 9}{25} = 307,56 \text{ KNm}$$

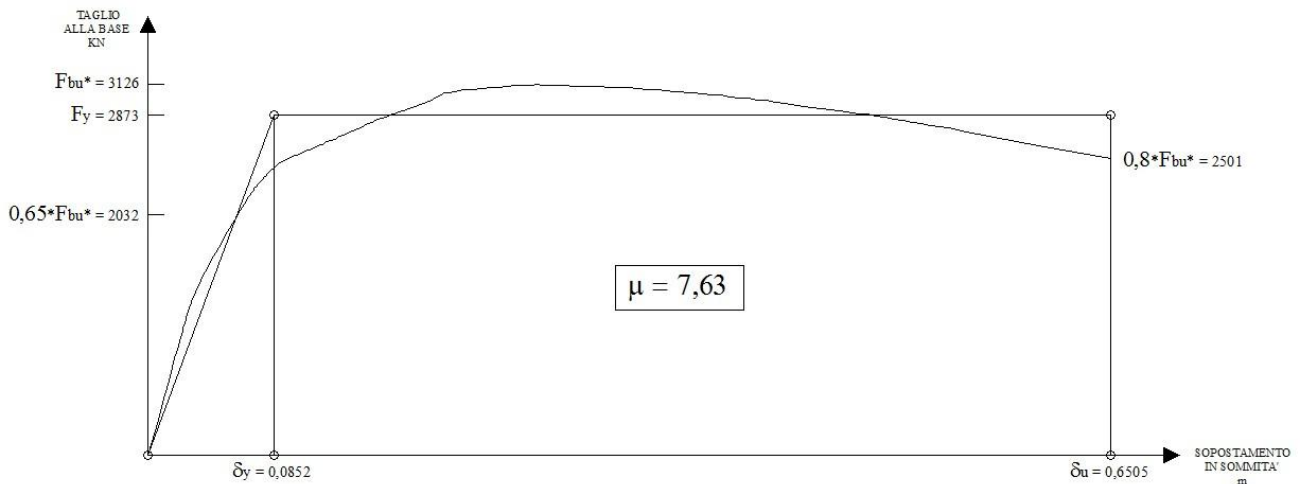
Definito il valore del momento di snervamento medio, di un ipotetico piano di base, formato da pilastri con le stesse caratteristiche, si cercherà la distribuzione del momento nei pilastri di base. In particolare sarà importante definire la posizione del punto in cui il momento si annullerà. Svolgendo nuovamente l'analisi del modello in SAP2000 si è definita una distribuzione del momento lineare, con il raggiungimento del momento di snervamento alla base del pilastro e definendo il punto in cui si annulla tale momento all'85% dell'altezza del pilastro.

La forza di snervamento della struttura potrà essere definita nel seguente modo:

$$F_y = \frac{n * M_{y,\text{medio}}}{0,85 * h} = \frac{25 * 307,56}{0,85 * 3,30} = 2741 \text{ KN}$$

La forza di snervamento della struttura risulta compatibile con quella riscontrabile nel grafico pushover, ove si noterà un brusco cambio di pendenza del grafico a causa dell'inizio della fase plastica.

Riassumendo, si è validata completamente l'analisi pushover controllando il grafico che SAP2000 ha fornito come risultato. Data l'attendibilità del grafico pushover è possibile definire lo spostamento di snervamento e quello ultimo per via grafica, attraverso una bilinearizzazione:



**Pushover della Struttura A, e relativa bilineare**

**Fig. 6.1.1-2**

L'analisi pushover permette dunque di ricavare gli spostamenti significativi del cambio di stato di una struttura, come lo spostamento di snervamento e quello ultimo.

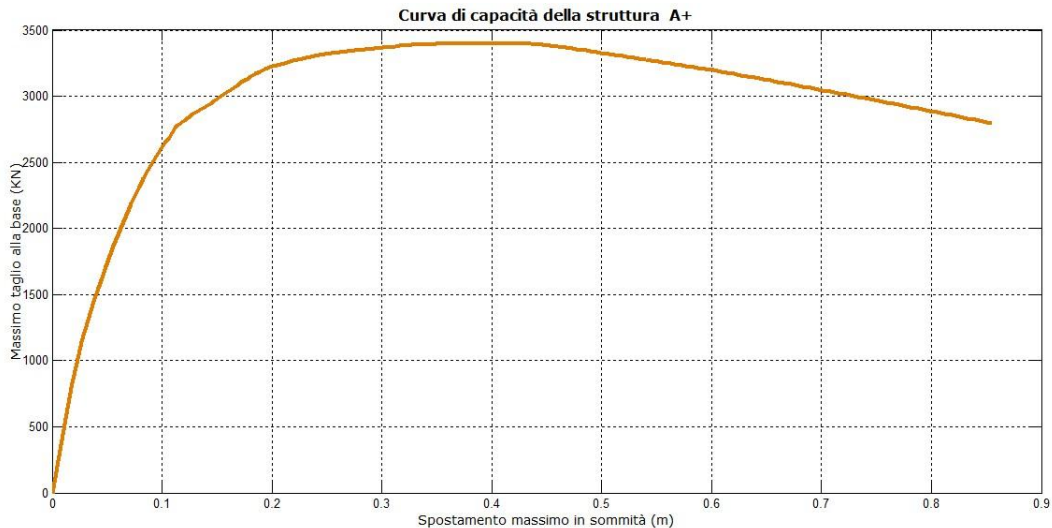
Risulta interessante definire, quindi, la duttilità che la struttura A ha maturato a seguito della progettazione dei suoi elementi strutturali. La duttilità strutturale potrà essere definita nel seguente modo:

$$\mu_{\delta,B} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,6505}{0,0852} = 7,63$$

La duttilità strutturale è risultata superiore al fattore struttura impiegato, questo vorrà dire che la capacità, in termini di deformazione, della struttura A risulta molto superiore ai valori attesi. La scelta del fattore di struttura, infatti, rappresenta la scelta più importante che un progettista compie durante la progettazione di una qualsiasi struttura e, nel caso la capacità riscontrata dalla pushover, fosse inferiore al fattore struttura, ciò sarebbe sintomo di una cattiva progettazione.

### 6.1.2. Pushover della struttura A+:

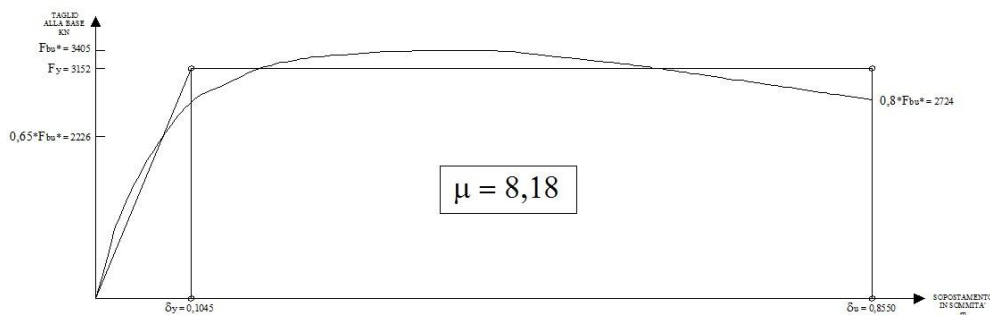
L'analisi pushover della struttura A+ ha condotto alla seguente curva di capacità:



**Pushover della Struttura A+**

**Fig. 6.1.2-1**

Dalla Curva di capacità è possibile ricavare la relativa bilineare:



**Pushover della Struttura A+, e relativa bilineare**

**Fig. 6.1.2-2**

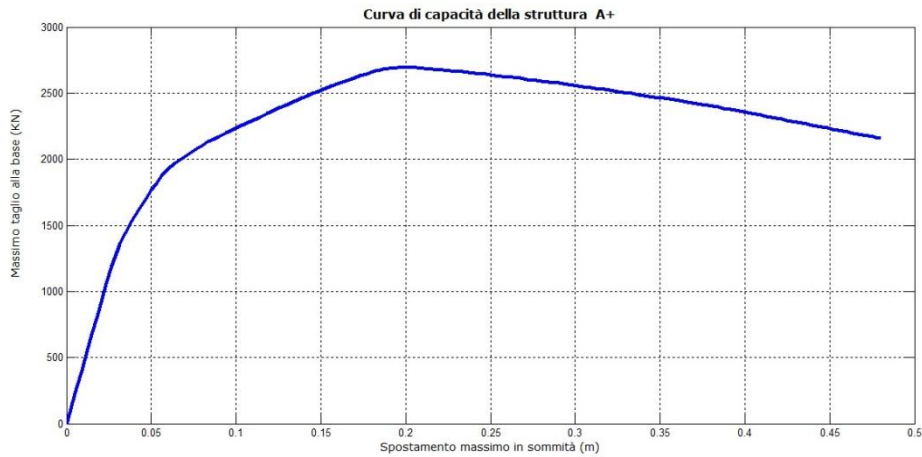
La duttilità strutturale potrà essere definita nel seguente modo:

$$\mu_{\delta,B} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,8550}{0,1045} = 8,18$$

La duttilità strutturale è risultata maggiore del fattore di strutture impiegato in fase di progetto.

### 6.2.3. Pushover della struttura B:

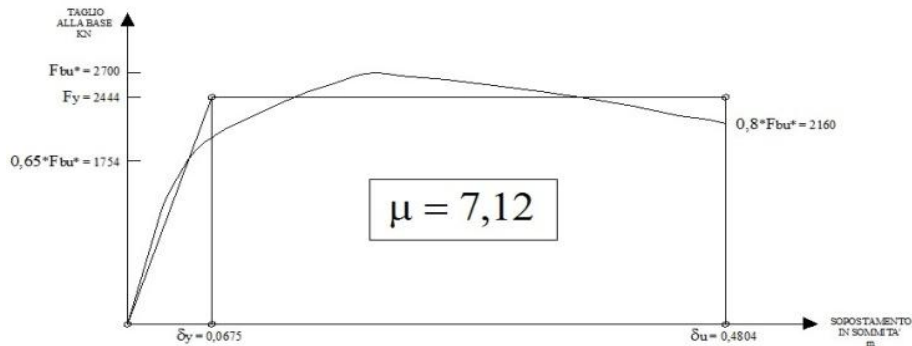
L'analisi pushover della struttura B ha condotto alla seguente curva di capacità:



**Pushover della Struttura B**

**Fig. 6.1.3-1**

Dalla Curva di capacità è possibile ricavare la relativa bilineare:



**Pushover della Struttura B, e relativa bilineare**

**Fig. 6.1.2-2**

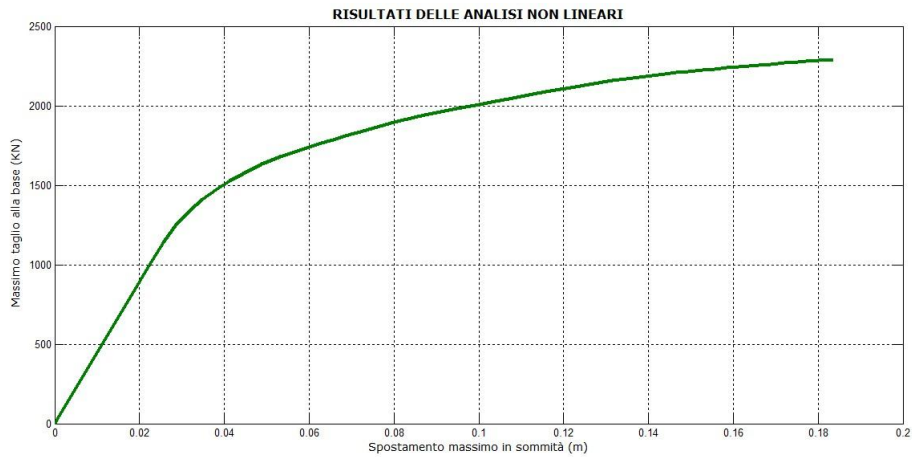
La duttilità strutturale potrà essere definita nel seguente modo:

$$\mu_{\delta,B} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,4804}{0,0675} = 7,12$$

La duttilità strutturale è risultata maggiore del fattore di strutture impiegato in fase di progetto.

### 6.2.4. Pushover della struttura C:

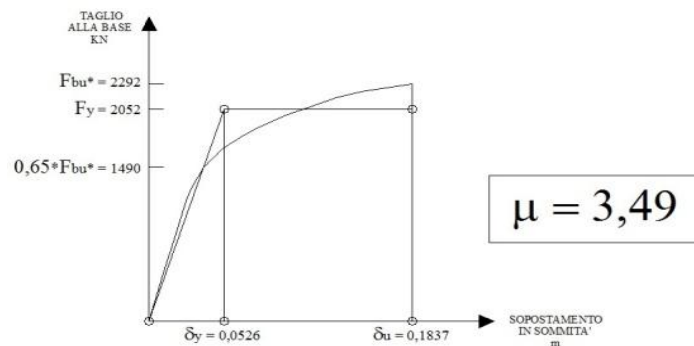
L'analisi pushover della struttura C ha condotto alla seguente curva di capacità:



Pushover della Struttura C

Fig. 6.1.4-1

Dalla Curva di capacità è possibile ricavare la relativa bilineare:



Pushover della Struttura C, e relativa bilineare

Fig. 6.1.4-2

La duttilità strutturale potrà essere definita nel seguente modo:

$$\mu_{\delta,B} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,1837}{0,0526} = 3,49$$

La duttilità strutturale è risultata leggermente minore del fattore struttura impiegato in fare progettuale.

