



PEGASO

Università Telematica

D.M. 20 04 2006 G.U. n° 118 del 23 05 2006

UNIVERSITÀ TELEMATICA PEGASO

Corso di laurea in
INGEGNERIA CIVILE L 7

Insegnamento di
TECNICA DELLE COSTRUZIONI

**LA DUTTILITA' NEGLI EDIFICI IN
CEMENTO ARMATO**

Confronto tra le Classi di Duttività Alta e Bassa

RELATORE:

Prof. Ing. Francesco FABBROCINO

CANDIDATO:

Cinzia BERNARDINI

Matricola 070130200

Anno Accademico

2014 - 2015

SOMMARIO

INTRODUZIONE	4
1. LA DUTTILITA'	6
1.1 <i>Il concetto di Duttilità</i>	6
1.2 <i>La Duttilità e la progettazione agli Stati Limite</i>	9
1.3 <i>La duttilità permette e impone</i>	13
1.4 <i>La duttilità e la Gerarchia delle Resistenze</i>	15
1.5 <i>La duttilità dei materiali</i>	18
1.6 <i>La duttilità della sezione</i>	20
1.7 <i>La duttilità dell'elemento</i>	30
1.8 <i>La duttilità della struttura</i>	30
2 LE DIFFERENZE TRA LE CLASSI DI DUTTILITA' ALTA E BASSA NELLE "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" DI CUI AL D.M.14/01/2008.....	33
2.1 <i>Differenze tra CD"A" e CD"B" nel D.M. 14/01/2008</i>	33
3 IPOTESI PROGETTUALE IN CLASSE DI DUTTILITA' ALTA (CD"A") E IN CLASSE DI DUTTILITA' BASSA (CD"B") E CRITERI DI MODELLAZIONE.....	43
3.1 <i>Descrizione dell'immobile</i>	44
3.2 <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	57
3.3 <i>Tipo di analisi svolta</i>	58
3.4 <i>Criteri generali di modellazione</i>	58
3.4.1 <i>Trave di fondazione</i>	58
3.4.2 <i>Impalcato</i>	60
3.4.3 <i>Travi a Spessore</i>	61
3.4.4 <i>Sezioni fessurate</i>	65
3.4.5 <i>Regolarità</i>	67
3.5 <i>Schemi tridimensionali dell'immobile</i>	68
3.6 <i>La duttilità e la scelta del fattore di struttura "q"</i>	70
3.6.1 <i>Scelta del fattore di struttura per il piano interrato</i>	70
3.6.2 <i>Scelta del fattore di struttura per la sovrastruttura</i>	78
3.6.3 <i>Scelta del fattore di struttura per il vano ascensore</i>	80
3.7 <i>La duttilità nell'analisi modale: Lo spettro di Progetto</i>	80
3.7.1 <i>Determinazione dell'azione di progetto tramite SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 per fattore di struttura unitario</i>	81
3.7.2 <i>Determinazione dell'azione di progetto tramite SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 in CD"A"</i>	83
3.7.3 <i>Determinazione dell'azione di progetto tramite SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 in CD"B"</i>	85
3.7.4 <i>Spettri e i risultati significativi dell'analisi dinamica lineare utilizzati dal programma di Analisi</i>	87
3.7.5 <i>Modi di vibrare della struttura</i>	95
4 CONFRONTI TRA LA CLASSE DI DUTTILITA' ALTA (CD"A") E LA CLASSE DI DUTTILITA' BASSA (CD"B").....	100
4.1 <i>Confronto tra gli spettri</i>	100
4.2 <i>Confronto tra i Momenti</i>	105
4.3 <i>Confronto delle armature</i>	115
5 CONCLUSIONI	121
BIBLIOGRAFIA	125

UNIVERSITÀ TELEMATICA PEGASO

Corso di laurea in Ingegneria Civile L-7

Tesi di laurea in Tecnica delle Costruzioni

LA DUTTILITA' NEGLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Confronto tra le Classi di Duttilità Alta e Bassa

INTRODUZIONE

Il Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 – Supplemento Ordinario n. 30, ha approvato le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

In considerazione del carattere innovativo delle Norme il Ministero delle Infrastrutture ha emanato la Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Supplemento Ordinario n. 27, al fine di rendere più agevole e univoca l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Scorrendo il D.M. 14/01/2008 e la circolare 02/02/2009, in riferimento alle strutture in cemento armato, si nota subito il frequente ricorso al tema della DUTTILITA’.

Le strutture progettate secondo le normative di nuova generazione si basano su una procedura di progettazione in cui la domanda di spostamento, e non il rapporto tra forza agente e forza resistente, diventa la grandezza principale della progettazione. Il conseguimento di una valida capacità di spostamento si ottiene utilizzando criteri e regole supplementari di buona progettazione che le norme precedenti non contenevano.

Il primo e fondamentale criterio è quello di assegnare una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali, in modo che il collasso di alcuni preceda o impedisca il collasso di altri, il cui cedimento risulterebbe critico nei confronti del collasso globale della struttura. Ad esempio il cedimento delle travi deve precedere quello dei pilastri, fornendo una resistenza di poco superiore a quella delle travi che su di essi si innescano. Le regole supplementari per il progetto degli elementi strutturali mirano a consentire deformazioni cicliche ripetute e di grande ampiezza in campo anelastico.

Tali deformazioni devono essere sopportate dagli elementi strutturali senza che essi perdano la loro integrità e la loro funzione statica. La capacità di deformazione anelastica si può sintetizzare con il termine duttilità.

Le NTC2008, sono calibrate per due Classi di Duttilità (CD): alta (CD"A") e bassa (CD"B").

Nelle stesse sono presenti numerose differenze a seconda se si consideri una struttura in CD"A" o CD"B".

Dette differenze riguardano ad esempio:

- La sovraresistenza che è valutata in modo diverso per CD"A" e per CD"B". La resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative viene moltiplicata per un opportuno coefficiente di sovraresistenza (γ_{Rd}), assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD"A" e ad 1,1 per CD"B";
- Il fattore di struttura da utilizzare (q), è legato al q_0 che è diverso a seconda della tipologia strutturale utilizzata e della Classe di Duttilità (CD) adottata.

Da quanto sopra mi è venuto naturale chiedere: "Quando si usa la Classe di Duttilità Alta (CD"A") e quando la Classe di Duttilità Bassa (CD"B")?"

Alla mia domanda è stato risposto: "Lo decide il Progettista".

E da quella risposta, una nuova domanda: "In base a cosa il progettista decide di scegliere l'una o l'altra possibilità e quali vantaggi vuole o può averne?"

A questa domanda ho cercato di rispondere in questa sede, confrontando i risultati su un edificio seguendo i criteri e le regole di progettazione di bassa ed alta duttilità.

1. LA DUTTILITA'

1.1 Il concetto di Duttilità

La risposta di una struttura sottoposta ad azione sismica di elevata entità è associata alla sua capacità di assorbire e dissipare energia. Quindi progettare una struttura in zona sismica, significa adottare criteri che siano in grado di massimizzare la capacità di dissipazione d'energia senza dover raggiungere resistenze estremamente elevate.

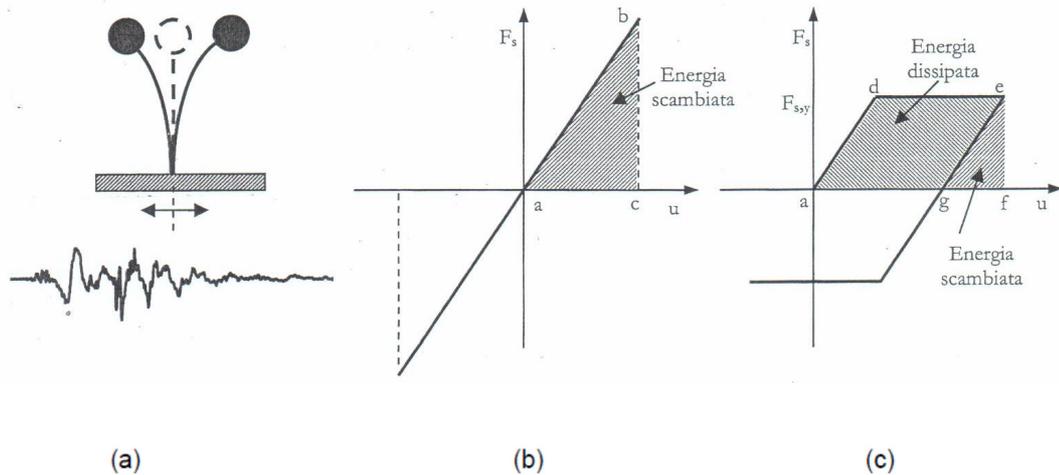
Se si volesse mantenere un comportamento elastico si realizzerebbero edifici che non si danneggerebbero in modo significativo sotto l'azione sismica di progetto, ma sarebbero estremamente pesanti, costosi e di notevoli dimensioni.

L'obiettivo di una struttura sismo-resistente è, dunque, quello di riuscire, pur subendo danneggiamenti, a mantenere la capacità di resistenza in caso di sisma violento e, per terremoti di minore entità, di non subire danneggiamenti nelle strutture secondarie e negli impianti.

Pensare a strutture che riescano a superare la risposta elastica e rispondano in modo anelastico, attribuendo ad esse la capacità di deformarsi anelasticamente, consente di avere edifici con elementi strutturali non eccessivamente dimensionati ma che comunque garantiscano la sicurezza anche per terremoti piuttosto violenti.

Questo perché in campo anelastico alla capacità deformativa della struttura si associa anche una capacità dissipativa.

Se si prende come esempio un sistema ad un grado di libertà eccitato alla base come quello in figura (Fig. 1.1):



(a) Sistema a un grado di libertà eccitato alla base; (b) risposta elastica non smorzata; (c) risposta anelastica.

Figura1.1

- nel caso di risposta elastica non smorzata (Fig.1.1b) vi sarà un'oscillazione continua attorno alla posizione originaria causata dall'energia trasmessa dal sisma.

Il sistema accumula l'energia del sisma sotto forma di energia di deformazione e di energia cinetica, non la disperde in quanto si suppone non dissipativo, vi è quindi uno scambio continuo tra l'energia potenziale che fa allontanare il sistema dalla posizione originaria ed è responsabile della sua deformazione e l'energia cinetica che è responsabile del ritorno del sistema nella posizione iniziale.

- Nel caso di risposta anelastica (Fig.1.1c) il sistema oscillerà accumulando deformazioni anelastiche e descrivendo dei cicli isteretici.

Il sistema, se ha una capacità inferiore alla forza d'inerzia indotta dal sisma, risponde entrando in campo non lineare, subendo deformazioni irreversibili.

L'energia trasmessa dal sisma, quindi, in parte verrà dissipata dal sistema a seguito delle deformazioni e solo in parte verrà trasformata in energia cinetica.

Questi sistemi, dotati della capacità di dissipare energia deformandosi anelasticamente senza perdita di resistenza, riescono a sopportare sismi di elevata intensità, pur avendo una limitata resistenza, grazie all'aumento della capacità di smorzamento.

Ad ogni modo, in un sistema lasciato libero di vibrare vi sono delle oscillazioni sempre minori in quanto si attua la dispersione di energia tramite le fondazioni, la frizione tra elementi strutturali e non strutturali e la frizione tra parti di elementi; si innesca quindi uno smorzamento non isteretico il cui coefficiente di smorzamento può essere assunto pari al 5%.

Lo smorzamento isteretico, invece, tiene conto anche del contributo dovuto alla risposta anelastica del sistema ed è caratterizzato da valori di smorzamento elevati.

Progettare elasticamente inoltre, vuol dire verificare localmente che la capacità della struttura sia sempre superiore alla domanda e vuol dire chiedere che, in ogni sezione, il carico di progetto non causi il raggiungimento della condizione ultima. Per il calcestruzzo armato, per esempio, i valori utilizzati per le verifiche dell'acciaio e del calcestruzzo, pari al 10‰ e 3.5‰ sono ben inferiori alle deformazioni ultime dei materiali e quindi anche a quelle che una sezione può sopportare prima di raggiungere l'effettivo collasso.

Ma la rarità che si raggiunga la condizione ultima, ovvero che nelle zone sismiche si manifesti l'evento sismico, consente al progettista di pensare e di progettare anelasticamente.

L'evento sismico, infatti, si manifesta raramente nel corso della vita nominale della struttura, ad intervalli variabili e sempre maggiori per sismi di intensità maggiore.

Il progettista, quindi progettando anelasticamente, può far sì che la struttura si deformi oltre il limite elastico ammettendo anche danneggiamenti purché questa mantenga la capacità di sopportare carichi verticali e non si verifichino, oltre che rotture locali, fenomeni di instabilità.

1.2 La Duttilità e la progettazione agli Stati Limite

La grandezza principale della progettazione non è più il rapporto tra forza agente e forza reagente, bensì la domanda di spostamento, e si introduce così la procedura di progettazione agli stati limite indicata anche con il termine “performance-based design”.

Per “Stato Limite” si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Si identificano in questo modo i livelli di sicurezza e le prestazioni che si devono valutare per una struttura o parte di essa in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita nominale della struttura stessa.

Le strutture devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): consistenti nella capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): consistenti nella capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio si suddividono altresì in:

- Stato Limite di Operatività (SLO): nel quale a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): nel quale a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

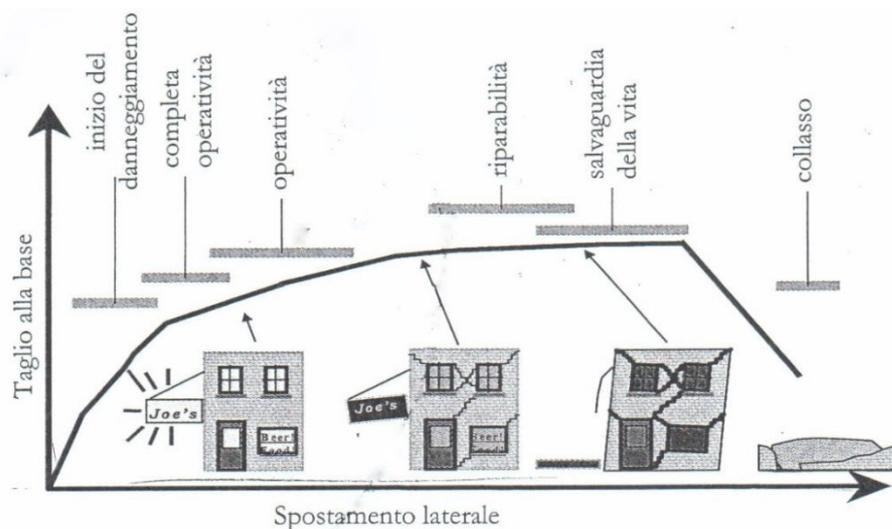
Gli stati limite ultimi si suddividono in:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): nel quale a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di

rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): nel quale a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nella figura seguente viene riportata la risposta globale di un edificio, in termini di spostamento, al variare dell'intensità del sisma e in riferimento a questo, i livelli di prestazione che riesce a mantenere fino ad arrivare al collasso.



Performance-based design

Figura 1.2

Da quanto indicato per i diversi stati limite, il comportamento di una struttura sotto l'azione sismica è caratterizzato da tre grandezze fondamentali: la rigidezza, la resistenza e la duttilità.

- Per terremoti di piccola e media intensità una struttura deve essere sufficientemente rigida in modo da minimizzare i danni strutturali;
- Per terremoti di media intensità una struttura deve essere sufficientemente resistente per assicurare che rimanga in campo elastico e vengano minimizzati danni strutturali e non;
- Per terremoti di elevata intensità una struttura deve avere sufficientemente capacità di spostamento, duttilità, per potersi deformare senza perdita di eccessiva resistenza.

Per capire i concetti di rigidità, resistenza e duttilità si prende ad esempio la curva caratteristica forza-spostamento di un elemento in calcestruzzo armato soggetto ad uno spostamento crescente in modo monotono in cui:

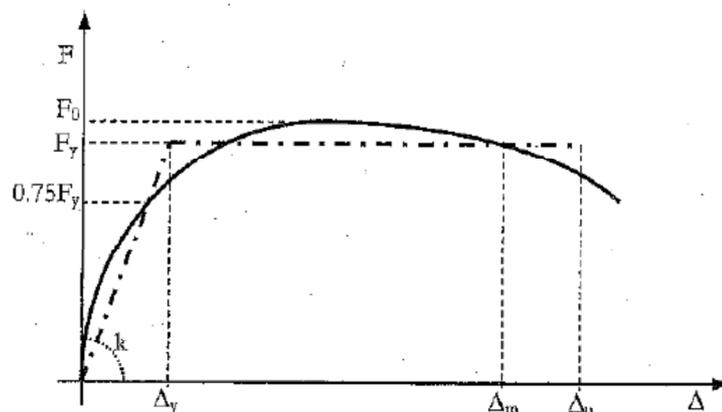
F_y è la forza al limite del comportamento elastico,

Δ_y è lo spostamento al limite del comportamento elastico,

F_0 è la massima forza che l'elemento è in grado di sopportare,

Δ_m è il massimo spostamento ammesso nei calcoli,

Δ_u è lo spostamento di collasso e deve essere maggiore di Δ_m .



Tipica risposta forza –spostamento per elemento in calcestruzzo armato

Figura 1.3

Dal grafico si ricava che:

- la rigidezza $k = F_y / \Delta_y$ è la quantità che mette in relazione in campo elastico, carichi e spostamenti dell'elemento strutturale nonché dell'intera struttura;
- la resistenza F_y è la massima forza che l'elemento strutturale nonché dell'intera struttura può sopportare rimanendo in campo elastico;
- la duttilità o capacità di duttilità $\mu = \Delta / \Delta_y$ è lo spostamento che si ammette possa essere subito dalla struttura per un determinato livello di evento sismico.

Per la verifica allo Stato Limite Ultimo la capacità di duttilità (di spostamento) ammessa (che in questo caso è pari alla duttilità massima ammessa nei calcoli) è data dal rapporto tra il massimo spostamento ammesso nei calcoli e lo spostamento corrispondente al limite del comportamento elastico. Lo spostamento massimo ammesso deve essere però inferiore allo spostamento di collasso $\mu_c = \mu_m = \Delta_m / \Delta_y$.

Per la verifica allo Stato Limite di Esercizio la capacità di duttilità μ_c sarà di poco superiore all'unità.

E' essenziale quindi, per applicare la teoria degli stati limite o "performance-based design", definire e capire il concetto di duttilità, la sua importanza nella progettazione sismica, il legame tra duttilità locale e duttilità globale e il legame tra duttilità globale e forze di progetto.

1.3 La duttilità permette e impone.

La duttilità è strettamente correlata alla capacità dell'elemento di deformarsi anelasticamente e alla sua capacità di dissipare energia: più la struttura è in grado di subire spostamenti oltre il limite elastico, più è in grado di dissipare energia attraverso deformazioni anelastiche caratterizzate da cicli isteretici più o meno ampi a secondo delle caratteristiche dei materiali.

Pensare a una struttura duttile permette di:

- Evitare rotture di tipo fragile perché la struttura sopprime all'eccesso di richiesta di resistenza dovute all'intensità del sisma con ulteriori deformazioni.
- Evitare il manifestarsi di oscillazioni eccessive in quanto tramite cicli isteretici riesce a dissipare energia.
- Avere vantaggi economici derivanti dal non dover progettare una struttura che rimanga in campo elastico.
- Aumentare i periodi propri di vibrazione: superato il limite elastico la struttura è meno rigida e una struttura meno rigida ha periodi propri più elevati.

Pensare a una struttura duttile impone però al progettista di:

- Capire la risposta della struttura sotto l'azione sismica e stabilire la capacità di spostamento (duttilità) da richiedere in base all'azione sismica data e allo stato limite considerato.
- Verificare che la duttilità richiesta alla struttura sia inferiore alla duttilità disponibile.

I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura (q) in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame.

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

1.4 La duttilità e la Gerarchia delle Resistenze

Siccome una struttura può presentare numerose e diverse modalità di danno e di collasso, il progettista deve fare in modo che le modalità di danno e di collasso duttili precedano quelle fragili, producendo così, una gerarchia nelle modalità di danno e di collasso: La Gerarchia delle Resistenze (GR).

La gerarchia delle resistenze si applica assegnando una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali in modo che il cedimento di alcuni prevenga quello di altri. Quelli da proteggere sono gli elementi il cui cedimento è critico nei confronti del collasso globale della struttura quali ad esempio i pilastri. Il cedimento dei pilastri viene impedito fornendo ad essi una resistenza di poco superiore a quella delle travi che su di essi si innestano.

Per la gerarchia delle resistenze vi sono due tipi di modalità di danno e collasso: dissipative e non dissipative.

Nelle prime la resistenza è progettata inferiore alla domanda, nelle seconde è progettata superiore alla domanda e non deriva dall'azione sismica bensì dalle sollecitazioni risultanti in corrispondenza del meccanismo di collasso, dovuto al raggiungimento dei valori di resistenza dei modi duttili.

Per la gerarchia delle resistenze all'interno della struttura (del sistema) vengono individuate delle zone dissipative che saranno responsabili dell'attivazione del modo di rottura voluto e scelto per rendere massima la capacità della struttura di deformarsi e dissipare energia prima di arrivare al collasso.

A parte le zone dissipative tutte le altre progettate per azioni pari alla resistenza delle zone duttili, si manterranno in campo sostanzialmente elastico. In questo modo la struttura può rispondere solo secondo un modo duttile predefinito e sarà meno sensibile alle caratteristiche del sisma.

Le zone o gli elementi individuati come dissipativi, devono soddisfare determinati requisiti derivanti da una adeguata concezione strutturale dell'intera struttura e da una attenta progettazione e realizzazione dei dettagli strutturali.

Oltre alla gerarchia delle resistenze, infatti, vi sono delle regole supplementari da seguire e riguardano il progetto degli elementi strutturali per i quali è voluto il cedimento, ovvero il superamento della fase elastica e quindi delle deformazioni reversibili, per entrare in quello delle deformazioni cicliche ripetute e di grande ampiezza in campo anelastico.

Per realizzare edifici con comportamento duttile in grado di resistere a sismi di elevata intensità il progettista dovrebbe ipotizzare e individuare un determinato meccanismo di collasso prodotto dalla formazione di un numero adeguato di zone di elementi in cui viene raggiunta la resistenza flessionale a snervamento: cerniere plastiche. Per tali zone, progettate in modo da deformarsi anelasticamente devono essere rispettate determinate regole.

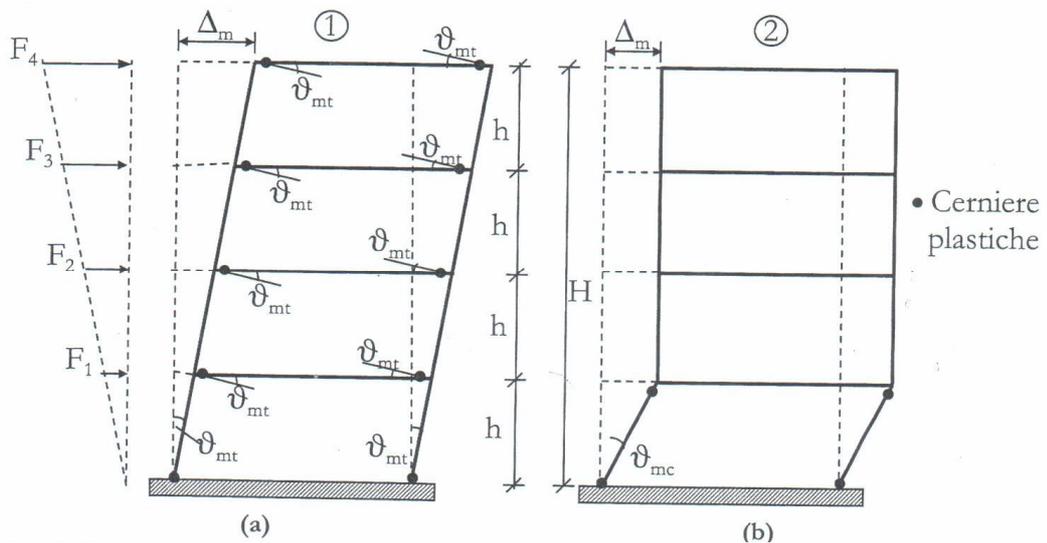
Per gli edifici in c.a.:

- Non si devono verificare rotture per taglio in quanto le rotture per taglio sono generalmente fragili;
- I nodi trave colonna devono rimanere integri perché queste rotture sono caratterizzate da maggiore incertezza e difficoltà di riparazione;
- Le cerniere plastiche flessionali si possono produrre solo alle estremità delle travi ed alla base delle colonne, infatti le travi si deformano di più ed è più semplice

ripararle, inoltre la formazione di cerniere nelle travi impedisce la formazione di un piano debole;

- Non si devono verificare danni in fondazione perché difficili da individuare e riparare.

Definite le cerniere plastiche in numero adeguato a rendere la struttura labile, cinematicamente ammissibile, occorre verificare che la duttilità (lo spostamento) richiesta alla struttura sia inferiore alla duttilità che può essere subita dalla struttura stessa.



Comportamento a rottura "favorevole" (a) e "sfavorevole" (b) di un edificio con risorse inelastiche
 1 cerniere plastiche nelle travi e alla base delle due colonne al piano terra.
 2 cerniere alla base e in cima alle due colonne al piano terra

Figura 1.4

Con lo sviluppo di cerniere plastiche nelle travi la duttilità globale richiesta viene raggiunta più facilmente.

La gerarchia delle resistenze nelle strutture intelaiate si persegue evitando la formazione di piani deboli e progettando le travi in modo che risultino più deboli delle colonne.

La capacità di deformazione degli elementi strutturali nella gerarchia delle resistenze, è rilevante quanto la loro resistenza, tanto maggiore è la capacità di spostamento del sistema tanto minore è la forza di progetto che può essere applicata. E' per questo che il concetto di duttilità può essere applicato a livello di materiale, sezione, elemento e struttura.

1.5 La duttilità dei materiali

In riferimento al materiale la duttilità è la capacità di sopportare deformazioni anelastiche senza eccessivo decremento di sforzo ed equivale al rapporto tra la deformazione corrente e la deformazione di snervamento quindi, la deformazione richiesta al materiale non deve superare la capacità di deformazione corrispondente allo stato limite considerato.

Nelle strutture in calcestruzzo armato mentre l'acciaio è estremamente duttile, il calcestruzzo, per avere una buona duttilità in compressione, necessita di livelli elevati di confinamento.

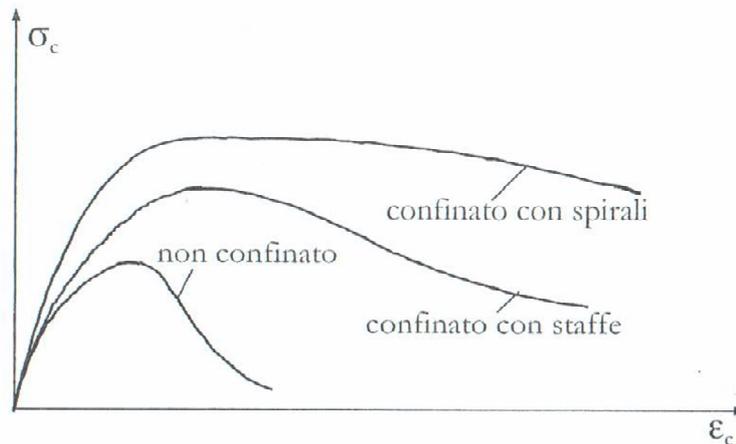
Il confinamento si ottiene inserendo staffe di contenimento nelle zone critiche. Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle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

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro e le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

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

- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

La figura che segue mostra come nel calcestruzzo in compressione il diverso confinamento influenzi la duttilità di deformazione del materiale, a confinamenti più elevati corrisponde una duttilità maggiore.

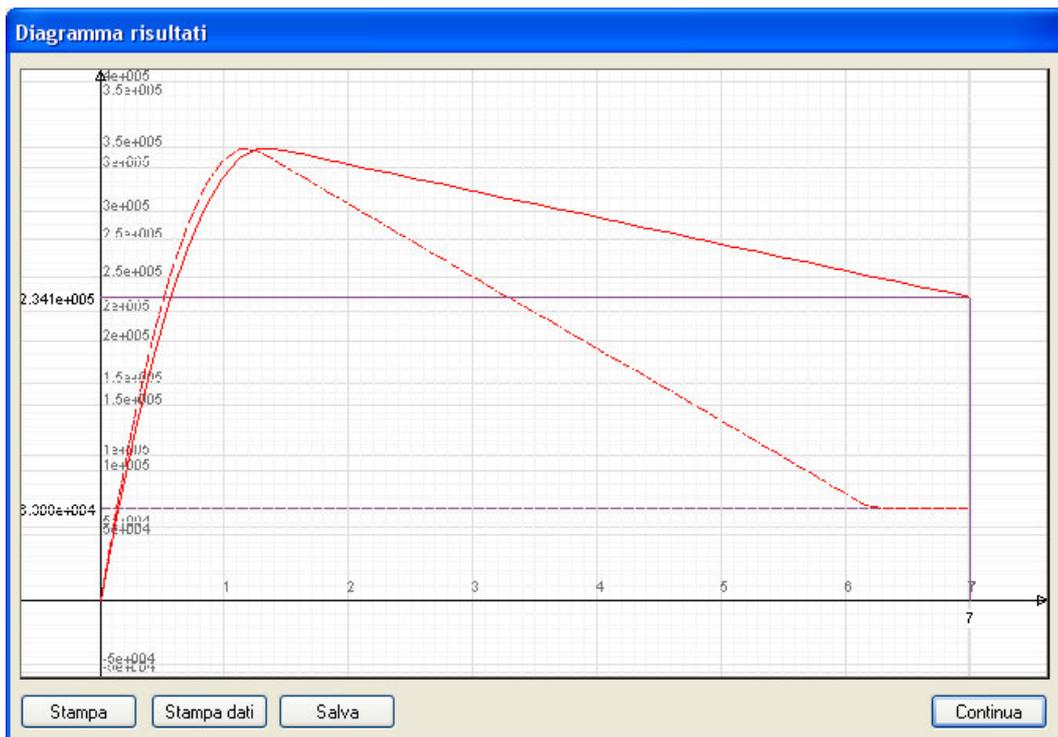


Confronto fra le curve caratteristiche del calcestruzzo in compressione con diverso confinamento

Figura 1.5

La figura seguente è ottenuta utilizzando il software All in One della softing srl, utilizzando l'ambiente EarthquakeEngineering.

La linea continua rappresenta il calcestruzzo confinato mentre la linea tratteggiata il calcestruzzo non confinato, si evidenzia come quasi a parità di deformazione (ϵ - asse delle ascisse) il calcestruzzo confinato è in grado di mantenere tensioni più elevate (σ - asse delle ordinate).



Confronto fra le curve caratteristiche del calcestruzzo in compressione con diverso confinamento

Figura 1.6

1.6 La duttilità della sezione.

In riferimento alla sezione la duttilità è la capacità di sopportare elevate domande di curvatura in campo anelastico senza eccessivo decremento del momento resistente. La duttilità per la sezione è la duttilità di curvatura data dal rapporto tra la curvatura corrente e la curvatura di snervamento. La curvatura richiesta alla sezione non deve superare la capacità di curvatura corrispondente allo stato limite considerato.

Generalmente nelle sezioni in cemento armato la curvatura di snervamento è associata allo snervamento dell'acciaio e la curvatura ultima al raggiungimento della deformazione ultima a compressione del calcestruzzo.

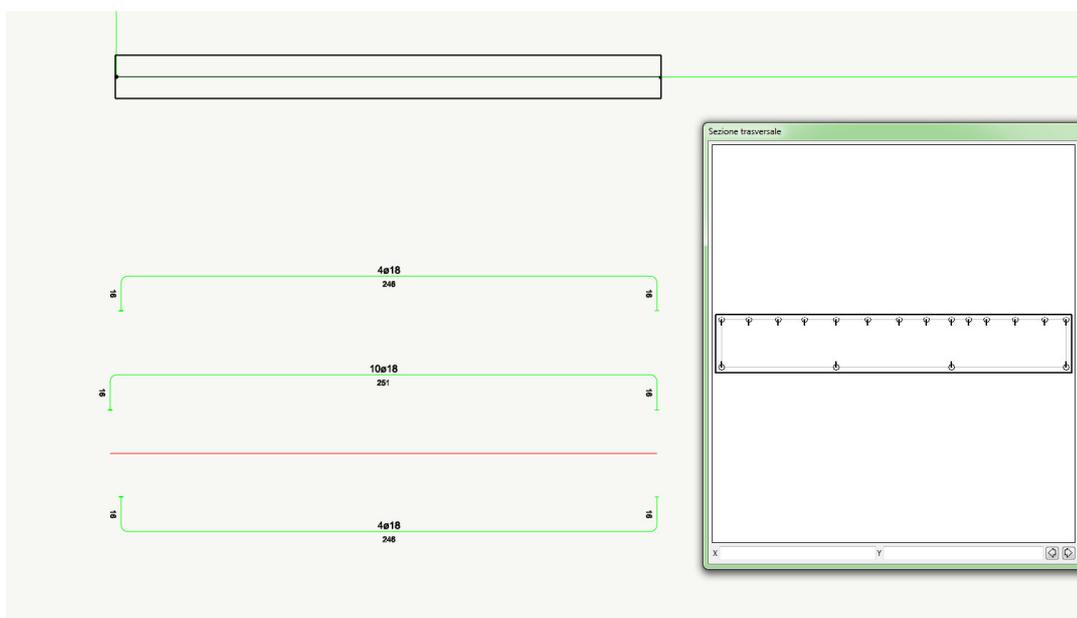
La duttilità di curvatura dipende dall'armatura longitudinale e trasversale e dal carico assiale. Maggiore è il carico assiale maggiore è la deformazione in compressione del calcestruzzo e minore è la capacità di duttilità. Il collasso a

compressione del calcestruzzo può essere anticipato anche da elevate percentuali di armatura longitudinale. Con un'elevata percentuale di armatura trasversale invece, se ben distribuita in sezione e lungo l'elemento, aumenta il confinamento e quindi la capacità deformativa della sezione.