## 6.2. Analisi dinamica non lineare Time History:

Tra tutti i metodi di analisi introdotti dalla normativa, l'analisi dinamica non lineare rappresenta quella più completa e accurata, permettendo la valutazione istante per istante di sforzi e deformazioni. Tuttavia, risulta anche il più complesso da impiegare, risultando poco pratico a fini progettuali, ma molto utile nel momento della verifica.

Durante un'azione sismica risulta probabile che parti della struttura superino la condizione di snervamento della sezione, entrando in un regime non lineare. Superata tale condizione la risposta strutturale viene a dipendere dalla duttilità degli elementi principali e dalla rigidità post-elastica di questi. Questa situazione fa risultare preferibile un'analisi dinamica non lineare nel momento in cui si voglia indagare il comportamento plastico di una struttura, e quindi, la variazione di resistenza e rigidità dei suoi componenti.

Il metodo nasce dal fatto che la risposta di strutture reali soggette ad azioni sismiche è, generalmente, governata da comportamenti decisamente non lineari, causate da non linearità geometriche e dai materiali impiegati, la maggior parte di questi ultimi, con leggi costitutive non lineari.

L'analisi dinamica non lineare, meglio chiamata analisi time history, tiene conto di tutti questi aspetti e calcola la risposta del sistema integrando direttamente le  $n$  equazioni del modo di un sistema ad  $n$  gradi di libertà.

La generica equazione del moto di un sistema ad  $n$  gradi di libertà, potrà essere espressa nella forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t)$$

Il software SAP2000 compie un'analisi time history impiegando il metodo Hilber-Hughes-Taylor (HHT). Esso è un metodo di integrazione nel tempo implicito usato con successo nel campo della simulazione numerica classica. L'algoritmo di soluzione può essere rappresentato come segue:

$$Ma_{n+1} = (1 + \alpha)F_{n+1} - \alpha F_n$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t((1 - \gamma)a_n + \gamma a_{n+1})$$

$$r_{n+1} = r_n + \Delta t v_n + \frac{\Delta t^2}{2}((1 - 2\beta)a_n + 2\beta a_{n+1})$$



Le posizioni, velocità e accelerazioni sono le soluzioni dell'algoritmo che vengono definiti ad ogni passo temporale, e forniscono le condizioni iniziali del passo successivo.

Nell'algoritmo la scelta dei parametri associati risulta fondamentale per regolare la dissipazione numerica e il tempo di svolgimento delle equazioni da parte del calcolatore.

I parametri dell'algoritmo sono i seguenti:

$$\gamma = \frac{1-2\alpha}{2}$$

$$\beta = \left(\frac{1-\alpha}{2}\right)^2$$

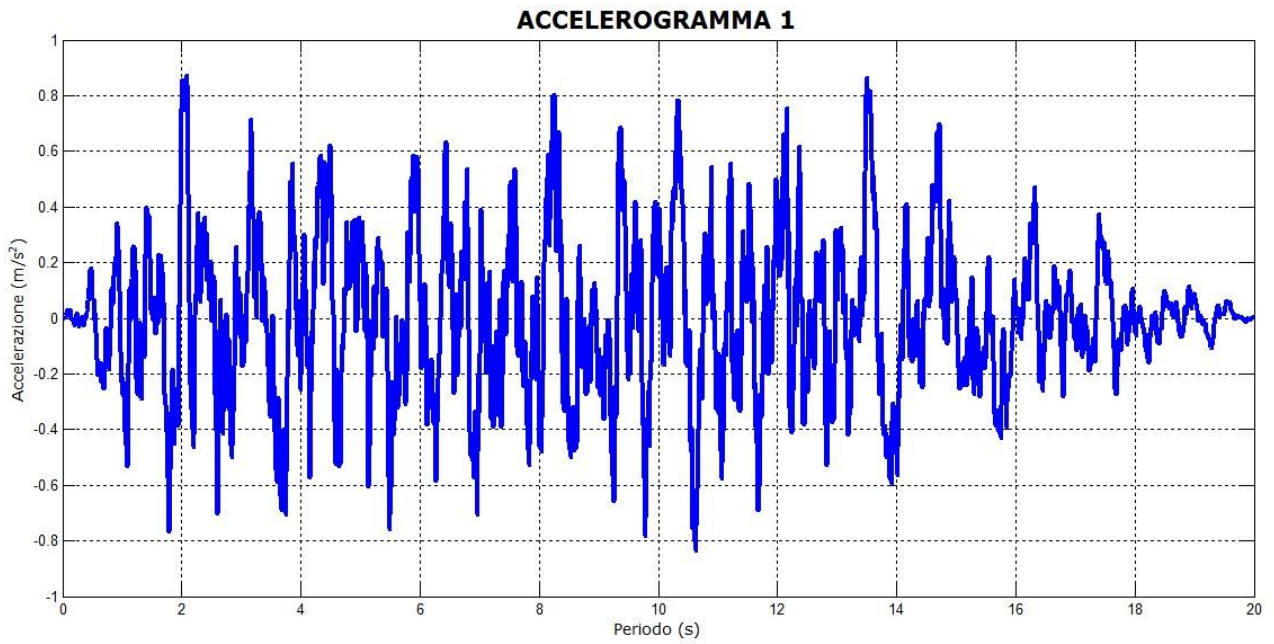
$$\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0\right]$$

Si nota che i parametri dipendono direttamente dall'ultimo di essi, in quanto è il solo responsabile del controllo della dissipazione numerica. Una corretta scelta dei parametri di questi algoritmi permette la riduzione dei tempi di calcolo da parte del calcolatore, che si presentano talvolta proibitivi per applicazioni nel mondo del lavoro. Inoltre si eviterà che le analisi incontrino dei problemi di calcolo bloccandosi a determinati step.

Le analisi condotte nei prossimi paragrafi, sono state effettuate attraverso questo metodo, considerando durate di sismi pari a 20 secondi. Per l'analisi sono stati considerati passi temporali di 0,005 secondi, producendo un numero di step di calcolo pari a 4000. Infine è stato scelto di far risolvere un algoritmo il cui parametro alfa è pari a -0,3. Tale valore si presta per smorzare la risposta dei periodi più brevi, rispetto a quel periodo che può essere analizzato con il passo temporale scelto. La scelta di un valore pari a 0 permetterebbe uno studio più accurato sicuramente, ma potrebbe permettere vibrazioni numeriche eccessive nei modi ad alta frequenza.

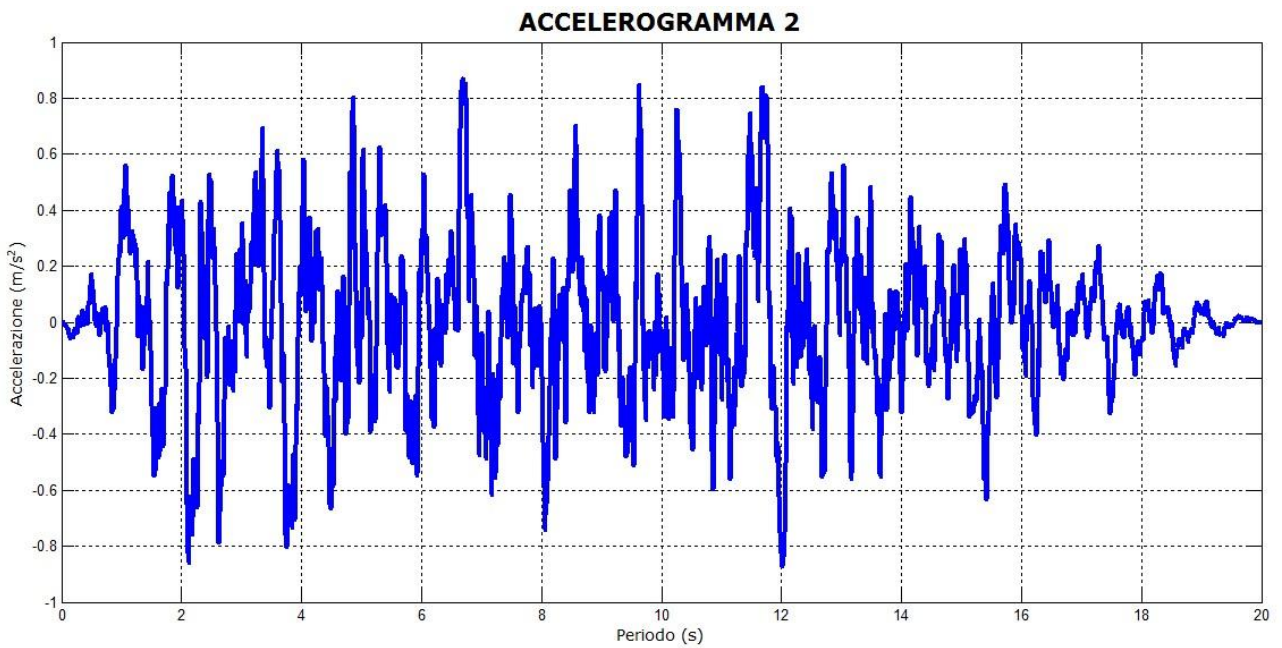
L'input sismico in ingresso per questo tipo di analisi consiste in un certo numero di accelerogrammi di sismi riscontrati nel tempo e documentati, che presentino un contenuto in frequenza simile allo spettro di progetto impiegato nella progettazione.

Nella presente tesi, si considereranno 7 sismi spettro-compatibili, selezionati da un programma in uso per l'ingegneria civile chiamato SIMQKE. Tali sismi sono espressi in forma di accelerogrammi e qui di seguito esposti:



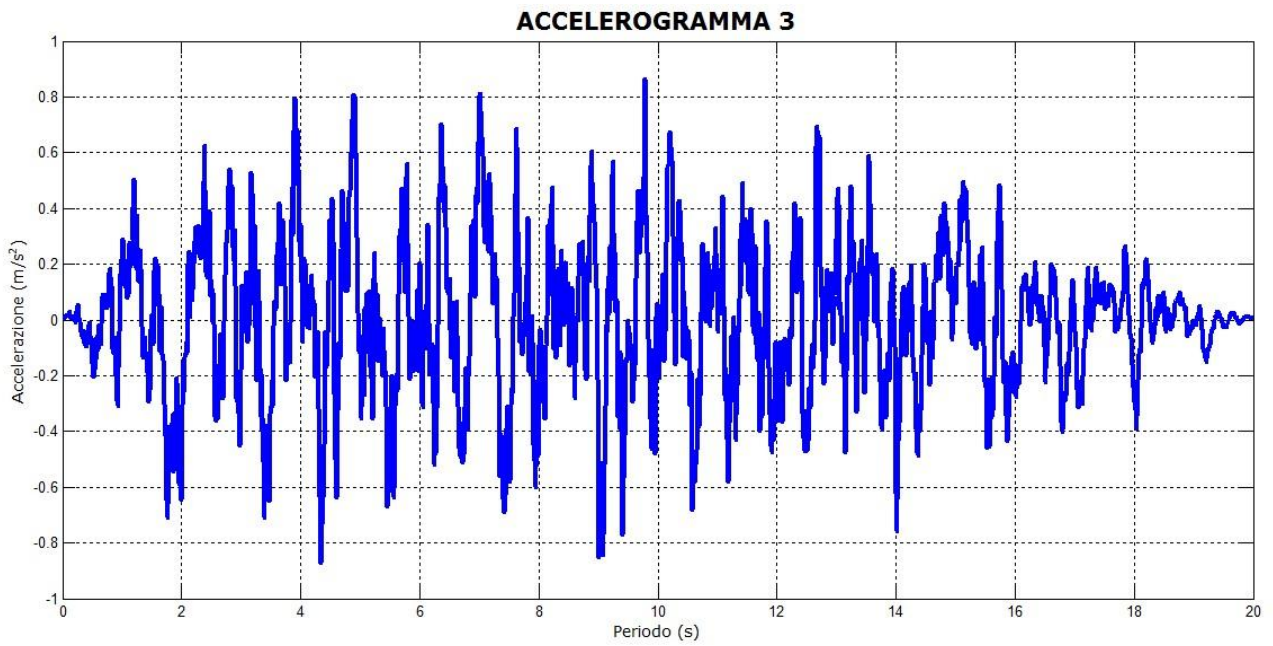
**Sisma spettro-compatibile n°1**

**Fig. 6.2-1**



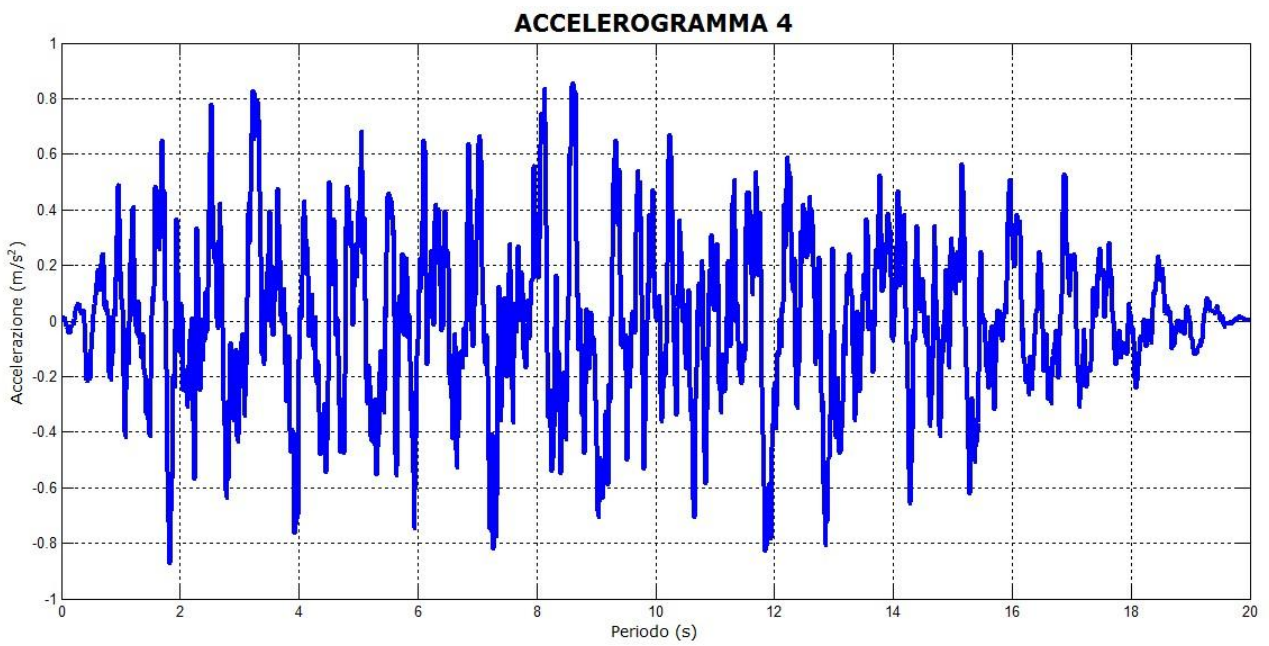
**Sisma spettro-compatibile n°2**

**Fig. 6.2-2**



**Sisma spettro-compatibile n°3**

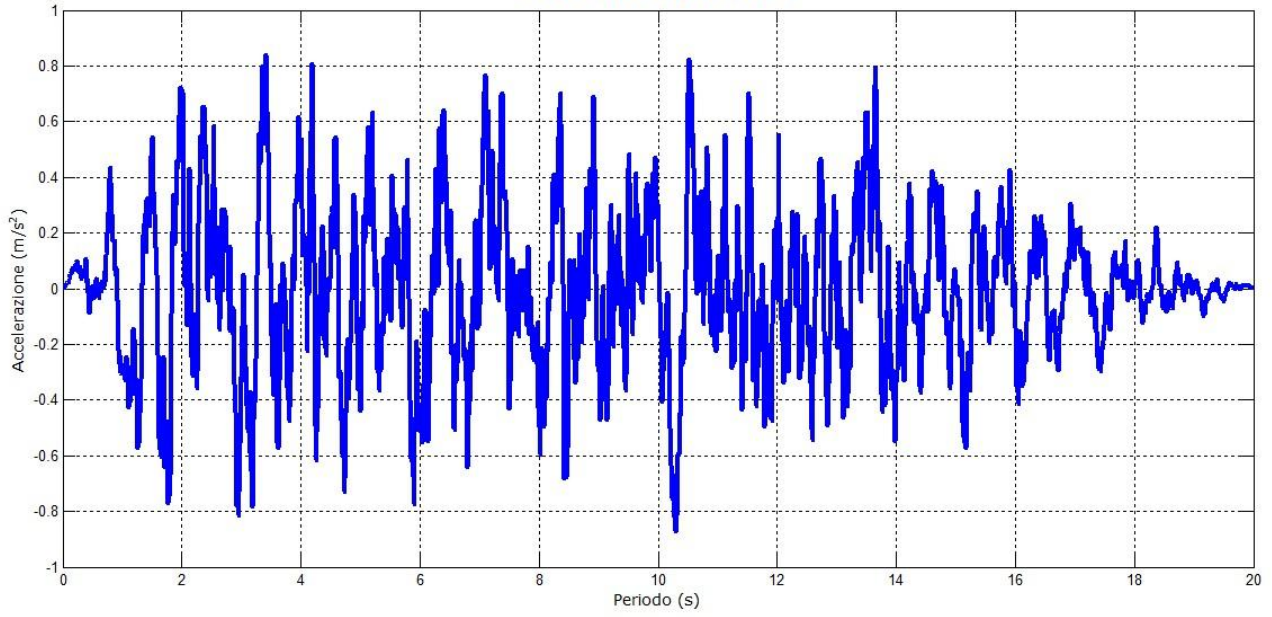
**Fig. 6.2-3**



**Sisma spettro-compatibile n°4**

**Fig. 6.2-4**

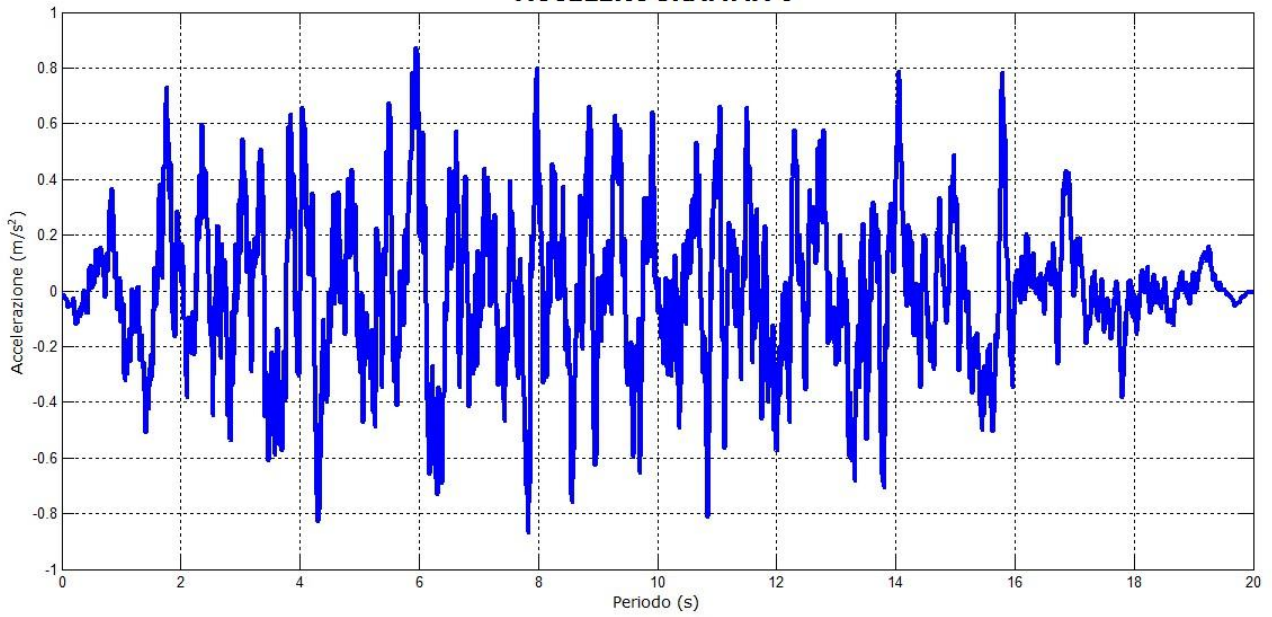
### ACCELEROGRAMMA 5



Sisma spettro-compatibile n°5

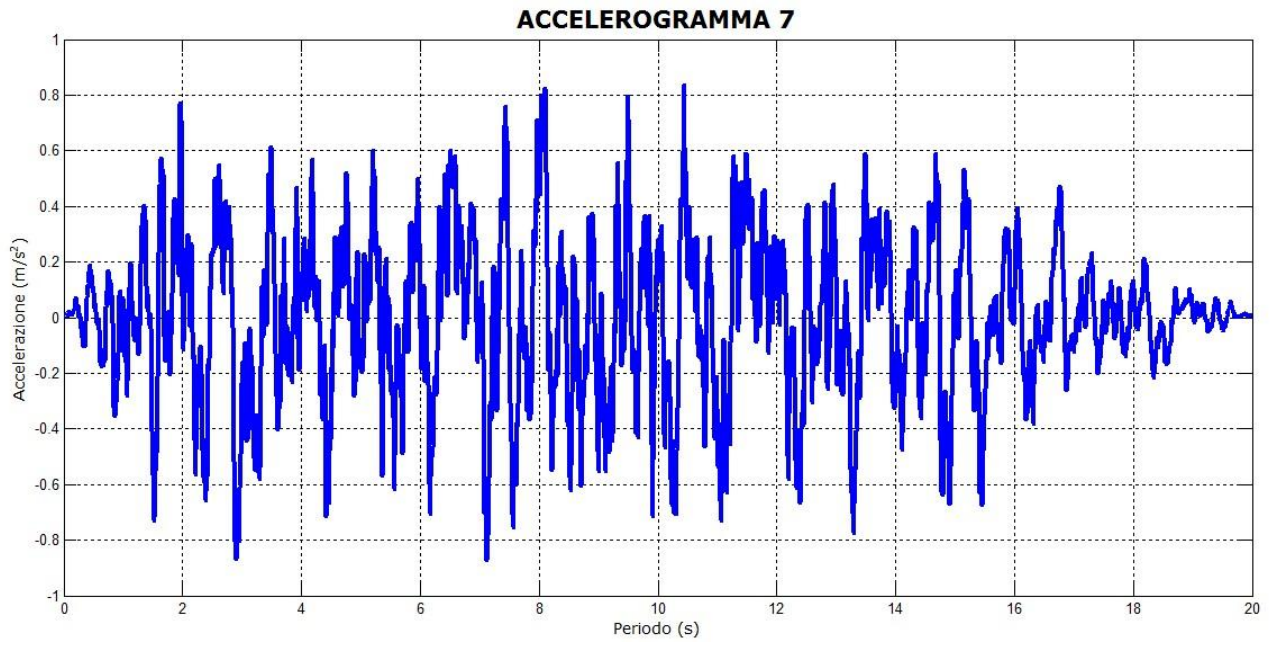
Fig. 6.2-5

### ACCELEROGRAMMA 6



Sisma spettro-compatibile n°6

Fig. 6.2-6



**Sisma spettro-compatibile n°7**

**Fig. 6.2-7**

### 6.2.1. Analisi Time History per la struttura A:

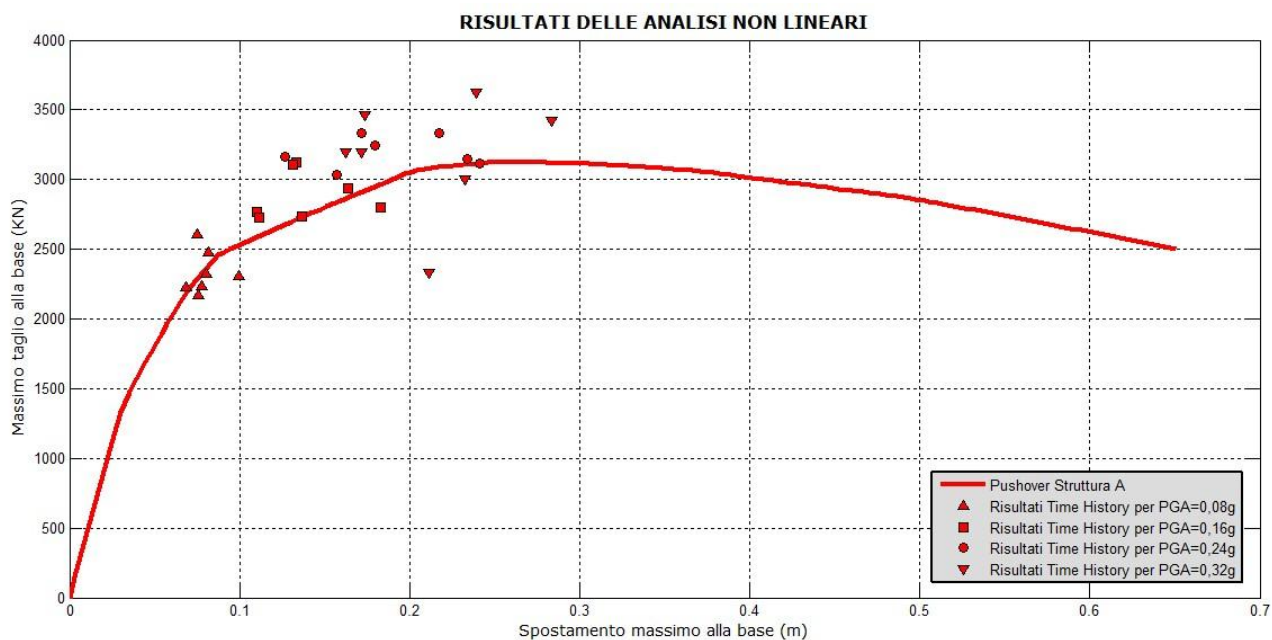
L'analisi dinamica non lineare, meglio conosciuta come analisi time history, ha presentato, per la struttura A, i seguenti risultati:

STRUTTURA A							
Risultati delle analisi Time History							
TH1	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2325,500 KN	2658,616 KN	2736,568 KN	2936,708 KN	3035,258 KN	3140,243 KN	3199,658 KN
δ <sub>max</sub>	0,0801 m	0,1088 m	0,1365 m	0,1409 m	0,1569 m	0,1806 m	0,1621 m
TH2	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2229,656 KN	2630,017 KN	2803,505 KN	2957,437 KN	3143,560 KN	3299,619 KN	3425,492 KN
δ <sub>max</sub>	0,0685 m	0,1043m	0,1828 m	0,2678 m	0,2342 m	0,2550m	0,2838 m
TH3	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2602,463KN	2958,329 KN	3122,568 KN	3270,451 KN	3334,583 KN	2999,452 KN	2328,175 KN
δ <sub>max</sub>	0,0753m	0,1046m	0,1336 m	0,1682 m	0,2173 m	0,2230 m	0,2114 m
TH4	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2479,466 KN	2610,809 KN	2771,471 KN	2959,547KN	3160,624KN	3194,788KN	3199,783 KN
δ <sub>max</sub>	0,0819 m	0,0974 m	0,1099 m	0,1294 m	0,1269 m	0,1365 m	0,1715 m
TH5	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2305,608 KN	2814,591 KN	3104,591 KN	3155,342KN	3246,568KN	3387,399 KN	3461,405 KN
δ <sub>max</sub>	0,0999 m	0,1291 m	0,1313 m	0,1534 m	0,1799 m	0,1707m	0,1735m
TH6	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2172,887 KN	2481,178KN	2728,884KN	2993,571 KN	3334,787 KN	3600,123 KN	3624,909 KN
δ <sub>max</sub>	0,0759m	0,0938 m	0,1117 m	0,1403 m	0,1714 m	0,2035 m	0,2394 m
TH7	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2232,464 KN	2717,656 KN	2938,020KN	3150,380 KN	3112,883 KN	2832,360 KN	3002,408 KN
δ <sub>max</sub>	0,0778 m	0,1134 m	0,1636 m	0,1937 m	0,2411 m	0,2126m	0,2325 m
VALORI MEDI							
T <sub>max,m</sub>	2335,435KN	2695,885 KN	2886,515 KN	3103,348 KN	3195,466 KN	3207,712 KN	3177,417 KN
δ <sub>max,m</sub>	0,0799 m	0,1073 m	0,1385 m	0,1705 m	0,1897 m	0,1974 m	0,2126 m
DOMANDE DI DUTTILITA'							
δ <sub>y,A</sub> = 0,0852 m							
μ*	0,94	1,26	1,63	2,00	2,23	2,32	2,50

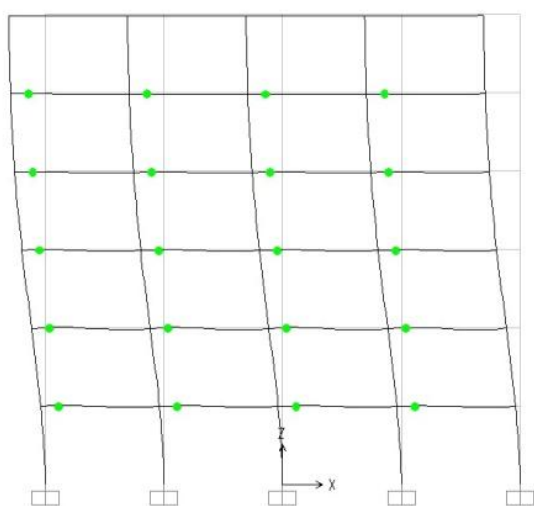
#### Risultati dell'analisi time-history per la struttura A

Fig. 6.2.1-1

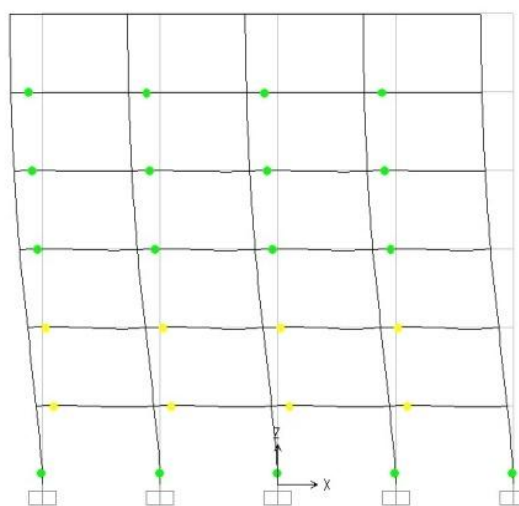
I risultati ottenuti si potranno unire con la curva di capacità della medesima struttura, al fine di confrontare la domanda di duttilità generata dalle analisi time-history e la reale capacità della struttura, definita dalla pushover:



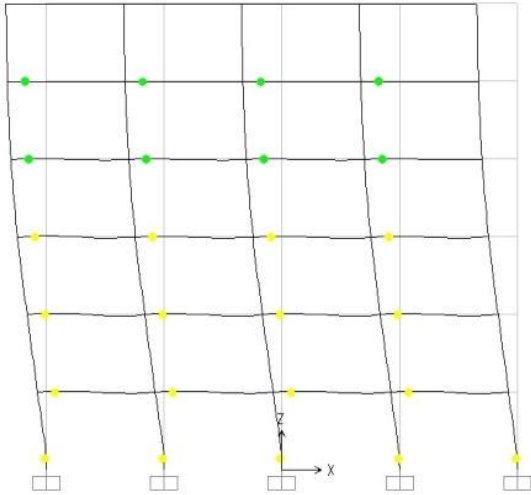
Al fine di verificare il meccanismo di formazione delle cerniere plastiche della struttura si procederà ad analizzare la formazione delle cerniere plastiche che si generano ad un determinato spostamento di indagine:



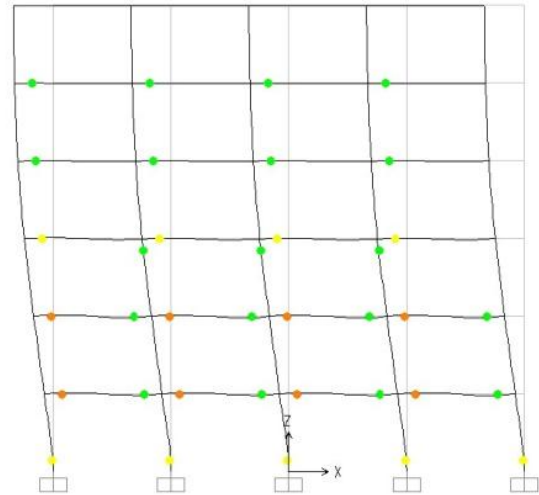
**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,08g**  
**Fig. 6.2.1-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,16g**  
**Fig. 6.2.1-4**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,24g**  
**Fig. 6.2.1-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,32g**  
**Fig. 6.2.1-4**

Come si nota dalle deformate strutturali, la formazione delle cerniere plastiche avviene soprattutto sulle travi in quanto sono state rispettate le regole di progetto sulla gerarchia delle resistenze. La formazione delle cerniere plastiche crea, a PGA elevate, un meccanismo di collasso globale. Tale meccanismo di collasso si differenzia da quello di piano per gli spostamenti molto più contenuti ottenuti in sommità.



## 6.2.2. Analisi Time History per la struttura A+:

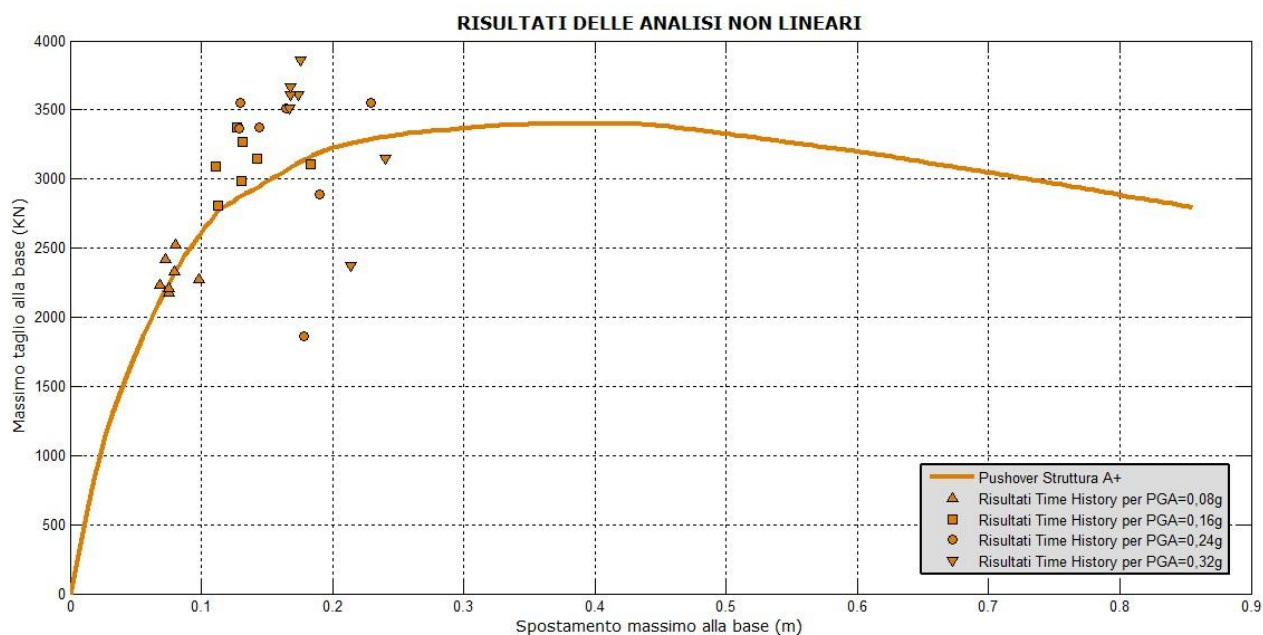
L'analisi dinamica non lineare, meglio conosciuta come analisi time history, ha presentato, per la struttura A+, i seguenti risultati:

STRUTTURA A+							
Risultati delle analisi Time History							
TH1	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2334,132 KN	2558,104 KN	2989,481 KN	3070,420 KN	3370,102 KN	3567,132 KN	3611,662 KN
δ <sub>max</sub>	0,0793 m	0,1091 m	0,1309 m	0,1404 m	0,1441 m	0,1470 m	0,1741 m
TH2	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2236,30 KN	2640,516 KN	3106,235 KN	3224,750 KN	3547,797 KN	3677,599 KN	3519,136 KN
δ <sub>max</sub>	0,0688 m	0,1023 m	0,1834 m	0,1837 m	0,2291 m	0,2467 m	0,1672 m
TH3	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2422,310KN	3151,559 KN	3370,992 KN	3520,785 KN	1863,864KN	2116,192 KN	2372,436 KN
δ <sub>max</sub>	0,0724 m	0,1013 m	0,1270 m	0,1543 m	0,1785 m	0,1931 m	0,2137 m
TH4	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2526,439KN	2772,245 KN	3087,813 KN	3268,810 KN	3554,335 KN	3490,072 KN	3607,842KN
δ <sub>max</sub>	0,0800 m	0,0959 m	0,1107 m	0,1258 m	0,1298 m	0,1539 m	0,1681 m
TH5	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2276,932 KN	2831,666 KN	3266,087KN	3397,245 KN	3361,827KN	3555,570 KN	3660,981 KN
δ <sub>max</sub>	0,0983 m	0,1266 m	0,1312 m	0,1396 m	0,1291 m	0,1382 m	0,1676 m
TH6	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2176,686	2529,801 KN	2806,075 KN	3273,206KN	3510,457 KN	3674,703 KN	3855,890 KN
δ <sub>max</sub>	0,0754 m	0,0969 m	0,1128 m	0,1399 m	0,1645 m	0,1943 m	0,1758 m
TH7	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2211,785 KN	2766,410 KN	3147,934 kN	2986,453 KN	2891,239 KN	2785,440 KN	3144,564 KN
δ <sub>max</sub>	0,0755 m	0,1084 m	0,1424 m	0,1683 m	0,1901 m	0,2116 m	0,2401 m
VALORI MEDI							
T <sub>max,m</sub>	2312,059KN	2748,757 KN	3577,243KN	3248,910 KN	3157,000KN	3266,673 KN	3396,216KN
δ <sub>max,m</sub>	0,0785 m	0,1058 m	0,1341 m	0,1503 m	0,1665 m	0,1835 m	0,1866 m
DOMANDE DI DUTTILITA'							
δ <sub>y,A+</sub> = 0,1045 m							
μ*	0,75	1,01	1,28	1,44	1,59	1,76	1,79