In riferimento alle armature longitudinali, nelle zone critiche della trave, il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa (ρ_{comp}) deve essere maggiore o uguale a $\frac{1}{2}$ del rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (ρ) e nel resto della trave comunque maggiore a 0,25 del rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (ρ): $\rho_{comp} \geq \frac{1}{2} \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$.

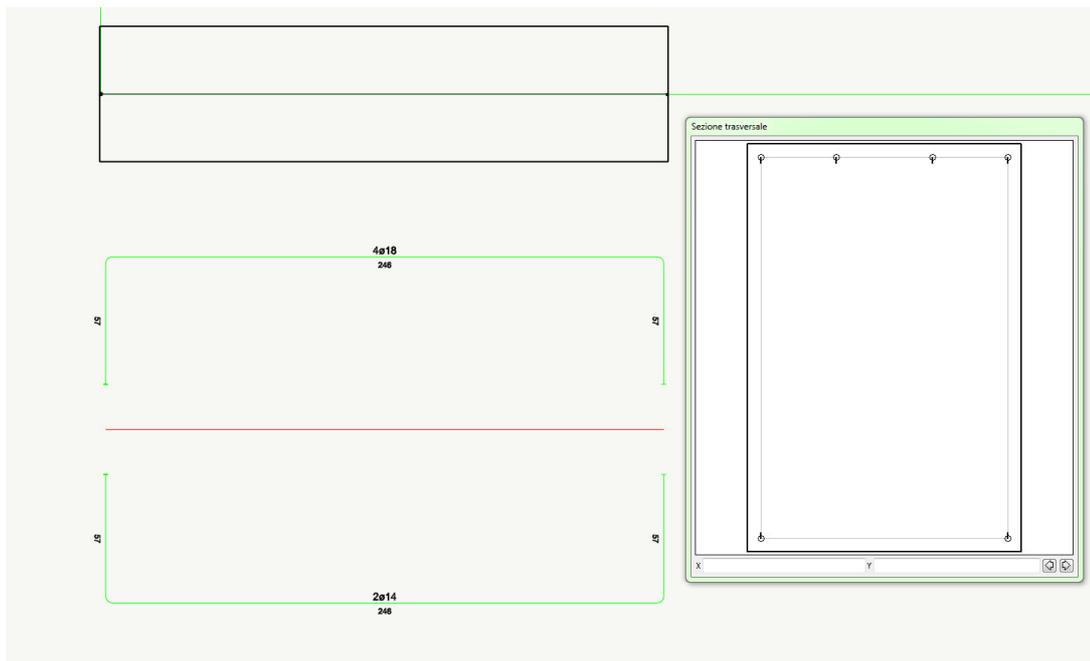
Sempre in riferimento alle armature longitudinali, nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ (data dal rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro) di armatura longitudinale, deve essere compresa tra l'1% e il 4%: $1\% \leq \rho \leq 4\%$.

Si riporta di seguito il confronto tra due travi che hanno lo stesso momento resistente negativo ma duttilità molto differente.



Trave a spessore

Figura 1.7

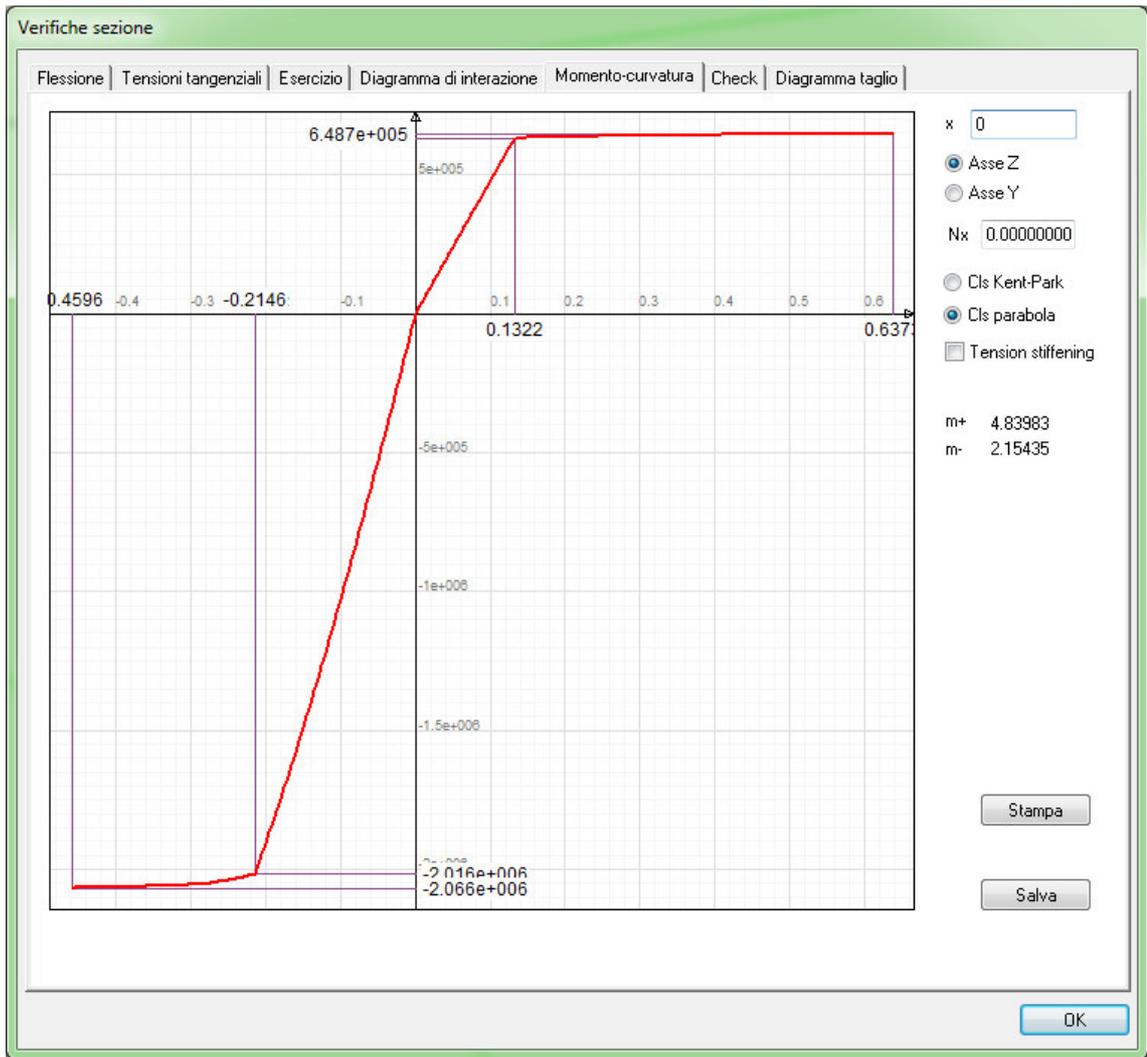


Trave emergente

Figura 1.8

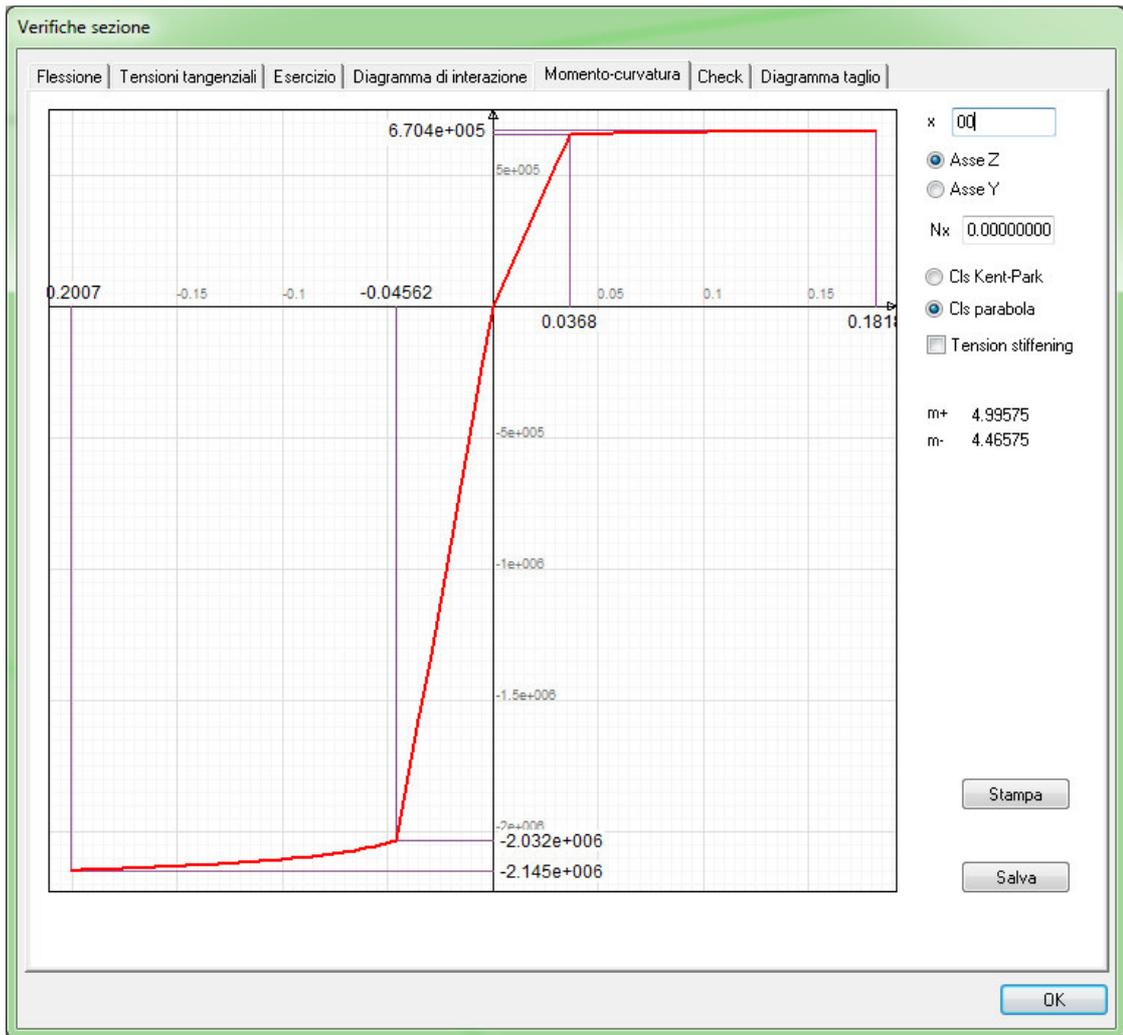
Nelle due figure che seguono si rappresenta come a parità di momento negativo resistente, $2.066e+006$ della figura 1.9 e $2.145e+006$ della figura 1.10, nella prima riguardante una trave a spessore la duttilità (m^-) è pari a 2.15435, nella seconda riguardante una trave emergente, la duttilità (m^-) raddoppia ed è pari a 4.46575.

E' a questo che si può riferire il disposto normativo quando indica che: Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".



Esempio di Trave a spessore solaio con duttilità bassa per momento negativo (kgxcm)

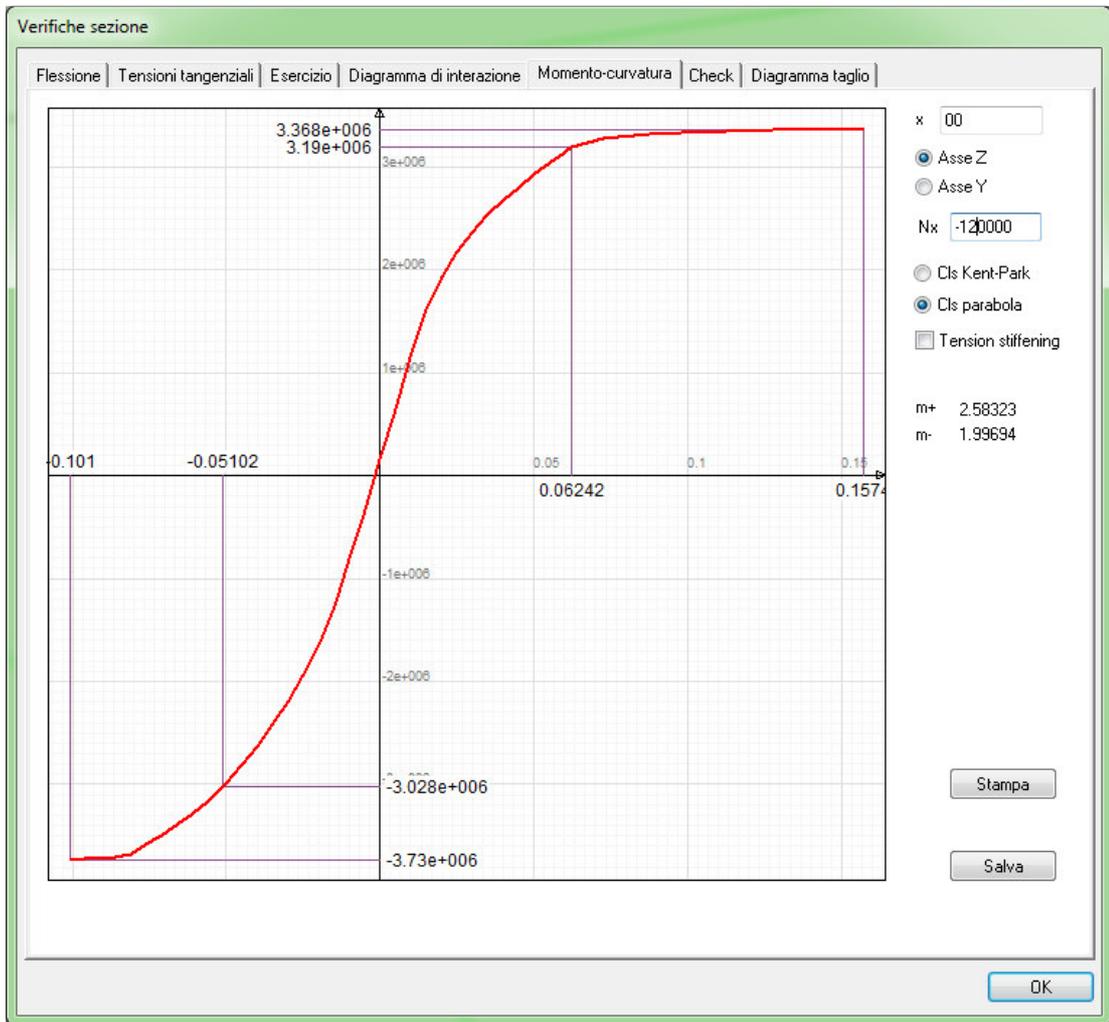
Figura 1.9



Esempio di Trave emergente di momento resistente negativo simile a quanto in figura 1.9 ma duttilità più alta

Figura 1.10

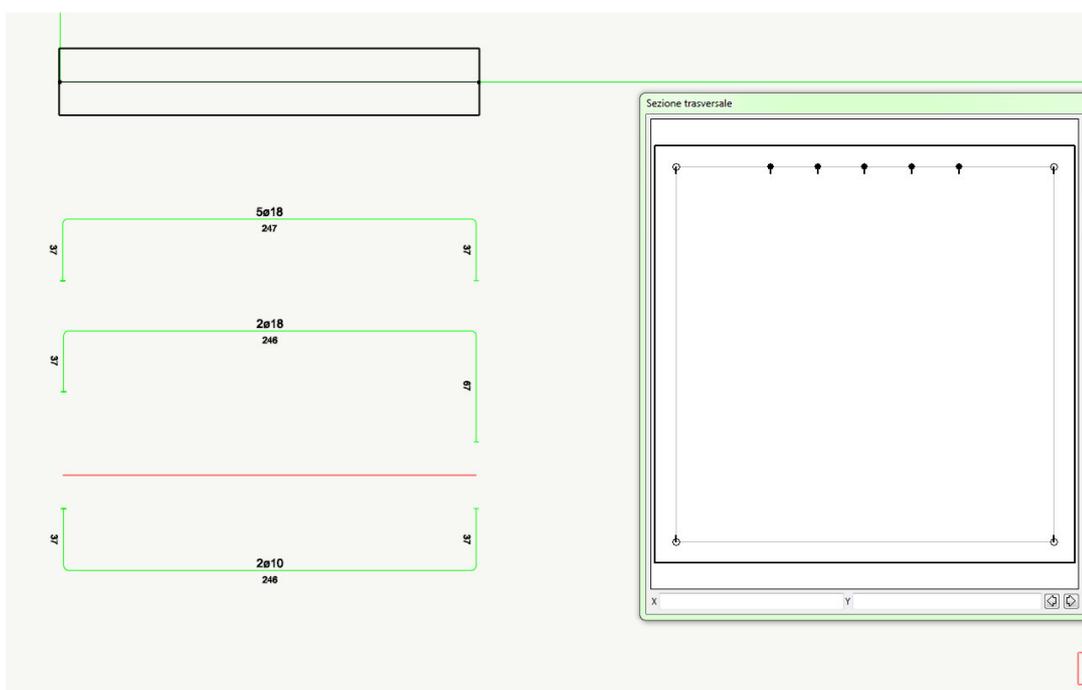
Nella figura 1.11 che segue, si rappresenta come introducendo una forza di compressione N_x nella stessa sezione della trave ribassata su riportata, la duttilità (m^+) diminuisce. La normativa evidenzia quanto detto imponendo limitazioni sulla sollecitazione di compressione, infatti, se lo sforzo è troppo alto la sezione perde in duttilità.



Esempio di riduzione di duttilità (per la trave ribassata) per introduzione di forza di compressione, anche se è aumentata la resistenza.

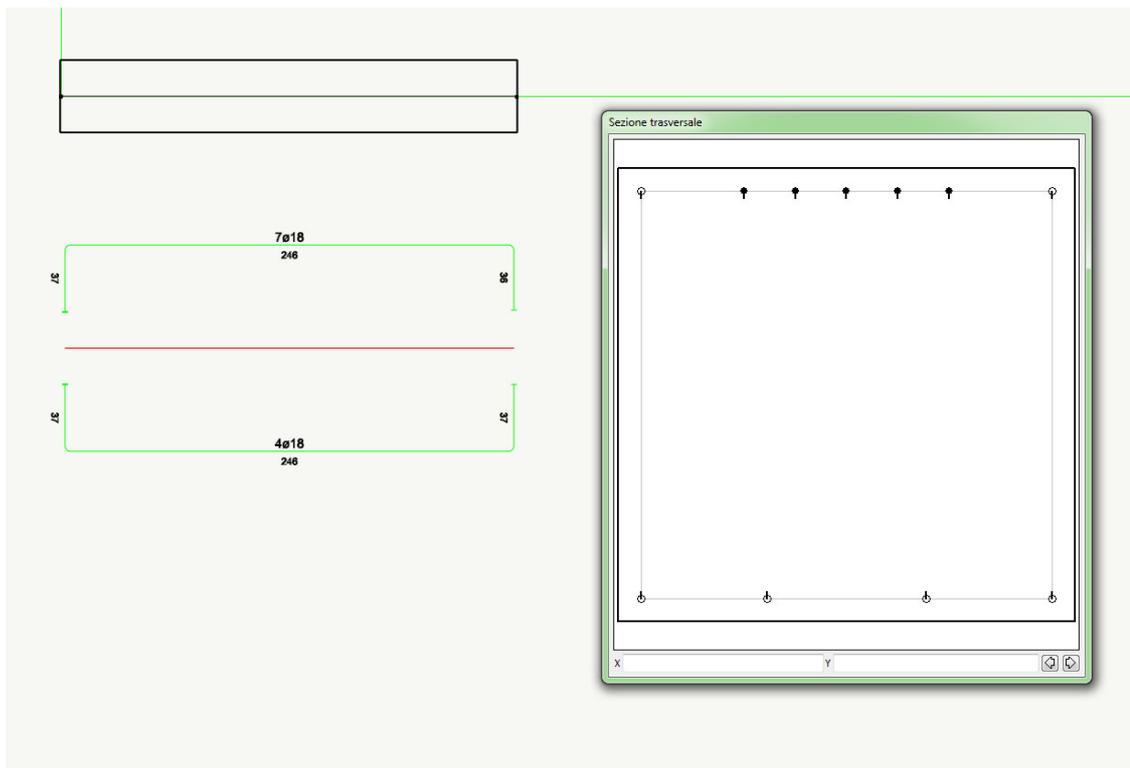
Figura 1.11

Relativamente al bilanciamento delle armature si rappresentano due sezioni di trave, una in figura 1.12 con armatura non bilanciata, l'altra in figura 1.13 con armatura bilanciata. Nei diagrammi di verifica della sezione che seguono, si evidenzia come, a parità di sezione quella con armatura non bilanciata figura 1.15 ha una duttilità (m^{\cdot}) pari a 2.53695 mentre la sezione con armatura bilanciata figura 1.16 ha una duttilità (m^{\cdot}) pari a 3.97824 quindi decisamente maggiore e anche in questo caso, la normativa imponendo il bilanciamento delle armature, ne evidenzia l'importanza.



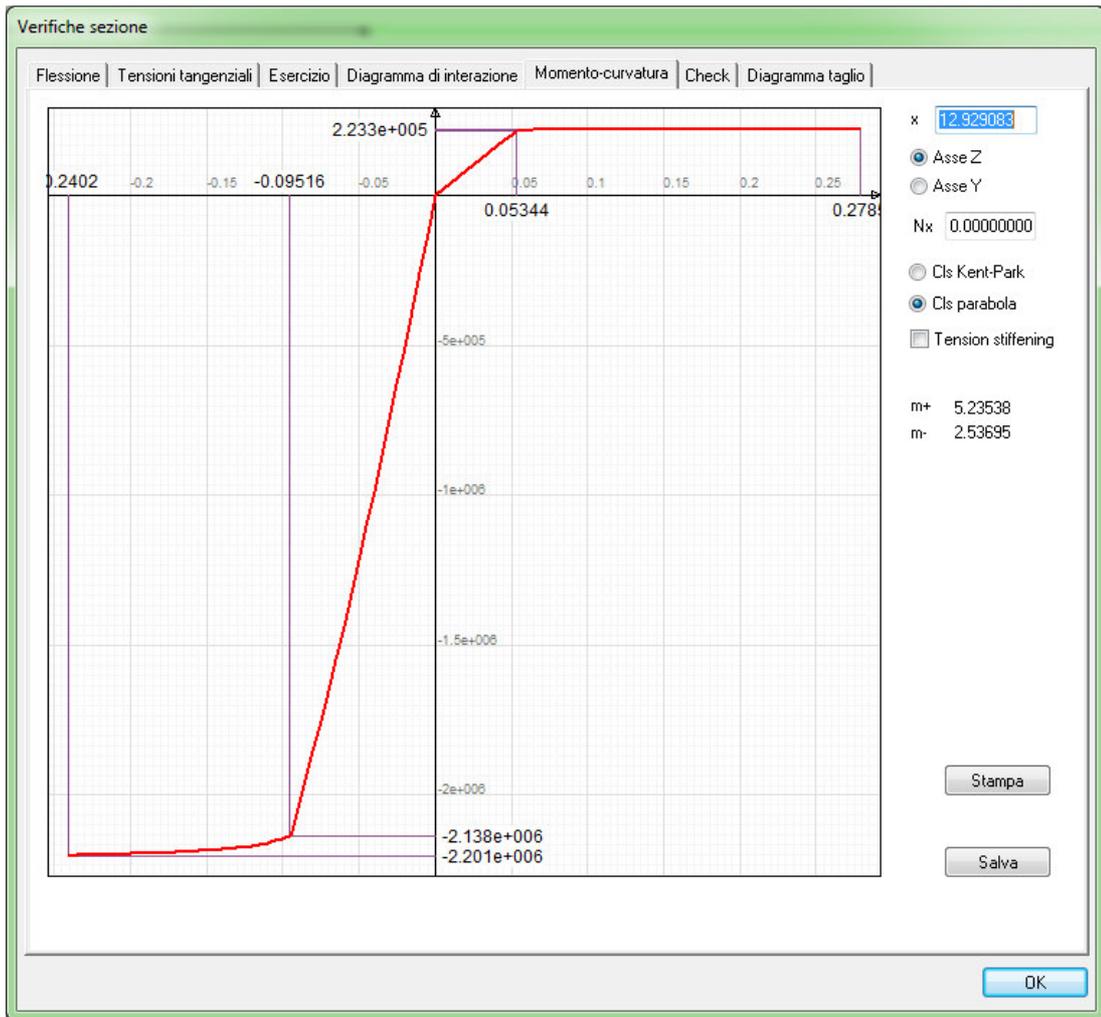
Trave con armatura non bilanciata

Figura 1.12



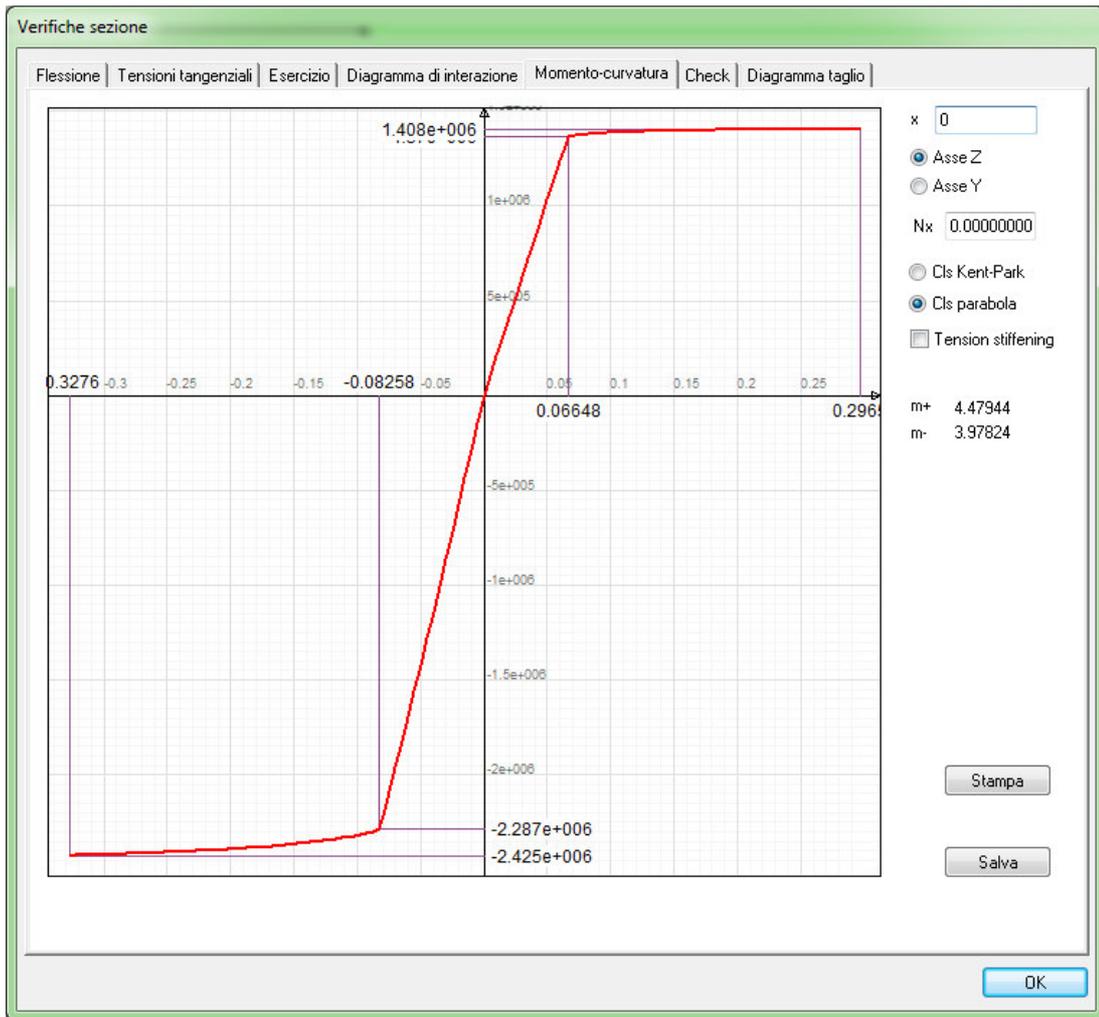
Trave con armatura bilanciata

Figura 1.13



Esempio di duttilità per armatura non bilanciata

Figura 1.14



Esempio di duttilità per armatura bilanciata

Figura 1.15

1.7 La duttilità dell'elemento.

In riferimento all'elemento la duttilità è la capacità di sopportare spostamenti o rotazioni in campo anelastico senza eccessivo decremento della forza o del momento resistente. Dipende dalla duttilità di curvatura della sezione critica e dalla lunghezza delle cerniere plastiche, ovvero, per quanto dalla sezione critica, si estendono le zone in cui si ha un comportamento non lineare. La duttilità di spostamento dell'elemento è data dal rapporto tra lo spostamento corrente e lo spostamento allo snervamento.

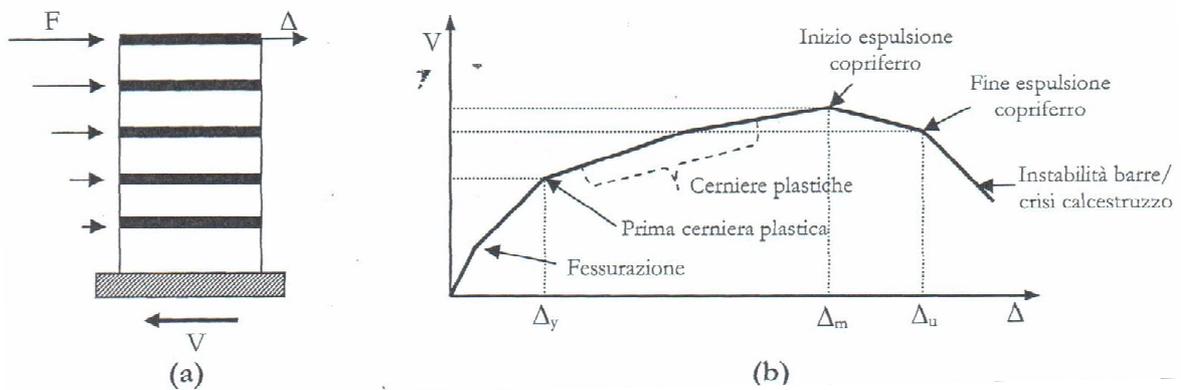
Generalmente negli elementi in cemento armato lo spostamento allo snervamento è associata allo snervamento delle armature e lo spostamento ultimo al raggiungimento del limite di rottura per schiacciamento del calcestruzzo o l'instabilizzazione o frattura dell'armatura.

La duttilità dell'elemento dipende dalle caratteristiche dell'armatura e dal carico assiale agente, maggiore è il carico assiale maggiori sono gli effetti del secondo ordine; maggiore è l'armatura trasversale, minore è il rischio di instabilità delle barre longitudinali e maggiore è la duttilità.

1.8 La duttilità della struttura.

In riferimento alla struttura la duttilità è definita con la capacità di spostamento della struttura, entrando in campo non lineare, a seguito di azione sismica senza eccessiva diminuzione della forza resistente. La duttilità di spostamento della struttura è data dal rapporto tra lo spostamento corrente e lo spostamento allo snervamento considerando un punto significativo della struttura ad esempio in sommità. La duttilità di spostamento richiesta alla struttura non deve superare la capacità di spostamento allo stato limite considerato.

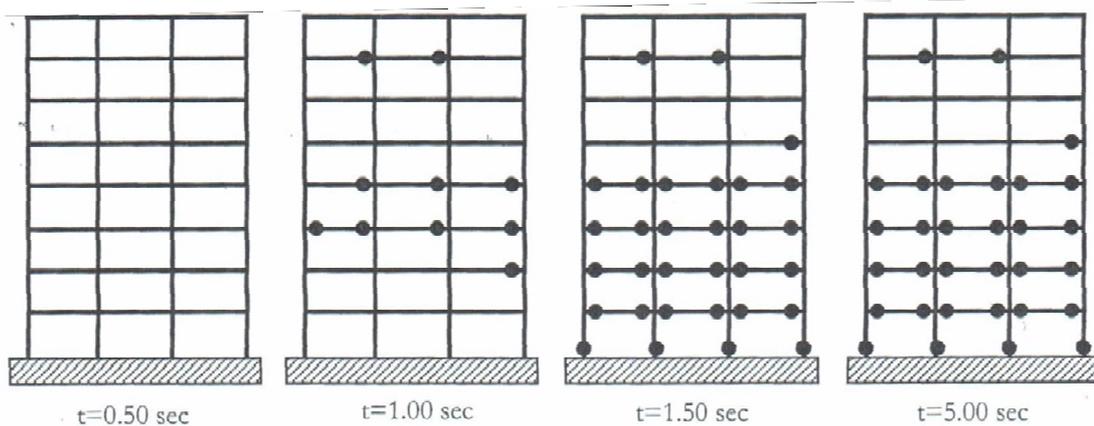
Generalmente lo spostamento allo snervamento sarà individuato in corrispondenza del raggiungimento di valori predefiniti dello spostamento relativo tra i piani dell'edificio a cui corrisponde la formazione di cerniere plastiche, e la condizione ultima verrà fatta coincidere con la formazione del meccanismo di collasso.