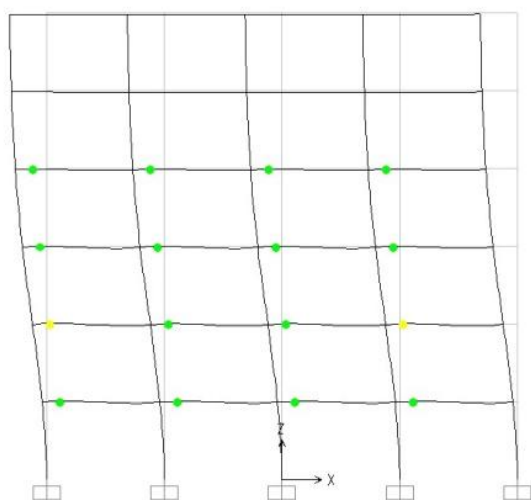
Risultati dell'analisi time-history per la struttura A+

Fig. 6.2.2-1

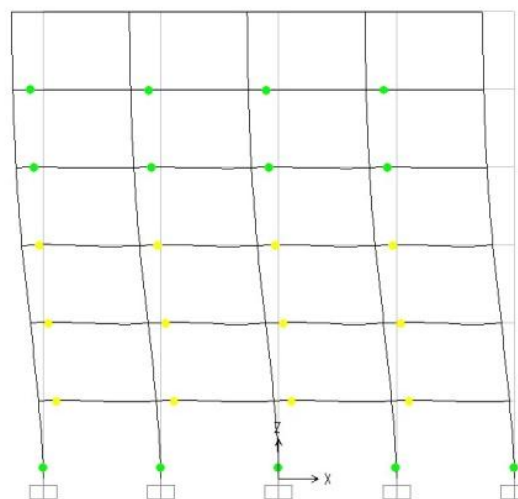
I risultati ottenuti si potranno unire con la curva di capacità della medesima struttura, al fine di confrontare la domanda di duttilità generata dalle analisi time-history e la reale capacità della struttura, definita dalla pushover:



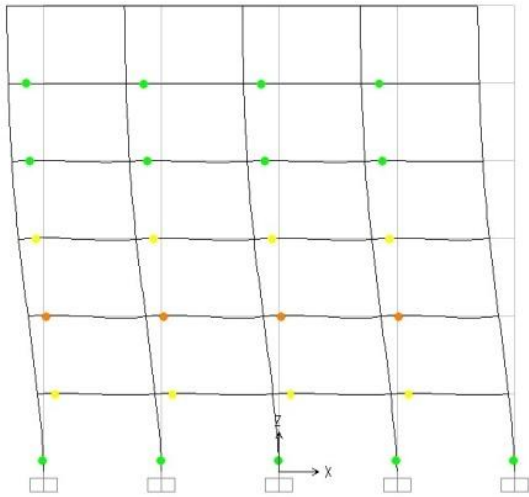
Al fine di verificare il meccanismo di formazione delle cerniere plastiche della struttura si procederà ad analizzare la formazione delle cerniere plastiche che si generano ad un determinato spostamento di indagine:



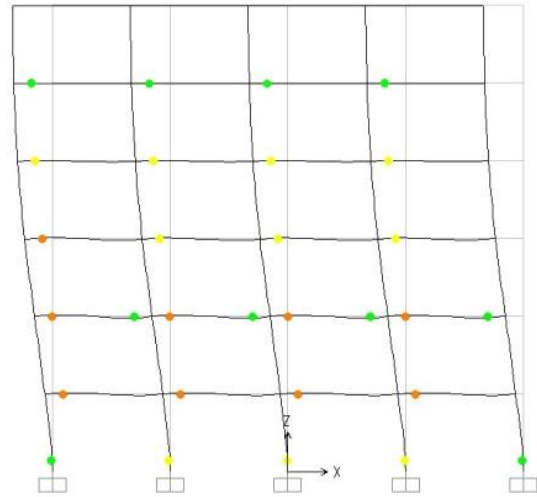
**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,08g**  
**Fig. 6.2.2-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,16g**  
**Fig. 6.2.2-4**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,24g**  
**Fig. 6.2.2-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,32g**  
**Fig. 6.2.2-4**

Come per la struttura A, si nota che la formazione delle cerniere plastiche avviene soprattutto sulle travi in quanto sono state rispettate le regole di progetto sulla gerarchia delle resistenze.

La struttura A+, essendo progettata con pilastri più resistenti, rispetto alla struttura A, manifesta un meccanismo globale di collasso più definito.

### 6.2.3. Analisi Time History per la struttura B:

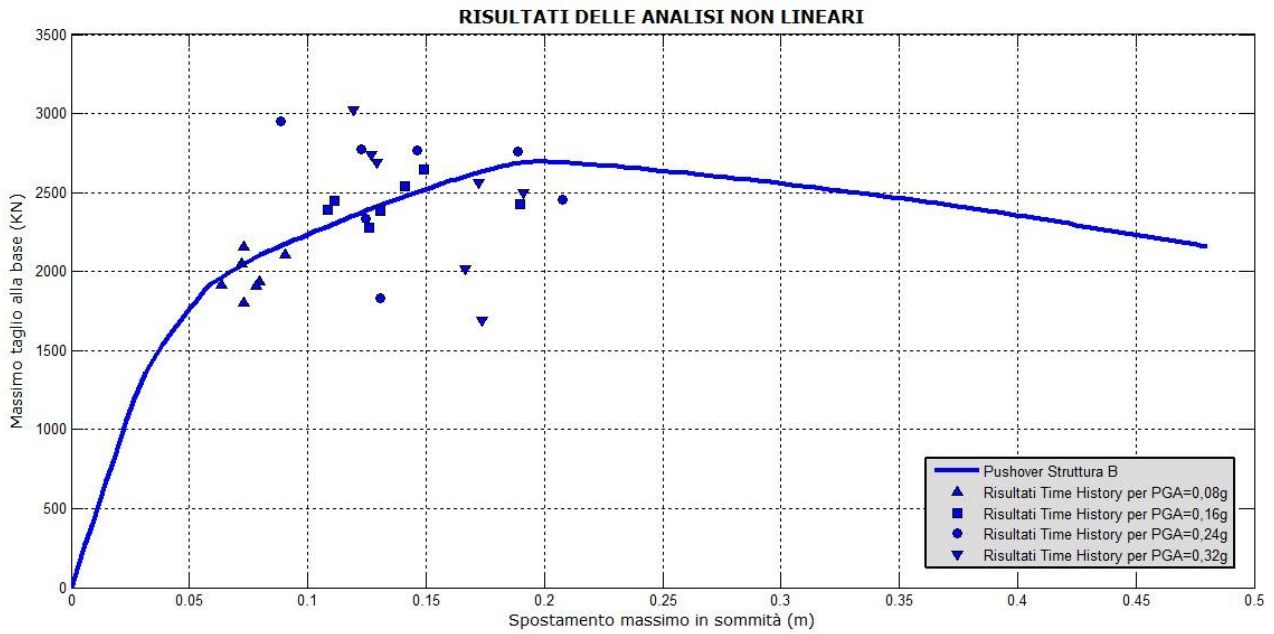
L'analisi dinamica non lineare, meglio conosciuta come analisi time history, ha presentato, per la struttura B, i seguenti risultati:

STRUTTURA B							
Risultati delle analisi Time History							
TH1	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1939,059 KN	2204,122 KN	2281,014 KN	2607,530 KN	2773,913 KN	2769,866 KN	2692,238 KN
δ <sub>max</sub>	0,0794 m	0,1132 m	0,1259 m	0,1376 m	0,1226 m	0,1444 m	0,1293 m
TH2	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1913,490 KN	2248,123 KN	2425,750 KN	2529,650 KN	2762,403 KN	2876,60 KN	2739,074 KN
δ <sub>max</sub>	0,0636 m	0,1192 m	0,1899 m	0,1558 m	0,1888 m	0,1224 m	0,1269 m
TH3	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2153,993 KN	2414,635 KN	2543,280 KN	2313,709 KN	1833,451 KN	1936,269 KN	2014,899 KN
δ <sub>max</sub>	0,0729 m	0,1030 m	0,1413 m	0,1710 m	0,1308 m	0,1495 m	0,1665 m
TH4	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2049,963 KN	2224,037 KN	2389,663 KN	2473,443 KN	2333,134 KN	2310,071 KN	2564,203 KN
δ <sub>max</sub>	0,0720 m	0,0858 m	0,1086 m	0,1142 m	0,1245 m	0,1401 m	0,1722 m
TH5	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	2106,476 KN	2359,738 KN	2386,272 KN	2585,669 KN	2764,779 KN	1514,356 KN	1690,318 KN
δ <sub>max</sub>	0,0903 m	0,1104 m	0,1307 m	0,1458 m	0,1461 m	0,1402 m	0,1736 m
TH6	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1802,420 KN	2149,708 KN	2950,669 KN	2756,285 KN	2950,669 KN	3042,928 KN	3021,844 KN
δ <sub>max</sub>	0,0732 m	0,0878 m	0,0886 m	0,1459 m	0,0886 m	0,1007 m	0,1191 m
TH7	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1910,017 KN	2227,271 KN	2649,162 KN	2525,891 KN	2456,218 KN	2438,114 KN	2495,204 KN
δ <sub>max</sub>	0,0784 m	0,1220 m	0,1490 m	0,1737 m	0,2074 m	0,1845 m	0,1913 m
VALORI MEDI							
T <sub>max,m</sub>	1982,203 KN	2260,805 KN	2431,674 KN	2541,740 KN	2553,510 KN	2469,781 KN	2459,683 KN
δ <sub>max,m</sub>	0,0757 m	0,1059 m	0,1367 m	0,1491 m	0,1441 m	0,1403 m	0,15,41 m
DOMANDE DI DUTTILITA'							
δ <sub>y,B</sub> = 0,0675 m							
μ*	1,12	1,57	2,03	2,21	2,13	2,08	2,28

Risultati dell'analisi time-history per la struttura B

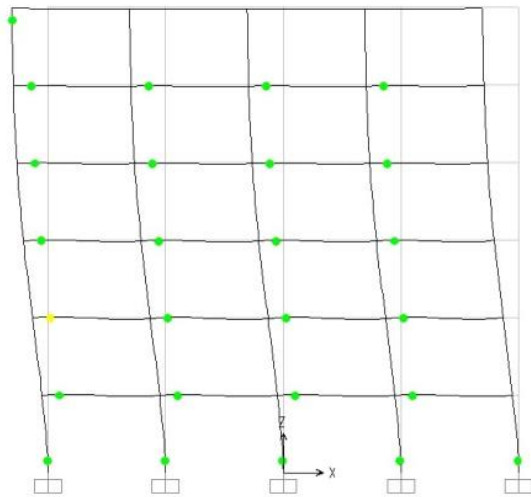
Fig. 6.2.3-1

I risultati ottenuti si potranno unire con la curva di capacità della medesima struttura, al fine di confrontare la domanda di duttilità generata dalle analisi time-history e la reale capacità della struttura, definita dalla pushover:

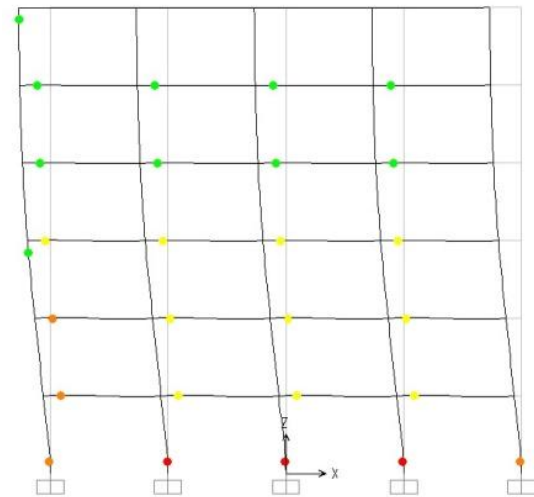


**Fig. 6.2.3-2**

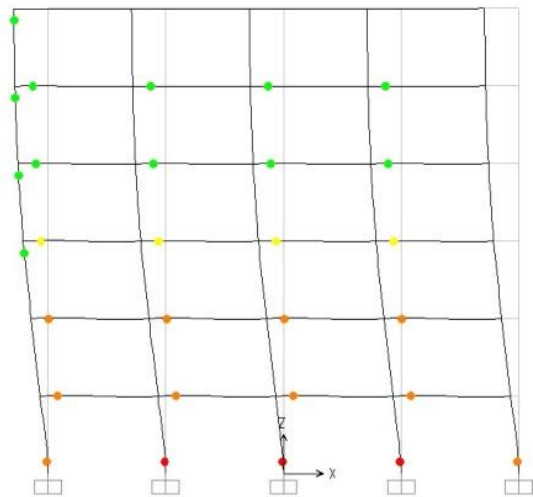
Al fine di verificare il meccanismo di formazione delle cerniere plastiche della struttura si procederà ad analizzare la formazione delle cerniere plastiche che si generano ad un determinato spostamento di indagine:



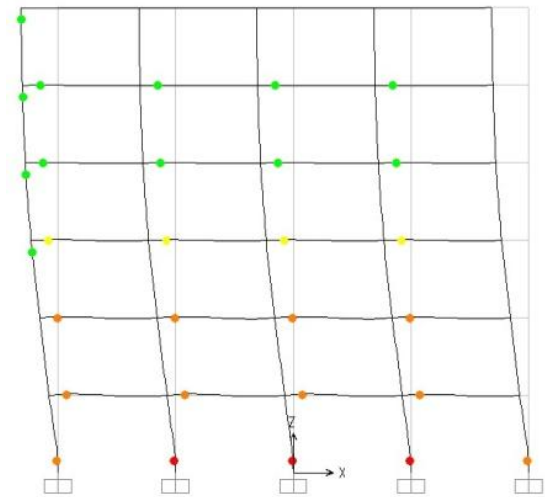
**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,08g**  
**Fig. 6.2.3-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,16g**  
**Fig. 6.2.3-4**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,24g**  
**Fig. 6.2.3-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA =0,32g**  
**Fig. 6.2.3-4**

Nella struttura B, non essendo stato seguito il principio della gerarchia delle resistenze, si vede il formarsi delle cerniere plastiche in elementi portanti, come pilastri. Il meccanismo di collasso di una struttura concepita in questo modo tende a diventare meccanismo di piano. Le conseguenze, sono una curva pushover più degradata ad ampi spostamenti e, quindi, un collasso più fragile.