Edificio multipiano (a); curva di capacità della struttura (b)

Figura 1.16

Applicando la filosofia della Gerarchia delle Resistenze (GDR), in un edificio a telaio, per avere una risposta duttile della struttura occorrerà individuare e progettare le zone duttili in modo tale che il moto del terreno indurrà la formazione di cerniere plastiche nelle travi e ai piedi delle colonne del piano terra.



Distribuzione delle cerniere plastiche in un edificio ad otto piani progettato seguendo la filosofia della Gerarchia delle Resistenze (GDR)

Figura 1.17

Per ottenere una buona duttilità globale nella progettazione devono essere presi in considerazione anche altri accorgimenti quali:

- Continuità degli elementi strutturali;
- Ridondanza degli elementi strutturali;
- Regolarità nella distribuzione delle masse, delle rigidità e delle resistenze;
- Masse ridotte e sufficiente rigidità;

Il metodo della gerarchia delle resistenze presuppone:

- la conoscenza e la progettazione del comportamento globale della struttura
- la relazione tra comportamento globale e locale,
- tra deformazione della sezione e spostamento della struttura

aspetti fondamentali sia nella progettazione che nella verifica di edifici sotto l'azione sismica.

Nella progettazione sismica si deve valutare, pertanto, il comportamento globale della struttura in termini di capacità di spostamento ovvero di spostamento massimo della struttura.

2 LE DIFFERENZE TRA LE CLASSI DI DUTTILITA' ALTA E BASSA NELLE "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" DI CUI AL D.M.14/01/2008.

Il D.M. 14/01/2008 è calibrato per due Classi di Duttività (CD): alta (CD"A") e bassa (CD"B") e prevede per la valutazione di una struttura, a seconda se si consideri la stessa in CD"A" o CD"B", numerose differenziazioni.

Dette differenze vengono esposte in questo capitolo.

2.1 Differenze tra CD"A" e CD"B" nel D.M. 14/01/2008

La scelta della Classe di Duttività da adottare accompagnerà e vincolerà il Progettista per tutto il percorso progettuale.

Il progettista, infatti, a secondo dell'entità delle plasticizzazioni cui intende ricorrere in fase di progettazione, potrà scegliere se attribuire alla struttura con comportamento strutturale dissipativo, una Capacità Dissipativa o Classe di Duttività alta (CD"A") o bassa (CD"B").

Dovrà stabilire, in applicazione del principio della Gerarchia delle Resistenze, dove dovranno formarsi le zone critiche e fare in modo che queste si formino ove previsto e mantengano, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Per avere un buon comportamento dissipativo d'insieme le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura, dovranno possedere, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica.

La sovraresistenza, che è valutata in modo diverso per CD"A" e per CD"B", si otterrà moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative, per un opportuno coefficiente di sovraresistenza (γ_{Rd}), assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD"A" e ad 1,1 per CD"B"

Lo stesso principio si applica a tutte le parti della struttura a cominciare dalle fondazioni.

Per il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno, devono essere assunte come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti, le azioni devono essere non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un (γ_{Rd}) pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

A seconda della classe di duttilità adottata si avranno anche fattori di struttura (q) differenti.

Il fattore di struttura, infatti, dipende direttamente dal rapporto di sovraresistenza della struttura α_u/α_1 che tiene conto della regolarità della costruzione.

Le strutture più idonee a sopportare l'azione sismica sono quelle regolari in pianta e in altezza, le strutture irregolari non sono vietate ma vengono progettate per azioni sismiche più alte rispetto alle strutture regolari.

Per le strutture irregolari in pianta viene ridotto il rapporto di sovraresistenza strutturale α_u/α_1 , mentre per quelle irregolari in altezza viene ridotto del 20% il fattore di struttura.

Il fattore di struttura è dato dalla formula: $q=q_0 \times K_R$.

K_R è pari a 1 per le strutture regolari in altezza e pari a 0,80 per quelle non regolari in altezza.

Per i valori di q_0 si fa riferimento alla tabella sottostante:

TIPOLOGIA	q ₀	
	CD"A"	CD"B"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0α _u /α ₁	4,5α _u /α ₁
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0α _u /α ₁
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Massimi valori di q₀ relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B")

Tabella 2.1

I valori di α_u/α₁ che possono essere adottati sono:

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano α_u/α₁ = 1,1
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata α_u/α₁ = 1,2
- strutture a telaio con più piani e più campate α_u/α₁ = 1,3

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale α_u/α₁ = 1,0
- altre strutture a pareti non accoppiate α_u/α₁ = 1,1
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti α_u/α₁ = 1,2

La classe di duttilità CD adottata vincola il progettista anche nella scelta delle tipologie strutturali da adottare, infatti le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Con riferimento alle travi, la classe di duttilità influisce sul taglio, infatti alle sollecitazioni di taglio di calcolo si applica un' amplificazione del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B"

Per le sollecitazioni di calcolo dei pilastri al fine di proteggere questi dalla plasticizzazione prematura, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso

dell'azione sismica, la resistenza complessiva degli stessi deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} . Il rapporto tra i momenti flettenti di calcolo è dato da:

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

Dove:

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

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

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

Nelle Verifiche di resistenza a presso-flessione, per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica di resistenza del nodo invece, deve essere effettuata per le sole strutture in CD "A".

Le classi di duttilità incide anche sulla geometria degli elementi imponendo loro delle limitazioni.

Considerando una trave di altezza "h", le zone critiche si estendono, per CD "B" e CD "A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

Le Limitazioni riguardano anche le armature longitudinali e trasversali.

Per le Travi la parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle

barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases}$$

dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Con riferimento alle armature trasversali, nelle zone critiche, devono essere previste staffe di contenimento. Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

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

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

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

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

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

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

Nei Nodi trave-pilastro, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

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

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;

- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra

b_c e $b_w + h_c/2$.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa.

TABELLA RIEPILOGATIVA

	CD "A"	CD "B"
<p>Sovraresistenza (7.2.1) Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura dovranno possedere, nei confronti delle zone dissipative, una sovraresistenza pari a: resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per γ_{Rd}.</p>	$\gamma_{Rd} = 1,3$	$\gamma_{Rd} = 1,1$
<p>Azioni in fondazione (7.2.5) azioni trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a:</p>	$\gamma_{Rd} = 1,3$	$\gamma_{Rd} = 1,1$
<p>Fattore di struttura q e q₀ (7.3.1 e 7.4.3.2) $q = q_0 \times K_R$ Per strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste.</p>	$q_0 = 3,0 \alpha_U / \alpha_1$	$q_0 = 4,5 \alpha_U / \alpha_1$
<p>Travi a spessore (7.4.3.2) Utilizzo:</p>	Non consentite a meno che considerate elementi strutturali "secondari"	Consentite
<p>Travi-Azioni di taglio (7.4.4.1.1) Alle sollecitazioni di taglio di calcolo si applica un'amplificazione del fattore di sovraresistenza γ_{Rd}.</p>	$\gamma_{Rd} = 1,2$	$\gamma_{Rd} = 1,0$
<p>Pilastr-resistenza dei pilastri rispetto alle travi (7.4.4.2.1) la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd}</p>	$\gamma_{Rd} = 1,3$	$\gamma_{Rd} = 1,1$

<p>Pilastri-resistenza presso flessione (7.4.4.2.2.1) la sollecitazione di compressione non deve eccedere la resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo per la percentuale del:</p>	55%	65%
<p>Verifiche di resistenza nodo trave pilastro (7.4.4.3.1)</p>	Da effettuarsi	Non si effettua
<p>Limitazioni geometriche – Travi (7.4.6.1.1) Le zone critiche si estendono per una lunghezza pari</p>	1,5 x altezza sezione trave	1,0 x altezza sezione trave
<p>Limitazioni armatura longitudinale – travi (7.4.6.2.1) Per prevenire lo sfilamento il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro</p>	$K_D = 1$ $\gamma_{Rd} = 1,2$	$K_D = 2/3$ $\gamma_{Rd} = 1,0$
<p>Limitazioni armatura trasversali – travi (7.4.6.2.1) le staffe successive alla prima devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:</p>	<ul style="list-style-type: none"> - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale; - 175 mm - 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche. 	<ul style="list-style-type: none"> - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale; - 225 mm,; - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche.
<p>Limitazioni armatura trasversali – Pilastri (7.4.6.2.2) le barre non fissate devono trovarsi rispetto ad una barra fissata a meno di cm</p>	15 cm	20 cm

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases}$$

<p>Limitazioni armatura trasversali – Pilastrì (7.4.6.2.2) Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:</p>	<p>- 1/3 del lato minore della sezione trasversale, - 125 mm; - 6 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano.</p>	<p>- 1/2 del lato minore della sezione trasversale; - 175 mm; - 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano.</p>
<p>Limitazioni armatura trasversali – Pilastrì (7.4.6.2.2) Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:</p>	$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$	
<p>Nodi travi-pilastro (7.4.6.2.3) Per i nodi non confinati, le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:</p>	$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$	$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$

3 IPOTESI PROGETTUALE IN CLASSE DI DUTTILITA' ALTA (CD"A") E IN CLASSE DI DUTTILITA' BASSA (CD"B") E CRITERI DI MODELLAZIONE.

Al fine di valutare le possibili differenze derivanti dall'utilizzo dell'una piuttosto che l'altra classe di Duttività, si è ipotizzato di pensare ad una struttura in cemento armato sia in CD"A" che in CD"B".

E' stata scelta una struttura per la quale avesse un senso fare determinate considerazioni e partendo dagli elaborati architettonici di questa, attraverso un programma di calcolo, si sono ricavati i dati necessari per le successive comparazioni.

Il software utilizzato è il All In One EWS 41 prodotto dalla Softing S.r.l., Via Reggio Calabria n°9 – Roma.

E' un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili e utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale.

All In One si può quindi usare secondo due mentalità o due esigenze diverse e purtuttavia entrambe presenti nel progetto strutturale. All In One come strumento di indagine personale in un percorso specifico per uno specifico problema. All In One anche per una procedura molto produttiva e "guidata" secondo normativa, e tutto questo in modo interattivo: si può in ogni momento deviare e personalizzare il percorso progettuale.

3.1 Descrizione dell'immobile.

L'edificio considerato si sviluppa su otto piani, (piano interrato, piano terra, piani 1°, 2°, 3° e 4°, piano 5° attico, piano 6° locale tecnico), è provvisto di ascensore ed è realizzato con intelaiatura di travi e pilastri in c.a., tranne il piano interrato che presenta pareti controterra.

Il piano interrato è adibito a garage, il piano terra ha destinazione d'uso commerciale e gli altri piani hanno destinazione d'uso civile abitazione.

Il primo impalcato, corrispondente al solaio di copertura del piano interrato, ha uno sviluppo in pianta maggiore rispetto agli altri impalcati in quanto una porzione del piano interrato è a singola elevazione.

I solai del primo impalcato sono del tipo "a predalles" di altezza pari a 5+16+5cm tranne in una porzione all'esterno in cui l'altezza è pari a 5+26+5cm.

I solai degli altri impalcati sono laterocementizi di altezza pari a 18+5cm, i solai degli aggetti sono facciavista di altezza pari a 4+14+5cm tranne nelle zone in cui la lunghezza degli sbalzi è pari a 250 cm., in tali zone i solai hanno spessore 4+16+5cm; i solai di copertura sono laterocementizi di spessore pari a 16+4cm.

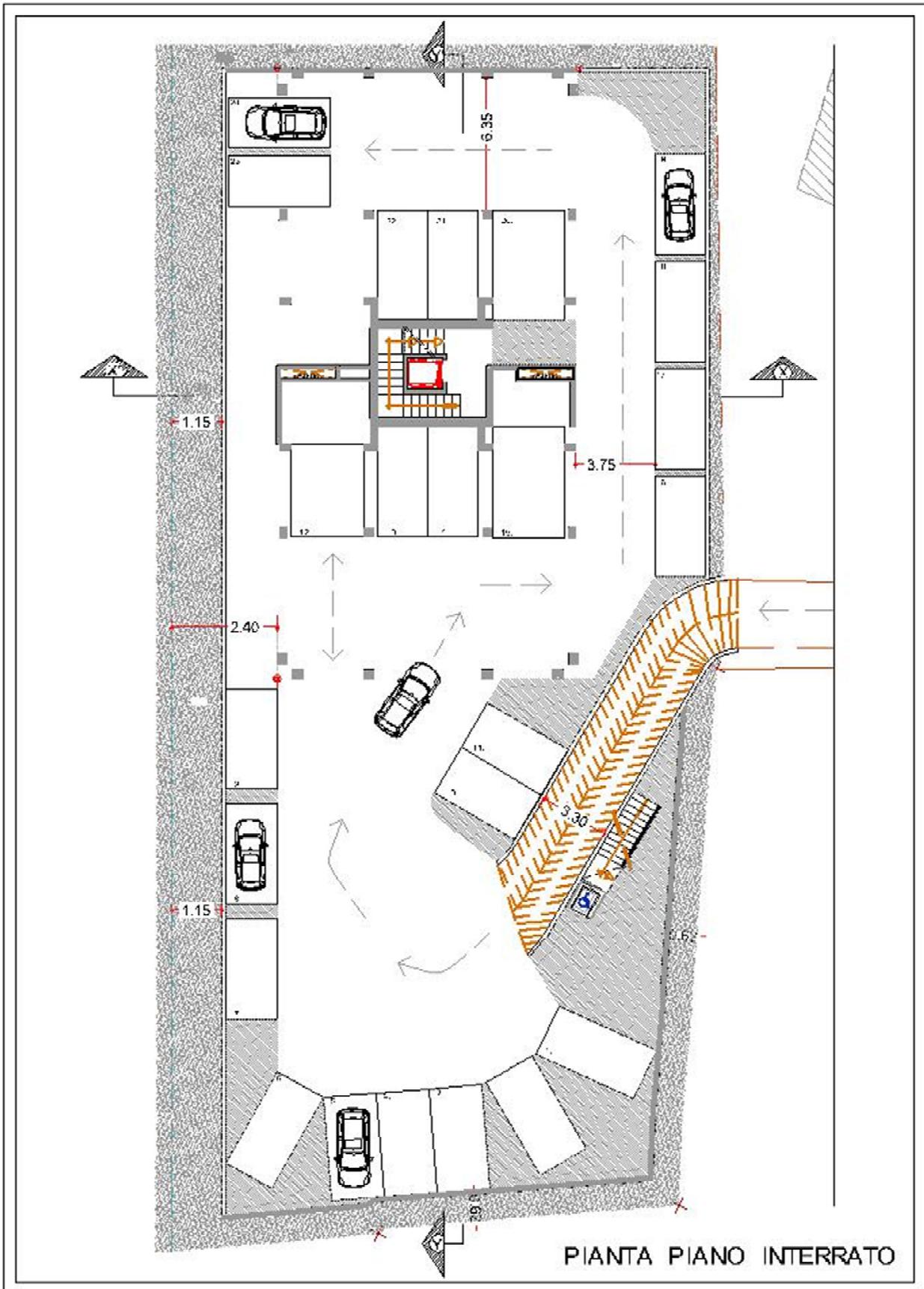
Le fondazioni dell'edificio sono realizzate con travi a T rovesce aventi dimensioni 110x30-50x90cm nella porzione a singola elevazione e 110x40-50x80cm nella restante porzione della struttura.

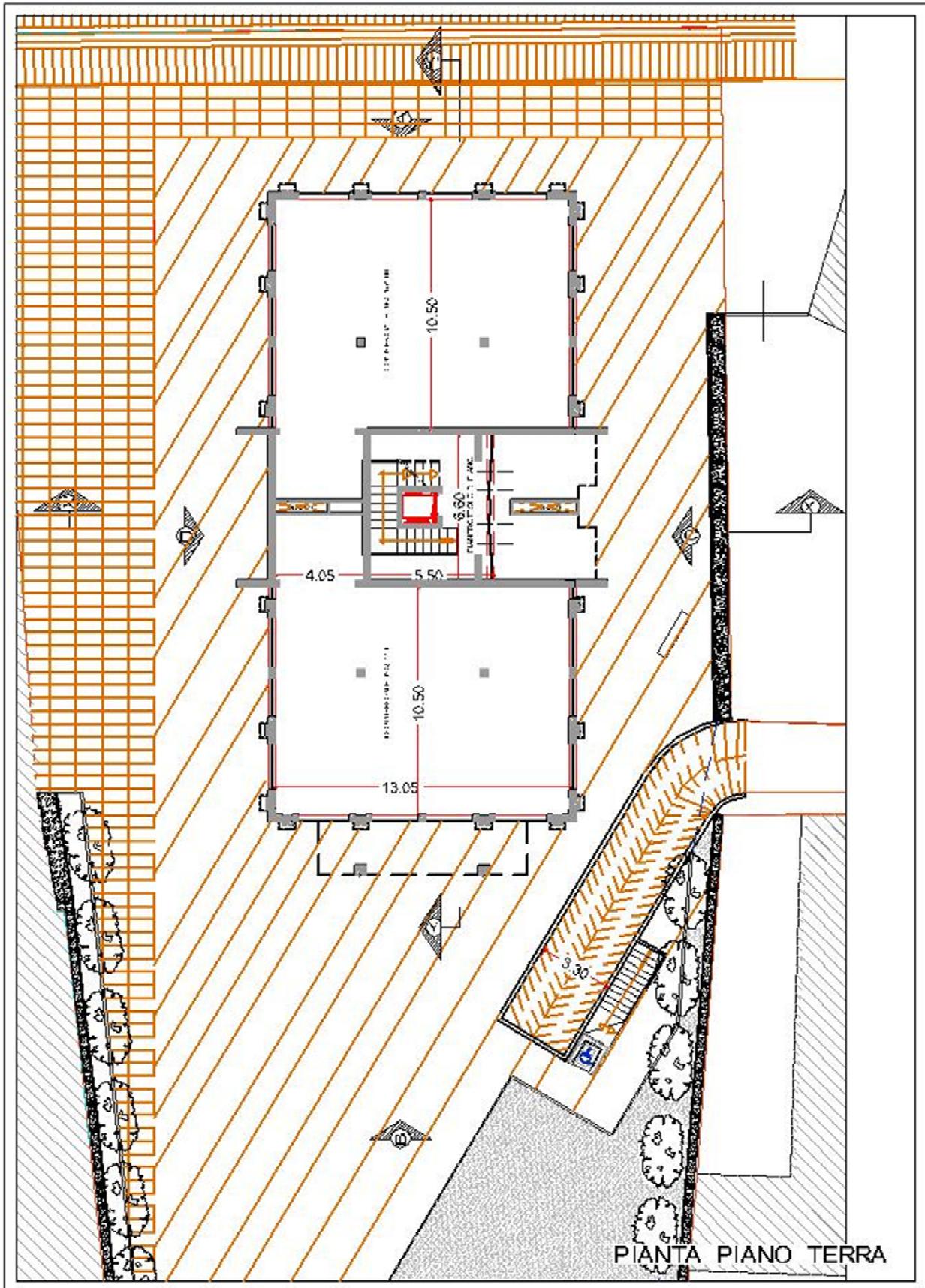
L'edificio ha un'altezza totale di circa 25 ml ed un'altezza fuori terra di 22 ml.

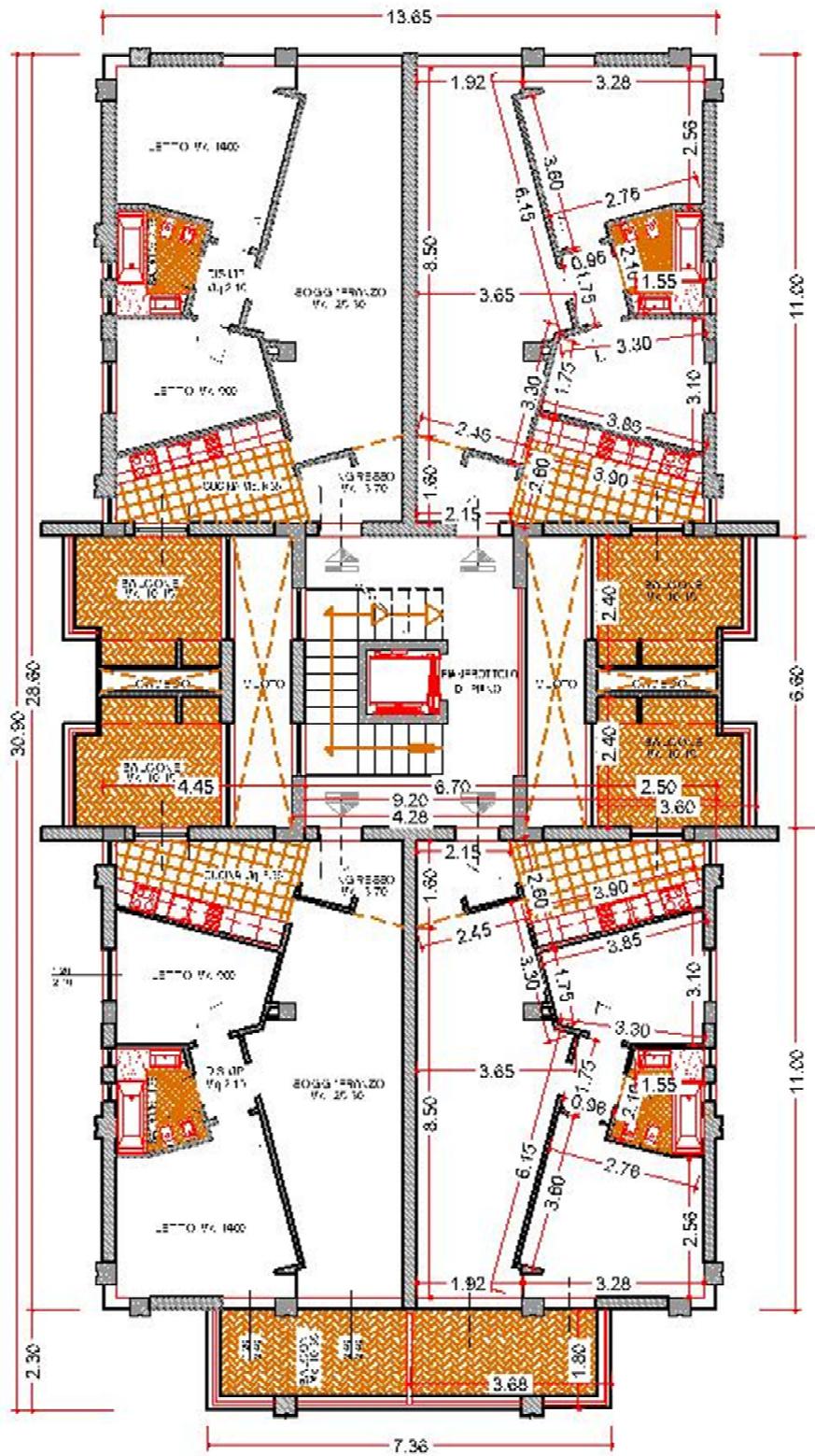
Il piano interrato si sviluppa per una superficie di circa 1.265,00 mq; i piani superiori, di dimensioni minori, hanno una superficie di circa 390,00 mq ad eccezione del sesto piano di circa 63,00 mq.

Si riportano di seguito le piante, i prospetti e le sezioni.

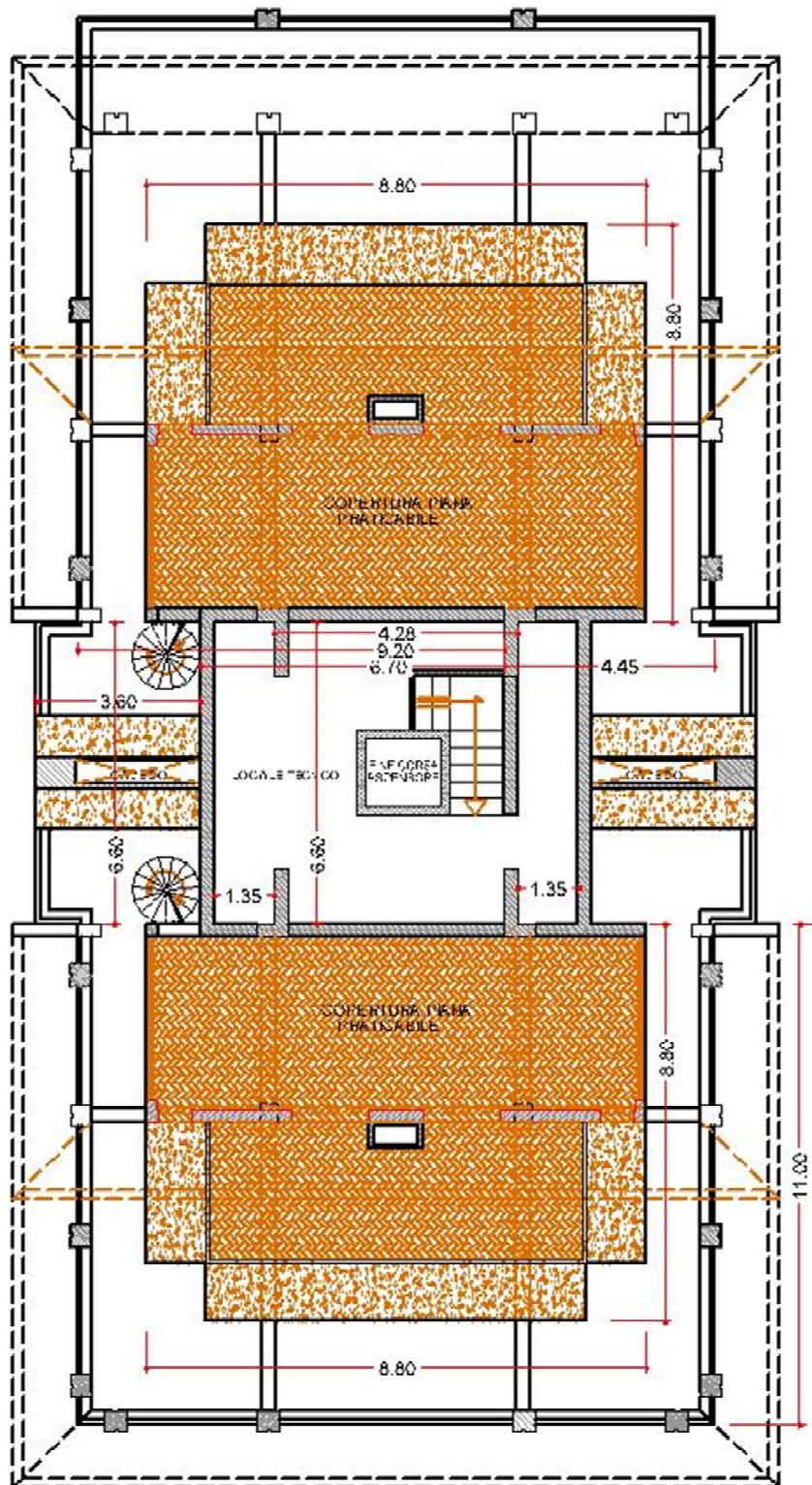
Il piano interrato e il piano terra sono stati riportati con una scala grafica diversa.