### 6.2.4. Analisi Time History per la struttura C:

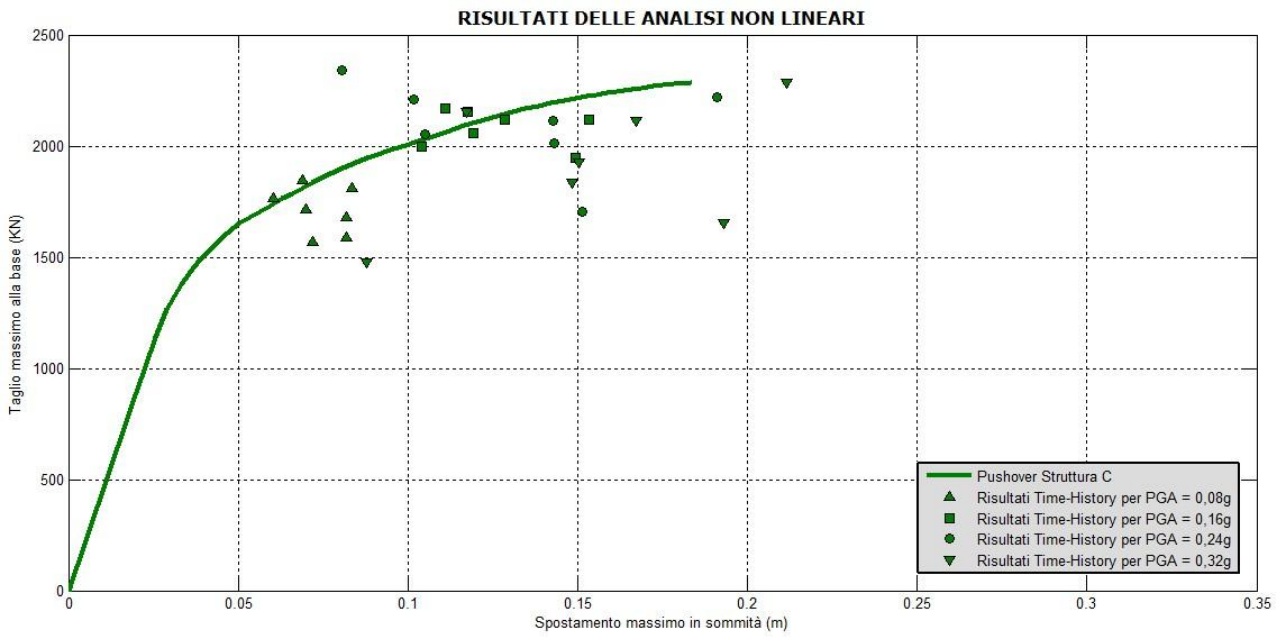
L'analisi dinamica non lineare, meglio conosciuta come analisi time history, ha presentato, per la struttura C, i seguenti risultati:

STRUTTURA C							
Risultati delle analisi Time History							
TH1	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1682,990 KN	1916,220 KN	2158,591 KN	1966,088 KN	2057,029 KN	2168,517 KN	2158,650 KN
δ <sub>max</sub>	0,0818 m	0,1161 m	0,1175 m	0,11048 m	0,1051 m	0,1142 m	0,1174 m
TH2	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1717,992 KN	2004,285 KN	2124,369 KN	2061,976 KN	2213,733 KN	2369,370 KN	1931,520 KN
δ <sub>max</sub>	0,0700 m	0,1442 m	0,1286 m	0,0999 m	0,1017 m	0,1259 m	0,1503 m
TH3	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1851,361 KN	2004,285 KN	2124,369KN	1587,239 KN	1706,661KN	1743,675 KN	1839,506KN
δ <sub>max</sub>	0,0689 m	0,1442 m	0,1286 m	0,1354 m	0,1512 m	0,1770 m	0,1483 m
TH4	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1769,502 KN	1942,694 KN	2063,895 KN	2052,5750 KN	2019,125KN	2160,000 KN	2290,149 KN
δ <sub>max</sub>	0,0605 m	0,0932 m	0,1191 m	0,1202 m	0,1432 m	0,1769 m	0,2116 m
TH5	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1814,667 KN	1757,367 KN	2000.880 KN	2136,168 KN	2226,159 KN	1507,347 KN	1656,136 KN
δ <sub>max</sub>	0,0836 m	0,1212 m	0,1041 m	0,1295 m	0,1909 m	0,1596 m	0,1929 m
TH6	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1569,402KN	1930,575 KN	2173,854 KN	2264,224 KN	2347,198 KN	1392,399 KN	1482,530 KN
δ <sub>max</sub>	0,0718 m	0,0865 m	0,1110 m	0,1337 m	0,0806 m	0,0847 m	0,0878 m
TH7	Scaling Factor 1	Scaling Factor 1,5	Scaling Factor 2	Scaling Factor 2,5	Scaling Factor 3	Scaling Factor 3,5	Scaling Factor 4
T <sub>max</sub>	1592,213 KN	1947,241 KN	2122,721 KN	1976,067 KN	2120,372 KN	2015,992 KN	2118,912 KN
δ <sub>max</sub>	0,0818 m	0,1127 m	0,1533 m	0,1260 m	0,1428 m	0,1415 m	0,1671 m
VALORI MEDI							
T <sub>max,m</sub>	1714,019 KN	1932,136	2085,013 KN	2006,336 KN	2098,611 KN	1908,186KN	1925,343 KN
δ <sub>max,m</sub>	0,0741 m	0,1124 m	0,1262 m	0,1214 m	0,1308 m	0,1400 m	0,1536 m
DOMANDE DI DUTTILITA'							
δ <sub>y,C</sub> = 0,0526 m							
μ*	1,41	2,14	2,40	2,31	2,47	2,66	2,92

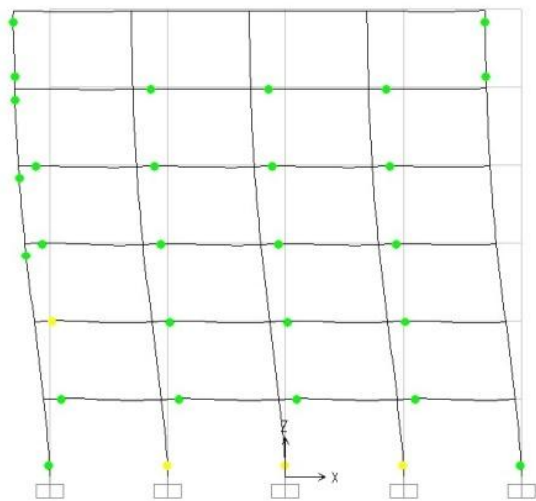
Risultati dell'analisi time-history per la struttura C

Fig. 6.2.4-1

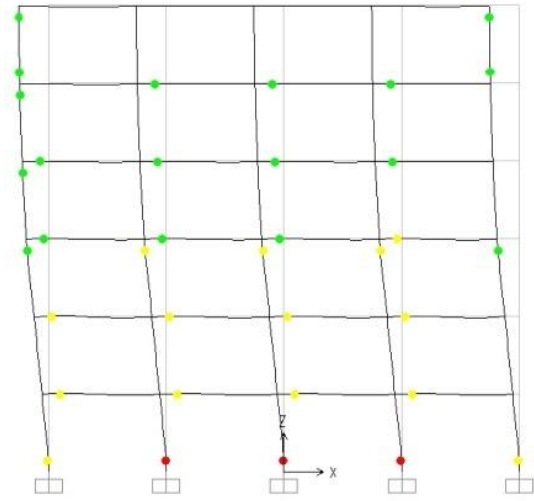
I risultati ottenuti si potranno unire con la curva di capacità della medesima struttura, al fine di confrontare la domanda di duttilità generata dalle analisi time-history e la reale capacità della struttura, definita dalla pushover:



Al fine di verificare il meccanismo di formazione delle cerniere plastiche della struttura si procederà ad analizzare la formazione delle cerniere plastiche che si generano ad un determinato spostamento di indagine:

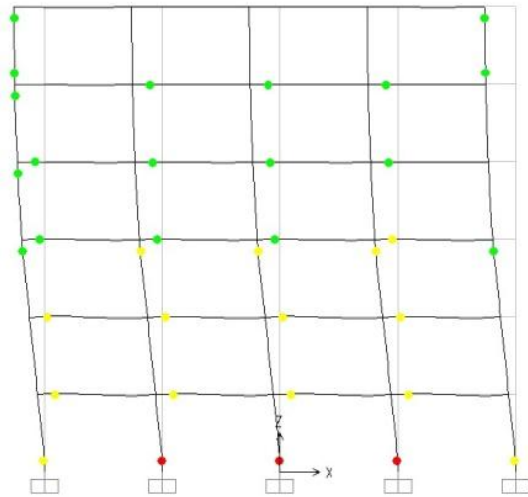


**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA = 0,08g**  
**Fig. 6.2.4-3**

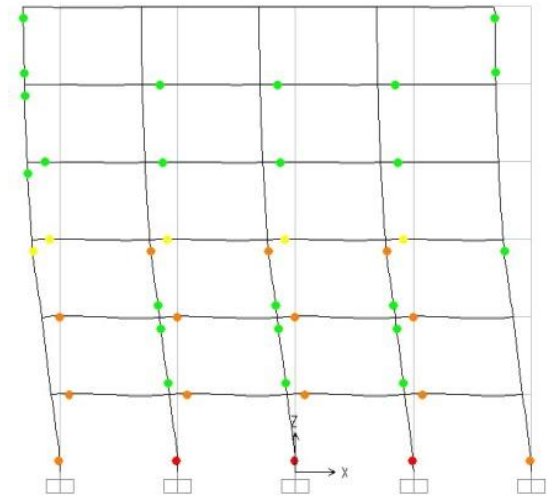


**Cerniere plastiche allo spostamento medio per PGA = 0,16g**  
**Fig. 6.2.4-4**





**Cerniere plastiche allo spostamento  
medio per PGA =0,24g  
Fig. 6.2.4-3**



**Cerniere plastiche allo spostamento  
medio per PGA =0,32g  
Fig. 6.2.4-4**

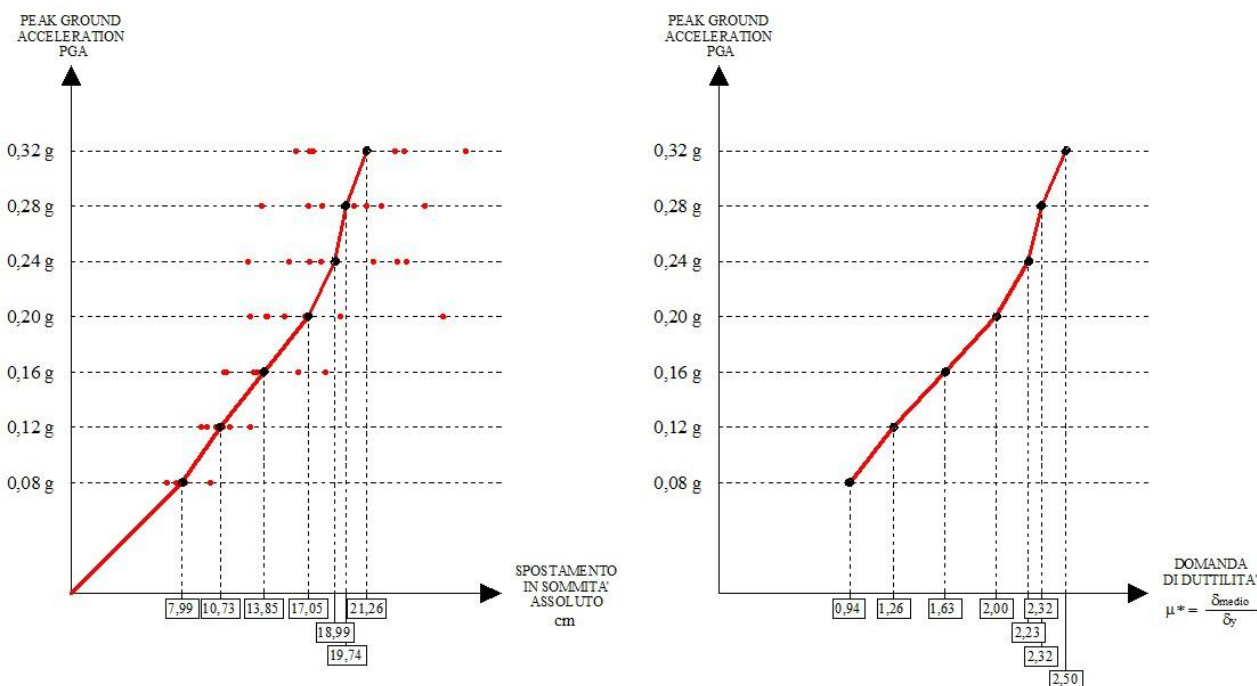
La struttura C, è stata concepita non rispettando il criterio di gerarchia delle resistenze e, a differenza della struttura B, presenta pilastri ancora meno resistenti. Tale costruzione presenta una capacità duttile nettamente inferiore rispetto le altre strutture, non manifestando per nulla il comportamento degradante visto nelle altre curve pushover. Tutto questo è attribuibile al forte meccanismo di piano che si instaura e all'elevato numero di cerniere plastiche che si creano sotto sisma. L'elevato numero di cerniere plastiche crea talmente tante labilità che riesce a innescare un meccanismo di collasso di piano, molto veloce.