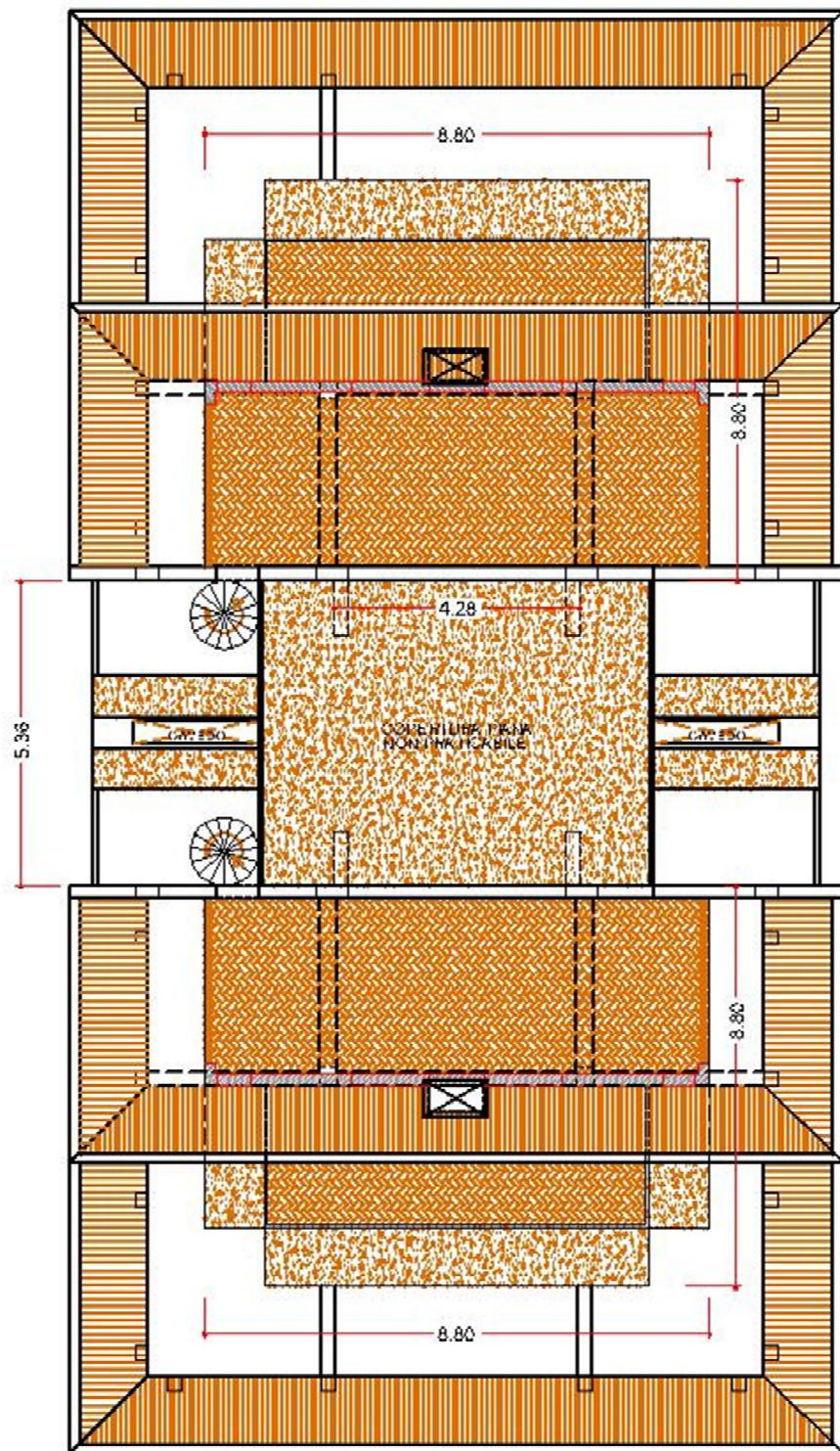




PIANTA PIANO TIPO 1^{1/2}/3^{1/4}



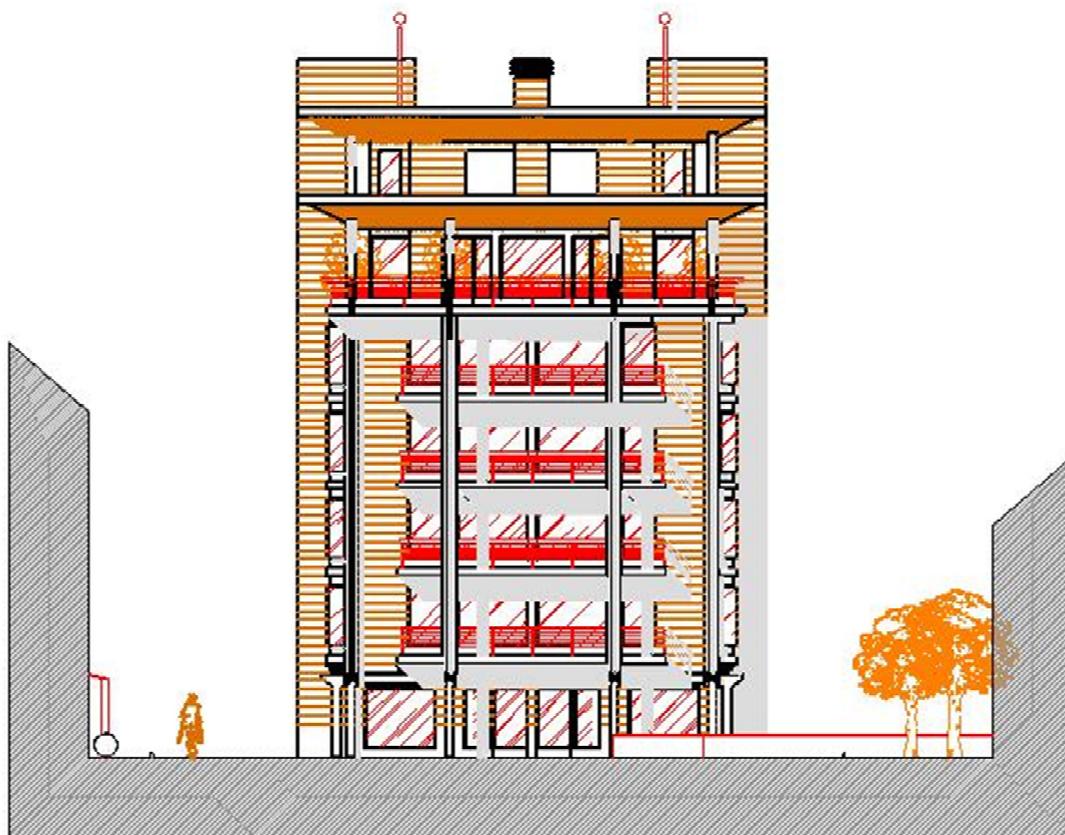
PIANTA PIANO 6° LOCALE TECNICI



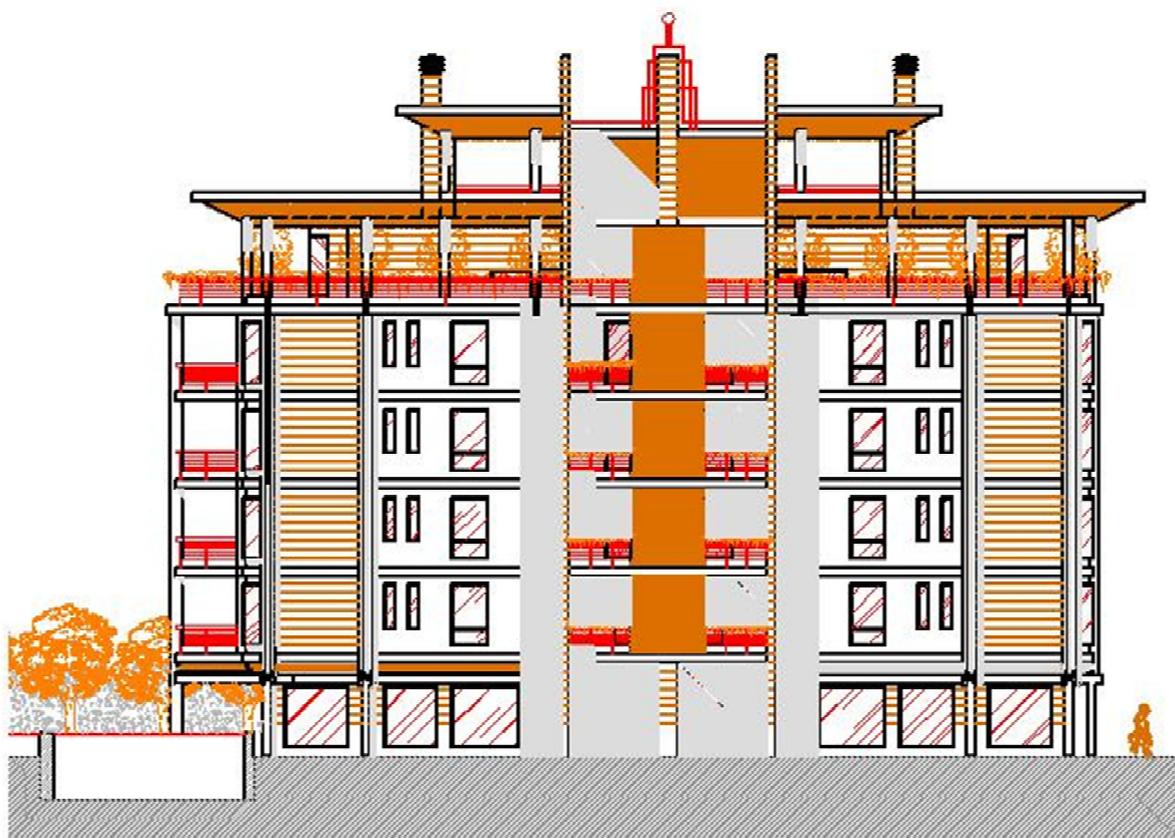
PIANTA PIANO COPERTURA



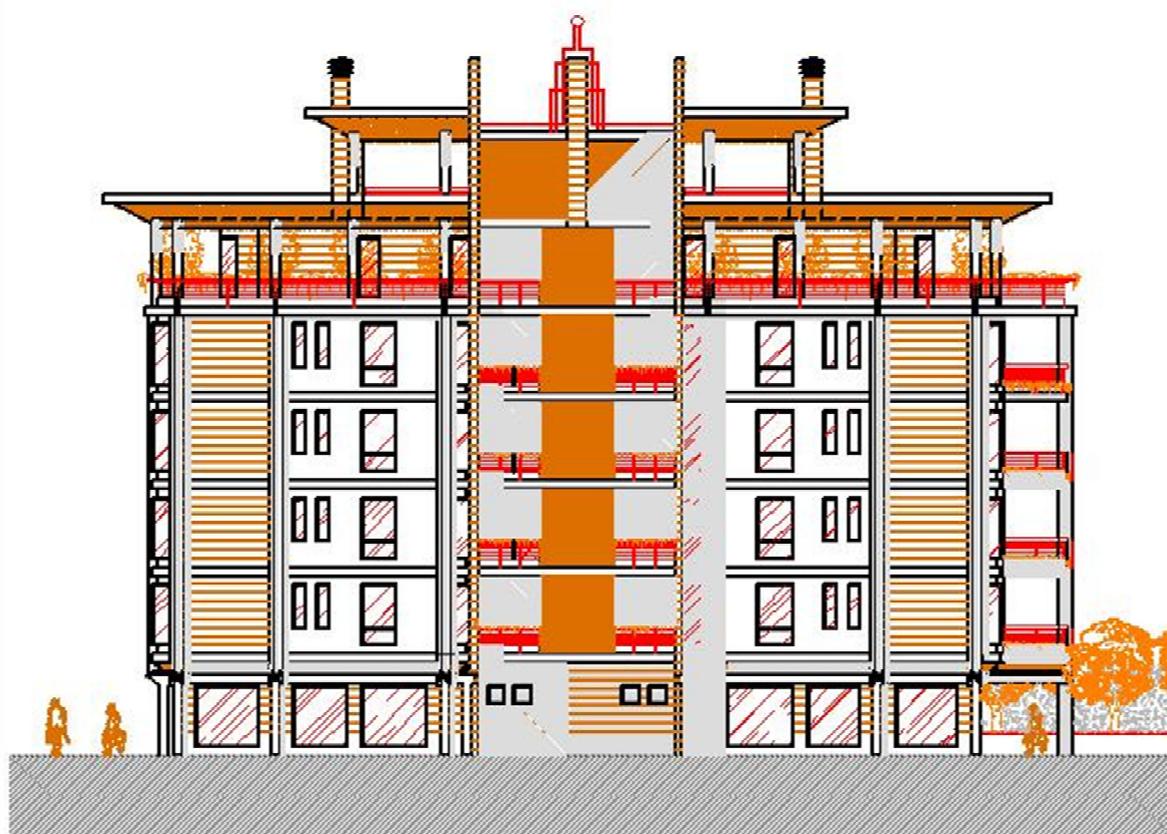
PROSPETTO LATERALE (A)



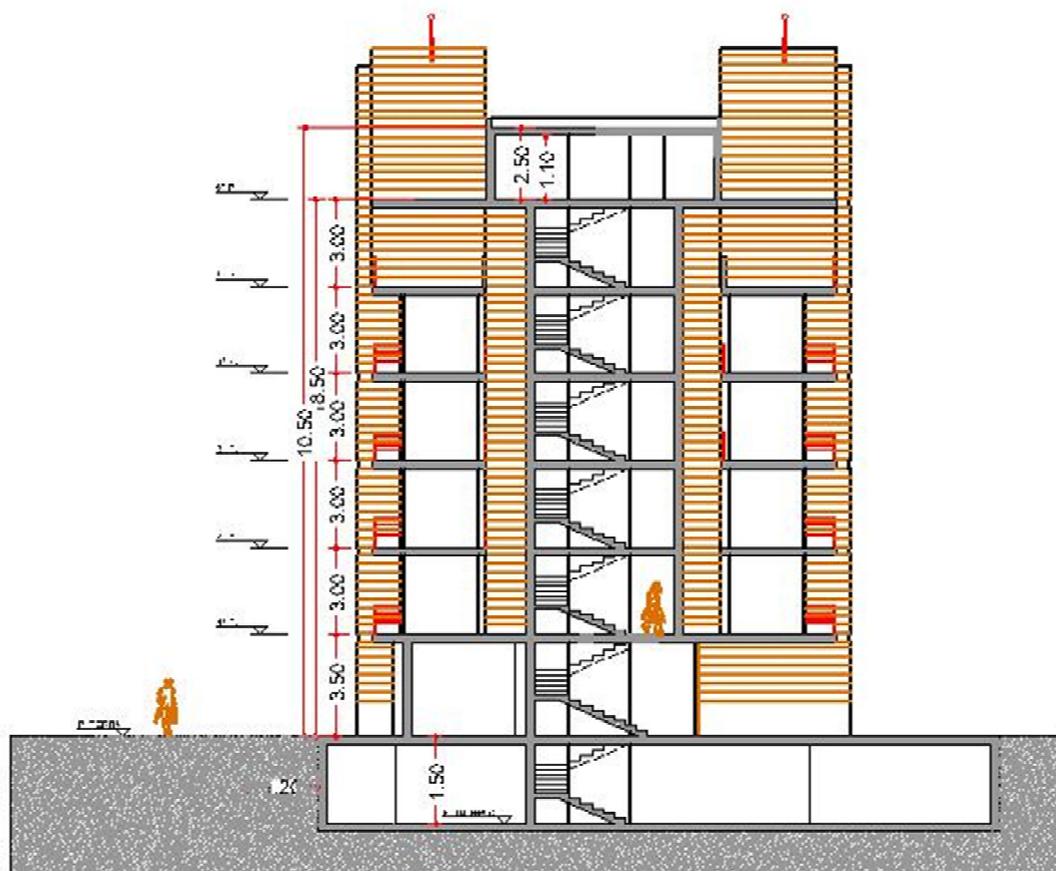
PROSPETTO LATERALE (B)



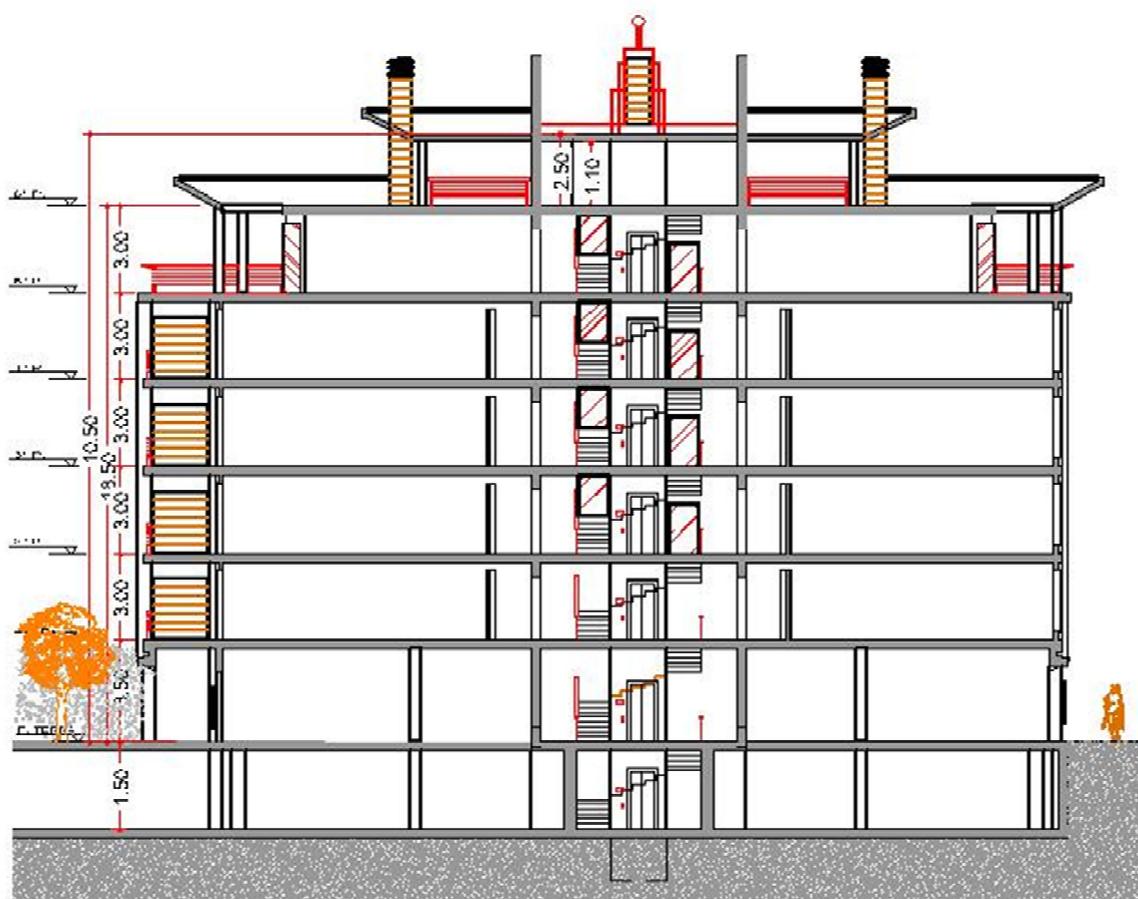
PROSPETTO LATERALE (C)



PROSPETTO LATERALE (D)



SEZIONE X-X'



SEZIONE Y-Y'

3.2 Valutazione dell'azione sismica

Per la valutazione dell'azione sismica di progetto occorre iniziare dalla pericolosità sismica del sito di costruzione che è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al sito: PGA. Il Peak ground acceleration (PGA) è la misura della massima accelerazione del suolo indotta dal terremoto.

Bisogna, pertanto, individuare le coordinate dell'area sulla quale verrà realizzato l'immobile, la categoria di sottosuolo di riferimento, la categoria topografica, la vita nominale dell'edificio, la sua classe d'uso e di conseguenza la vita di riferimento ed infine gli spettri di risposta riferiti al sito.

Per quanto sopra, si ipotizza di ubicare la struttura in questione nel Comune di Frosinone, il sito scelto è individuato dalle coordinate Latitudine $41,642^\circ$ e Longitudine $13,345^\circ$.

Il Comune di Frosinone con la Deliberazione di Giunta Regionale del Lazio n.387 del 22/05/2009 "Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio" in applicazione della OPCM N.3519/2006 e in sostituzione della DGR Lazio 766/03 "Riclassificazione sismica del territorio della Regione Lazio", è stato inserito nella zona sismica 2, sottozona sismica B (2B).

Il sottosuolo considerato è di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

La zona d'ubicazione è pianeggiante, ne deriva una categoria topografica T1 e un Coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1,0.

Come da DGR Lazio n. 489 del 17/10/2012, avendo una parte commerciale superiore a 500 mc, l'immobile rientra tra le strutture inserite nella Classe d'uso III (Rilevanti).

Come da Tab. 2.4. II NTC 2008 dalla Classe d'uso III deriva un coefficiente d'uso C_U pari a 1,50 e considerando una vita nominale $V_N \geq 50$ anni si ricava il periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ottiene moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U e nel caso in questione è pari a 75 anni.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

3.3 Tipo di analisi svolta

Per l'edificio è stata eseguita l'analisi dinamica lineare che consiste:

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

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% arrivando a un numero di modi per una massa partecipante totale del 99%.

Per l'NTC la massa partecipante totale deve essere superiore all'85%.

3.4 Criteri generali di modellazione

3.4.1 Trave di fondazione

Per il predimensionamento della trave di fondazione è stato utilizzato il criterio indicato dal Prof. Pagano (M.Pagano, Teoria degli edifici, vol.2, Edifici in cemento armato, Liguori, Napoli, 1970) che suggerisce di utilizzare travi che abbiano inerzia

almeno quattro volte superiore a quella della somma delle inerzie delle travi in elevazione.

Seguendo tale consiglio, il comportamento della struttura nei confronti di azioni orizzontali risulta quasi coincidente con quello di uno schema incastrato alla base.

Si riporta il calcolo e il raffronto tra l'inerzia delle travi in elevazione considerando gli otto piani dell'edificio moltiplicata per quattro e l'inerzia della trave di fondazione.