### 6.3. Risultati ottenuti:

In questo paragrafo si metteranno a confronto i risultati ottenuti dalle analisi non lineari per le strutture A+,A,B,C. A seguito dei risultati delle time-history, è stato possibile ricavare curve chiamate IDA. Tali curve servono per i seguenti scopi:

- Migliorare la comprensione dell'andamento del rapporto risposta/domanda sismica ai vari livelli di sollecitazione;
- Interpretazione più accurata delle implicazioni di terremoti di grande intensità;
- Valutazione dei cambiamenti di comportamento degli edifici in termini di deformabilità, introdotti dal degrado di resistenza e rigidità della struttura;
- Determinazione della sollecitazione sismica che introduce il raggiungimento dei diversi livelli prestazionali della struttura.

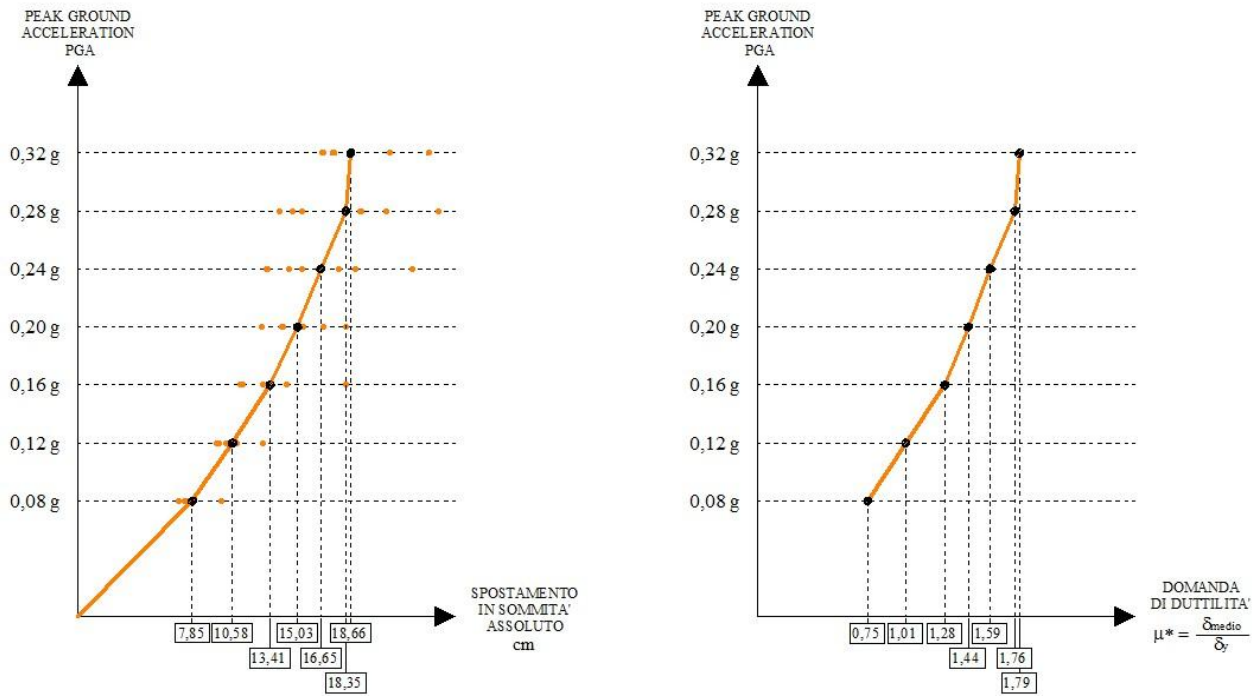
Le curve IDA risultanti per la struttura A sono state le seguenti:



Curve IDA per la struttura A

Fig. 6.3.1

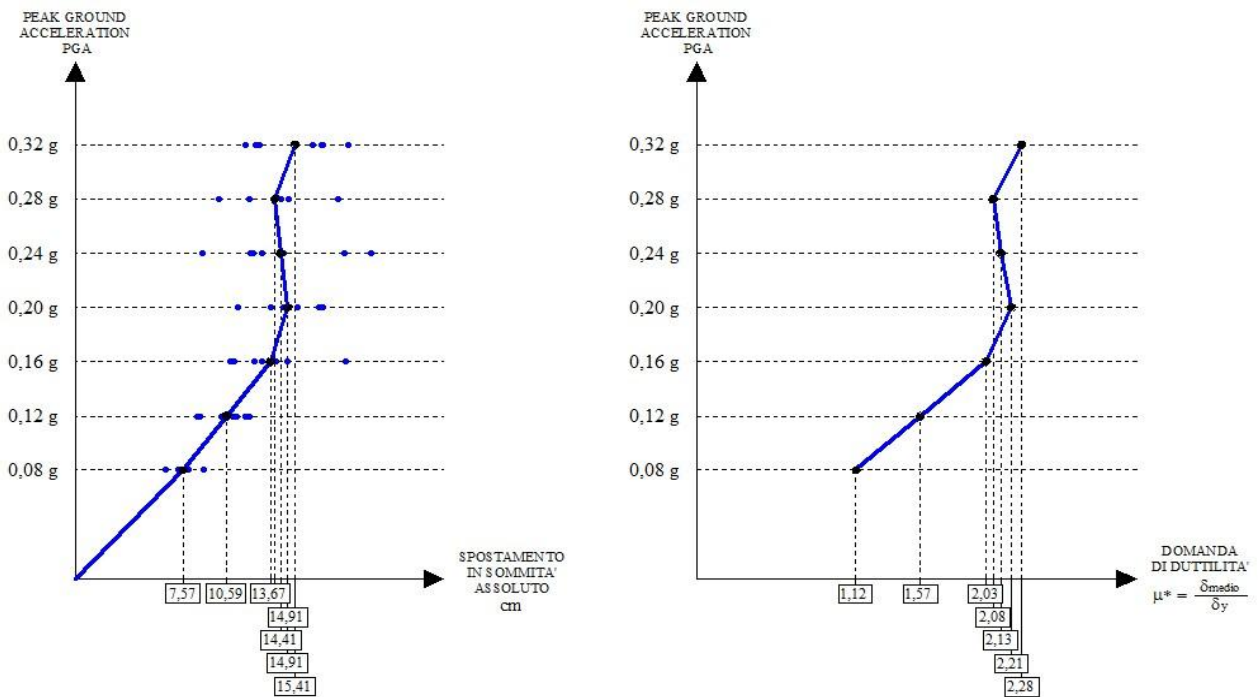
Le curve IDA risultanti per la struttura A+ sono state le seguenti:



Curve IDA per la struttura A+

Fig. 6.3.2

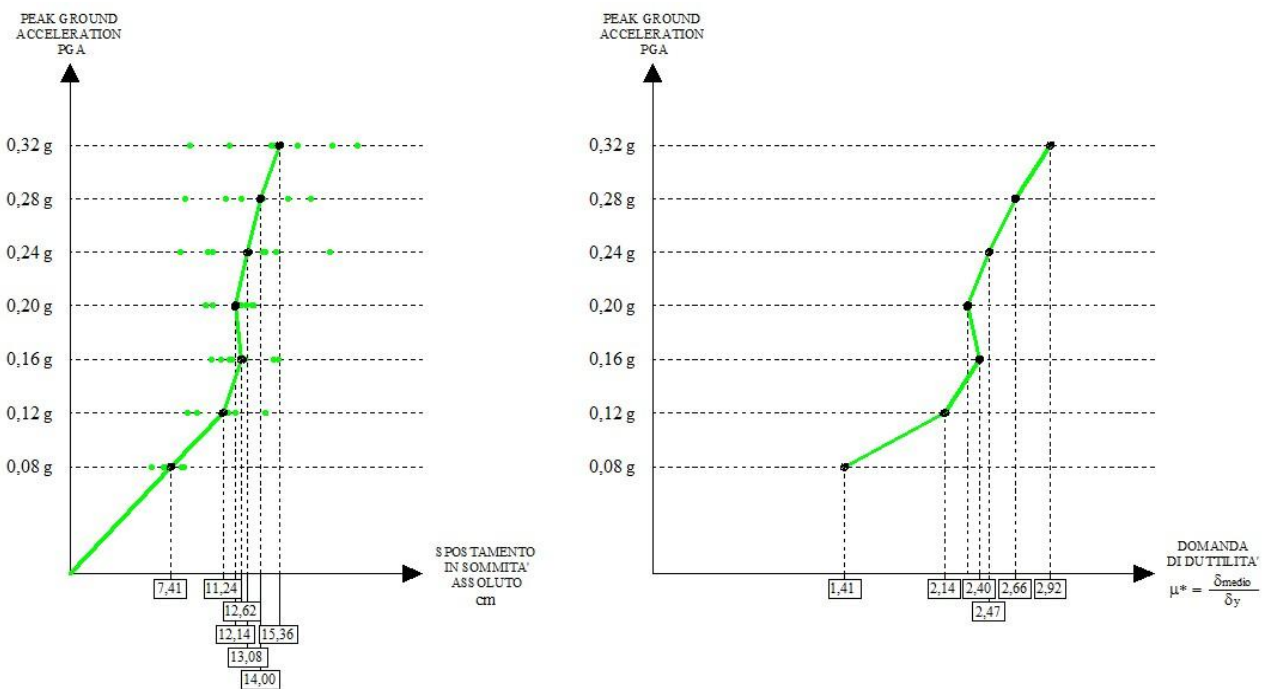
Le curve IDA risultanti per la struttura B sono state le seguenti:



Curve IDA per la struttura B

Fig. 6.3.3

Le curve IDA risultanti per la struttura C sono state le seguenti:

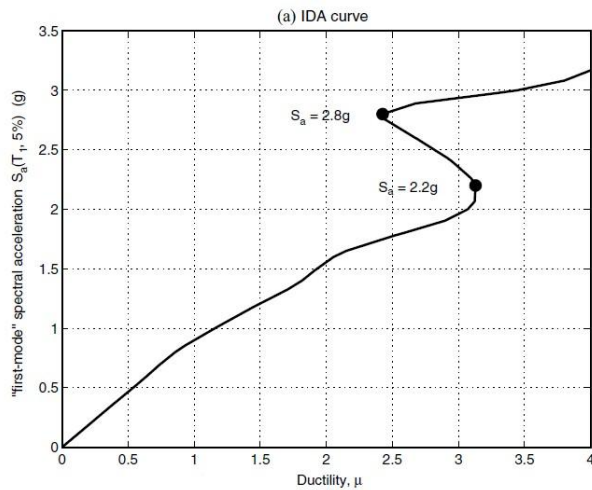


**Curve IDA per la struttura C**

**Fig. 6.3.4**

Le curva IDA della struttura B e C manifestano un comportamento anomalo. Contrariamente a quanto si penserebbe, per sismi di alta intensità si verifica una diminuzione della domanda di duttilità per aumentare nuovamente con l'aumentare della PGA. Tale fenomeno si definisce "Structural resurrection".

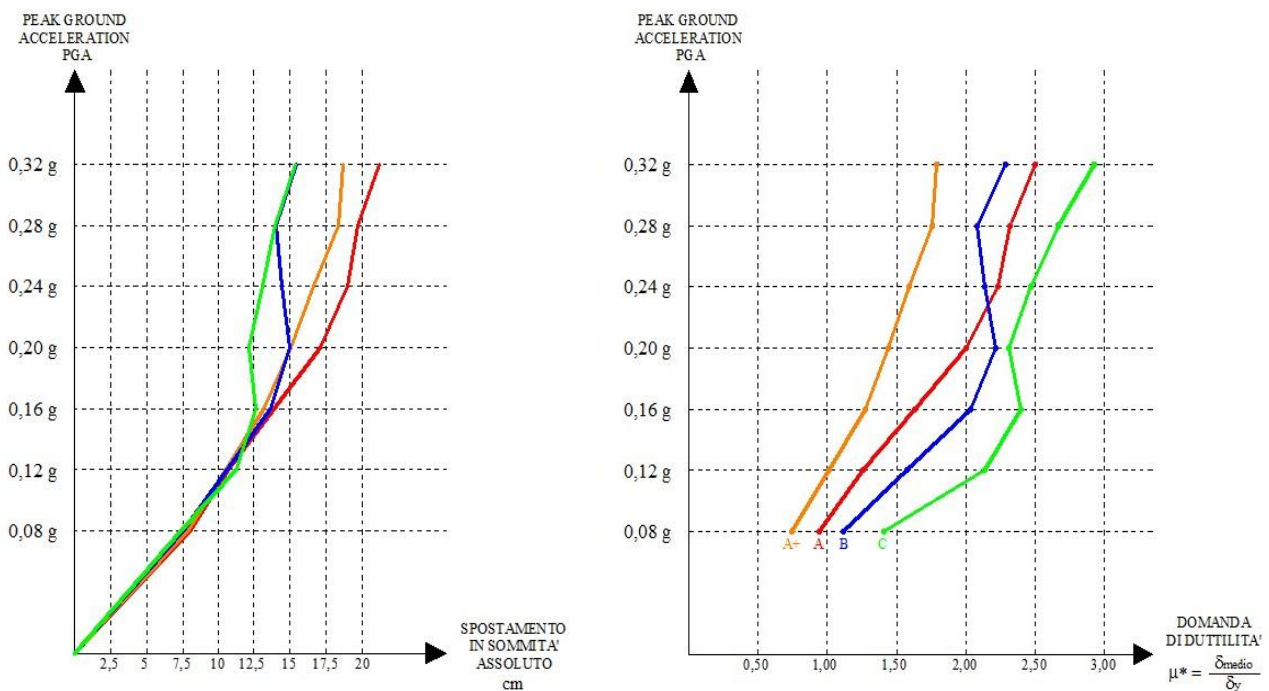
Questa mancata monotonia della curva IDA è un fenomeno riscontrato già per strutture a più gradi di libertà, ed è causato dalla comparsa di forti dissipazioni indotte dalla deformazione plastica di alcuni elementi strutturali. In sistemi, può capitare che una forte scossa iniziale produca lo snervamento di elementi strutturali presenti in un piano, il quale funge da dissipatore, tagliando parte dell'energia indotta dall'azione sismica e preservando gli altri piani dalla restante.



**Fenomeno "Structural resurrection"**

**Fig. 6.3.5**

Tornando ai risultati ottenuti, è possibile, ora, mettere a confronto tutte le curve IDA ottenute per le 4 strutture:



**Curve IDA a confronto**

**Fig. 6.3.6**

I risultati ottenuti hanno palesato che la domanda di duttilità di strutture concepite considerando le regole di progetto della normativa, manifestano una domanda di duttilità che è, in genere, più bassa delle strutture concepite senza seguire le regole di progetto della normativa.

In presenza del fenomeno “Structural resurrection” e per sismi con PGA elevata, si può addirittura manifestare una domanda di duttilità minore per strutture concepite senza considerare le regole di progetto della normativa.

Per PGA basse, invece, si è notato che strutture concepite secondo le regole di progetto della normativa, forniscono una domanda di duttilità che fa ricadere tali strutture ancora in campo elastico. Questo è concettualmente spiegabile considerando la grande armatura che le normative impongono nonostante le basse PGA per cui vengono progettate. Si ricorda, infatti, che le prescrizioni sulle armature vengono imposte dalla normativa indipendentemente dalla PGA di progetto.

Queste strutture, nonostante manifestino una domanda di duttilità esigua, non vuol dire che non siano duttili, bensì queste manterranno la propria capacità duttile per sismi più violenti. Infatti, si può notare come le curve di capacità della struttura A e A+ siano decisamente molto più plastiche, con valori di duttilità disponibile dell'ordine di 7-8.

Le strutture B e C, prodotte da un degradamento della struttura A , presentano capacità molto meno accentuate. Questo permette di verificare l'importanza del criterio di gerarchia delle resistenze imposto dalla normativa. Il rispetto di questa regola progettuale impedisce un brusco degradamento della curva di capacità, fa diminuire lo spostamento massimo in sommità della struttura a seguito del mancato innesco di un meccanismo di piano, e scongiurando una crisi fragile per snervamento degli elementi portanti.

## CONCLUSIONI:

La normativa vigente sulle costruzioni, approvata con DM 14/01/2008 fornisce indicazioni imperative su come progettare strutture sismoresistenti. La principale novità offerta dalla presente normativa è sintetizzata nell'offrire la più possibile duttilità alle strutture colpite da sisma. Tali indicazioni sono sviluppate, per strutture in c.a. nel capitolo 7 del testo della normativa.

Il dubbio che ha spinto la creazione di questa tesi risiede nel fatto che sebbene la normativa spinga, attraverso i requisiti dinamici, verso la progettazione di strutture sempre più duttili per sismi a medio-alta intensità, questo potrebbe non risultare vero per sismi di bassa intensità. Questa situazione rappresenterebbe una incoerenza che la normativa paleserebbe. La presente tesi, perciò, si è proposta di analizzare criticamente questo aspetto per mezzo della progettazione di due strutture in cemento armato, ubicate in sito a bassa sismicità.

E' stata progettata una struttura di riferimento seguendo diligentemente la normativa che si è presa come riferimento rispetto ad altre strutture: la seconda di queste è stata scelta come rappresentazione di un miglioramento del comportamento sotto sisma, la terza con un peggioramento dato dal mancato rispetto delle regole di progetto del capitolo 7, mentre la quarta ed ultima, con un peggioramento aggiuntivo evidenziato dal mancato rispetto delle regole di progetto del capitolo 4.

Tutte le strutture risultano costituite dai medesimi materiali da costruzione e dalle medesime cassetture, mentre la sostanziale differenza sarà rappresentata dalle diverse caratteristiche meccaniche conferite alle membrature.

Sono state modellate 4 strutture attraverso un predimensionamento iniziale, analisi statica ed un'analisi modale a spettro di risposta comune. E' stato verificato che i risultati ricavati per mezzo del SW SAP2000 fossero coerenti con i risultati ottenuti attraverso MATLAB, ovvero verificando in ogni momento che i risultati ottenuti siano stati coerenti con quanto la teoria avrebbe portato a credere.

La progettazione delle quattro strutture ha portato alla verifica finale della capacità in termini di spostamento (pushover). Dalle curve di capacità si è evinto che una progettazione sempre più rispettosa delle regole di progetto permette di aumentare la capacità della struttura a fronte di sismi di più alta intensità sebbene lo spettro di progetto abbia una PGA nettamente inferiore a quella che porterebbe al collasso. In particolare, si è dimostrato che definire modelli ove si verifichi l'ipotesi di trave debole-pilastro forte,

inneschi meccanismi di collasso globali sempre più definiti. Inoltre, è proprio il meccanismo di collasso e la progressiva formazione di cerniere plastiche che caratterizza il degradamento più o meno veloce superato il taglio massimo alla base della curva di capacità di una struttura.

L'influenza della bilinearizzazione sulle curve pushover, ha creato quattro differenti situazioni di snervamento, con snervamento sempre più veloce dalla struttura con armatura molto forte nei pilastri, fino a quella con armatura non regolamentare, nemmeno per i carichi statici. Questo fenomeno ha caratterizzato decisamente i risultati ottenuti alla fine di questa tesi, in termini di domanda di duttilità.

I risultati ottenuti in termini di domanda di duttilità hanno palesato che strutture rispettose delle regole di progetto della normativa, manifestano generalmente una domanda di duttilità minore rispetto a quella ottenibile con strutture non rispettose di tali fattori.

Nonostante questo, si è verificato il nascere di un fenomeno particolare che evidenzia un allontanamento da una monotonia le curve IDA di strutture non rispettose delle regole di progetto della normativa. Ciò si è attribuito al fenomeno "Structural resurrection" e sotto PGA elevate, dove si presenta una domanda di duttilità minore per strutture concepite senza rispettare le regole di progetto sulle limitazioni d'armatura. Tale risultato è stato inaspettato rispetto alla ricerca ipotizzata, ma documentato in articoli internazionali.

Per PGA basse, invece, si è notato che strutture concepite secondo le regole di progetto della normativa, forniscono una domanda di duttilità che fa ricadere tali strutture ancora in campo elastico. Questo è concettualmente spiegabile considerando la grande armatura che le normative impongono nonostante le basse PGA per cui vengono progettate. Si ricorda, infatti, che le prescrizioni sulle armature vengono imposte dalla normativa indipendentemente dalla PGA di progetto.

Queste strutture, nonostante manifestino una domanda di duttilità esigua, non vuol dire che non siano duttili, bensì, queste, manterranno la propria capacità duttile per sismi più violenti. Infatti, si può notare come le curve di capacità delle strutture rispettose delle regole di progetto sull'armatura minima e la gerarchia delle resistenze siano decisamente molto più plastiche, con valori di duttilità disponibile dell'ordine di 7-8.

Le strutture non rispettose delle suddette regole di progetto, prodotte da un degradamento della struttura di paragone, presentano capacità molto meno accentuate. Questo permette di verificare l'importanza del criterio di gerarchia delle resistenze imposto dalla normativa. Il rispetto di questa regola progettuale impedisce un brusco degradamento della curva di capacità, fa diminuire lo spostamento massimo in sommità della struttura a seguito del



mancato innesco di un meccanismo di piano, e scongiurando una crisi fragile per snervamento degli elementi portanti.

Detto ciò, si dimostra la tesi iniziale di questo elaborato e si conclude tale documento e la valutazione critica dell'influenza delle regole di progetto nei riguardi dell'armatura minima e del capacity design.

## BIBLIOGRAFIA:

- L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi, *“Criteri di progettazione antisismica degli edifici”*, IUSS Press;
- E. Cosenza, G. Manfredi, M. Pecce, *“Strutture in cemento armato: basi della progettazione”*, Milano Hoepli (2008);
- G. Albano, *“Cemento Armato: Calcolo pratico agli stati limite”*, Maggioli Editore Santarcangelo di Romagna (RN) (2010);
- A. Ghersi, *“Il cemento armato: Dalle tensioni ammissibili agli stati limite, un approccio unitario”*, Palermo D. Flaccovio (2009);
- A. Migliacci, F. Nola, *“Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.”*, Parte prima, Casa Editrice Ambrosiana (2006);
- *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n.29 del 04/02/2008;
- Circolare 02/02/2009 n.617 Istruzioni per l'applicazione delle *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”* di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27) pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 47 del 26/02/2009;
- Anil K. Chopra, *“Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering”*;
- D. Vamvatsikos, A. Cornell, *“Incremental dynamic analysis”*, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, U.S.A., 2002.

## RINGRAZIAMENTI:

Questa tesi rappresenta il risultato finale di un percorso formativo iniziato diversi anni fa. In questo percorso tante sono state le persone incontrate tra i compagni di corso e molte le occasioni in cui sono stato spronato, nell'affrontare la facoltà di ingegneria con la giusta diligenza. Ringrazio tutti quelli con cui ho lavorato o in qualche modo collaborato.

In tutto questo tempo, passato come studente, non posso che ringraziare **la mia famiglia** per avermi permesso l'ingresso alla facoltà sino dai primi anni. Non è assolutamente trascurabile l'apporto psicologico che un luogo caldo e tranquillo possa offrire per maturare il giusto relax che concilia la concentrazione. Ringrazio inoltre di nuovo loro anche per avermi aiutato, soprattutto negli ultimi giorni, in cui tutto il lavoro di mesi si è accumulato per la stesura finale del testo.

Ringrazio il Dott. Ing. **Stefano Silvestri** per la cordiale disponibilità offertami durante i ricevimenti, nonostante i numerosi impegni che lo occupavano. E' stato un vero piacere apprendere le conoscenze necessarie per lo svolgimento della tesi. Inoltre, lo ringrazio nuovamente per avermi dato alcune informazioni utili per risolvere alcune situazioni singolari del mio corso di studio, permettendomi di conseguire la laurea senza ulteriori pensieri.

Ringrazio il Prof. Ing. **Tomaso Trombetti** per il tempo dedicatomi per la presentazione del tutto il lavoro digitale. Una presentazione agile dell'argomento ha facilitato la discussione orale e chiarito concetti anche difficili da esprimere.

Ringrazio **Gianluca Sozio** per avermi fornito alcuni portatili in grado di svolgere parte delle numerose e lunghe analisi svolte per supportare la tesi di questo elaborato. Persona conosciuta durante attività di volontariato per la "*Pubblica Assistenza Croce del Navile*", con la quale condivido la medesima presenza all'interno del suo consiglio direttivo.

Concludo questa tesi, e il mio periodo da studente universitario, ricordando un famoso aforisma che in questi anni ho ricordato più volte:

*"Il segreto del successo è passare da un fallimento all'altro senza demoralizzarsi mai"*

*Winston Churchill*