Travi in elevazione (30*50cm)

- Si calcola l'inerzia della trave in elevazione avente $b=30\text{cm}$ $h=50\text{cm}$

$$J = (b \cdot h^3) / 12 = 30 \cdot 50^3 / 12 = 312.500 \text{ cm}^4$$

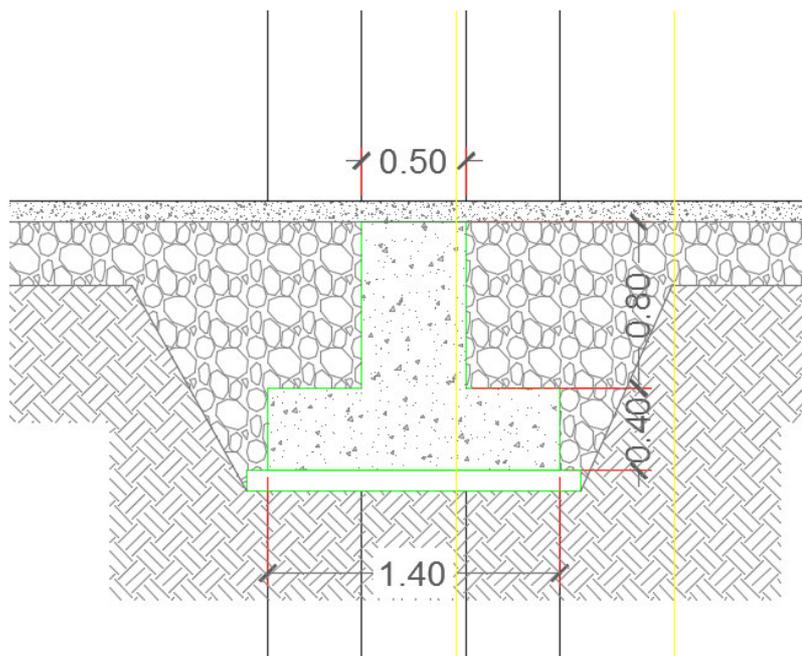
- Si moltiplica per il numero dei piani

$$312.500 \cdot 8 = 2.500.000 \text{ cm}^4$$

- Si moltiplica per 4 volte

$$2.500.000 \cdot 4 = 1.000.0000 = 1,00 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

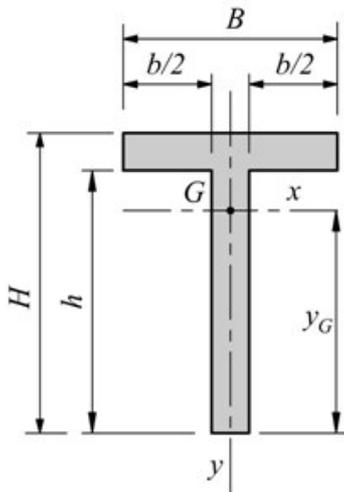
Trave di fondazione 140x40-50x80cm



Sezione della Trave di fondazione dell'immobile

Figura 3.1

sezione a T



$$J_x = \frac{BH^3 - bh^3}{3} - \frac{(BH^2 - bh^2)^2}{4(BH - bh)}$$

$$J_y = \frac{HB^3}{12} - \left[\frac{h}{6} \left(\frac{b}{2} \right)^3 + bh \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{4} \right)^2 \right]$$

$$y_G = \frac{BH^2 - bh^2}{2(BH - bh)}$$

$$W_x = \frac{J_x}{y_G}$$

$$W_y = \frac{2J_y}{B}$$

Formule sezione a T

Figura 3.2

$$J_x = (BH^3 - bh^3)/3 - (BH^2 - bh^2)^2/4(BH - bh)$$

Avendo B=140cm; H=120cm; b=90cm; h=80cm.

$$J_x = (140 \cdot 120^3 - 90 \cdot 80^3)/3 - (140 \cdot 120^2 - 90 \cdot 80^2)^2/4(140 \cdot 120 - 90 \cdot 80) = 1,128 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

Da quanto sopra, come per il criterio indicato dal Prof. Pagano, l'inerzia della trave di fondazione, risulta quattro volte superiore a quella della somma delle inerzie delle travi in elevazione:

$$1,128 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 > 1,00 \cdot 10^7 \text{ cm}^4.$$

3.4.2 Impalcato

L'impalcato è considerato infinitamente rigido per la presenza di solai del tipo latero cementizio. E' stato comunque realizzato un modello che approssimi la rigidità effettiva del solaio con risultati in termini di spostamento e periodi che non presentano differenze apprezzabili.

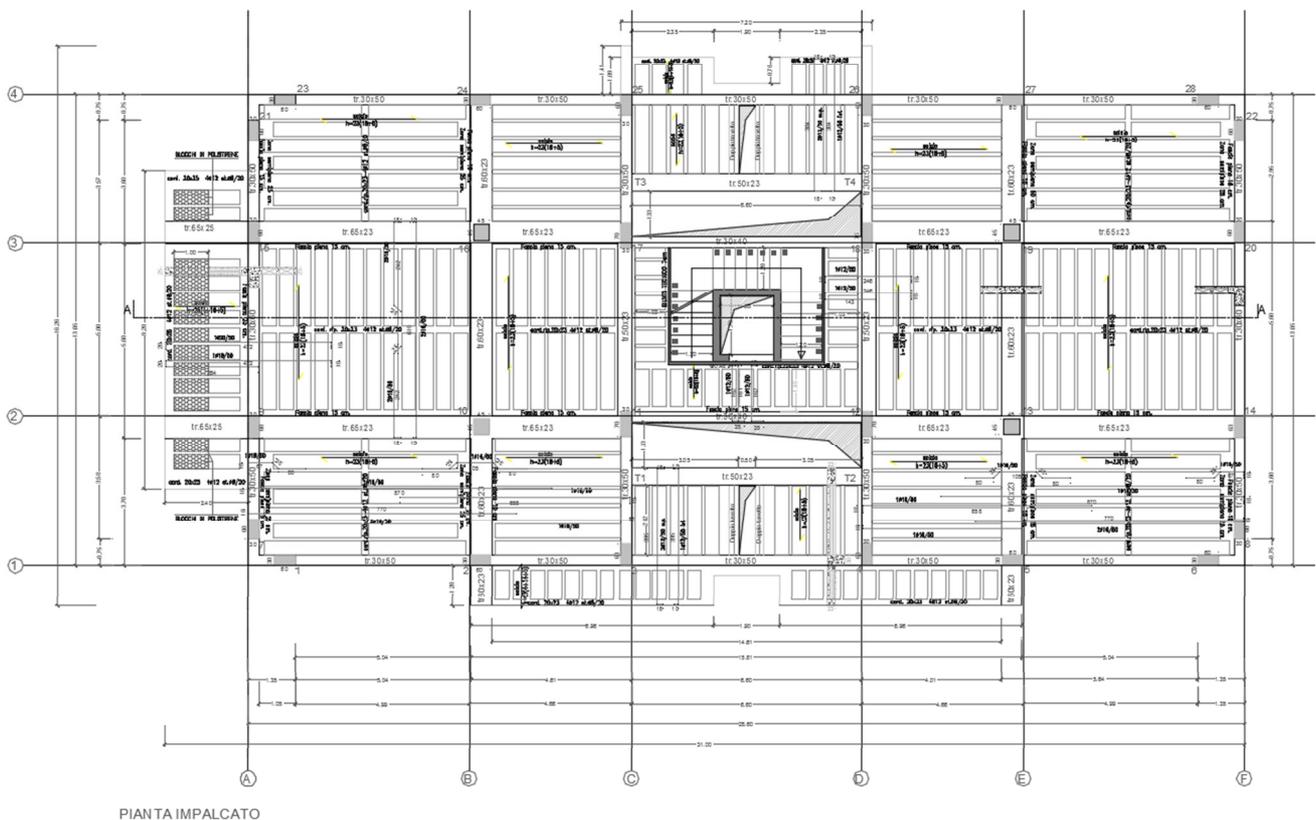
La valutazione della rigidità è stata fatta utilizzando analisi con il metodo agli elementi finiti in cui il solaio viene modellato tramite elementi a stato di sforzo piano.

Per definire le caratteristiche degli elementi a sforzo piano si è proceduto nel seguente modo:

- a) si è calcolato il volume omogeneizzato del solaio. Al volume del calcestruzzo è stato aggiunto il volume dell'acciaio amplificato del fattore di omogeneizzazione n pari a 15.
- b) si è imposto che il volume omogeneizzato del solaio uguagliasse il volume dell'elemento membrana, stimando così lo spessore della membrana.

3.4.3 Travi a Spessore

La struttura, come si evince nell'immagine sottostante, relativa all'esecutivo di uno degli impalcati, per esigenze di flessibilità nelle suddivisioni interne degli appartamenti, prevede l'utilizzo ripetuto di travi a spessore sia in direzione X che Y.



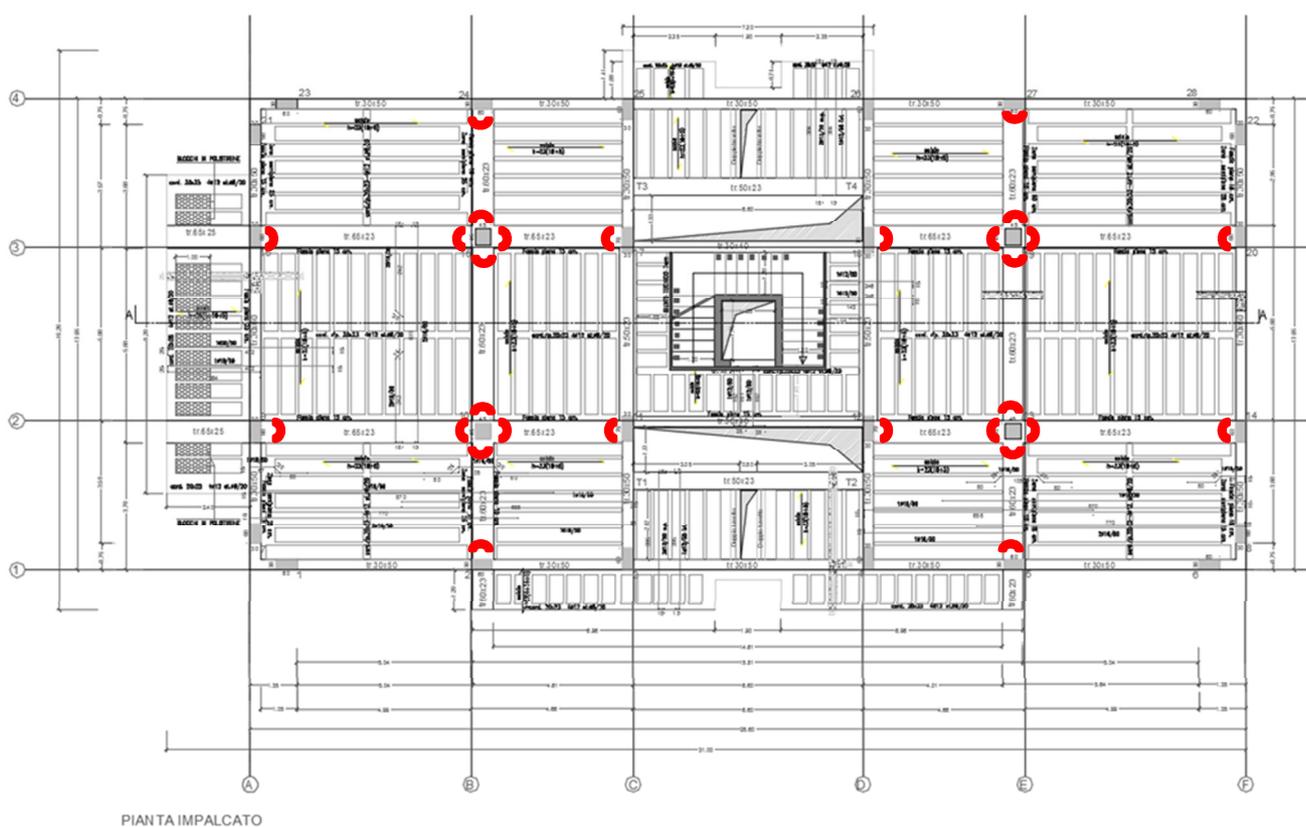
Esecutivo impalcato tipo.

Figura 3.3

Per avere uno stesso modello e quindi una stessa base di confronto tra le due classi di Duttività, avendo il vincolo di non poter considerare in Classe di duttilità Alta (CD”A”) le travi a spessore come elementi sismo-resistenti, anche in bassa duttilità (CD”B) queste travi sono state considerate elementi “secondari”.

La modellazione come travi secondarie è avvenuta attraverso il posizionamento di cerniere alle estremità.

Questa modellazione, però, è stata utilizzata solo per l’analisi sismica, attraverso la gestione per fasi del modello prevista nel software All In One EWS 41.



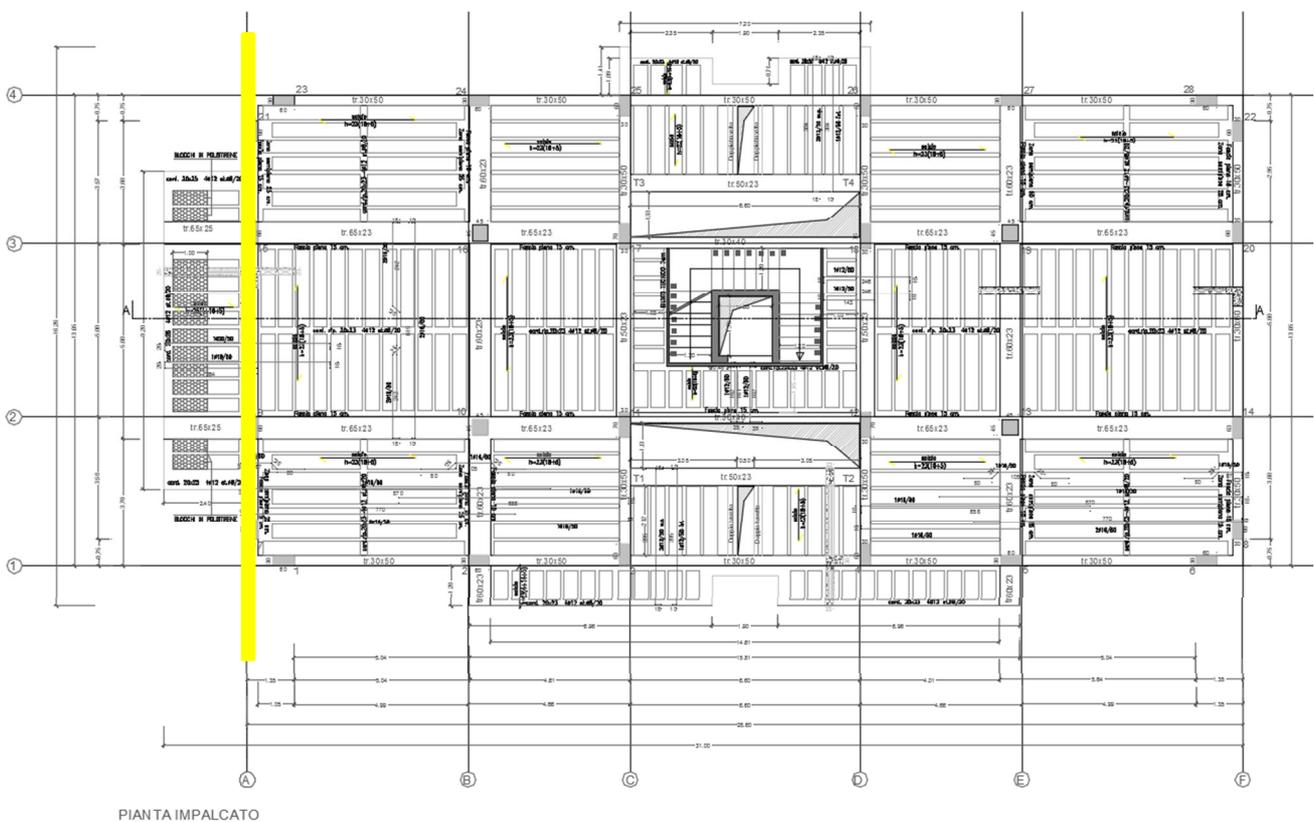
Travi a spessore solaio incerniate.

Figura 3.4

E’ stato valutato, ad ogni modo anche, il possibile effetto derivante dalla scelta di non considerare le travi a spessore solaio sismo-resistenti.

Per tale valutazione si sono confrontati, nella stessa scala grafica, i momenti flettenti nel piano Y,Z rispetto al telaio sismo-resistente "A" prima includendo tra i telai sismo-resistenti quelli con travi a spessore e poi escludendoli.

Si precisa che il diagramma dei momenti riportato è riferito esclusivamente all'azione dinamica in direzione Y.



Telai sismo-resistente A

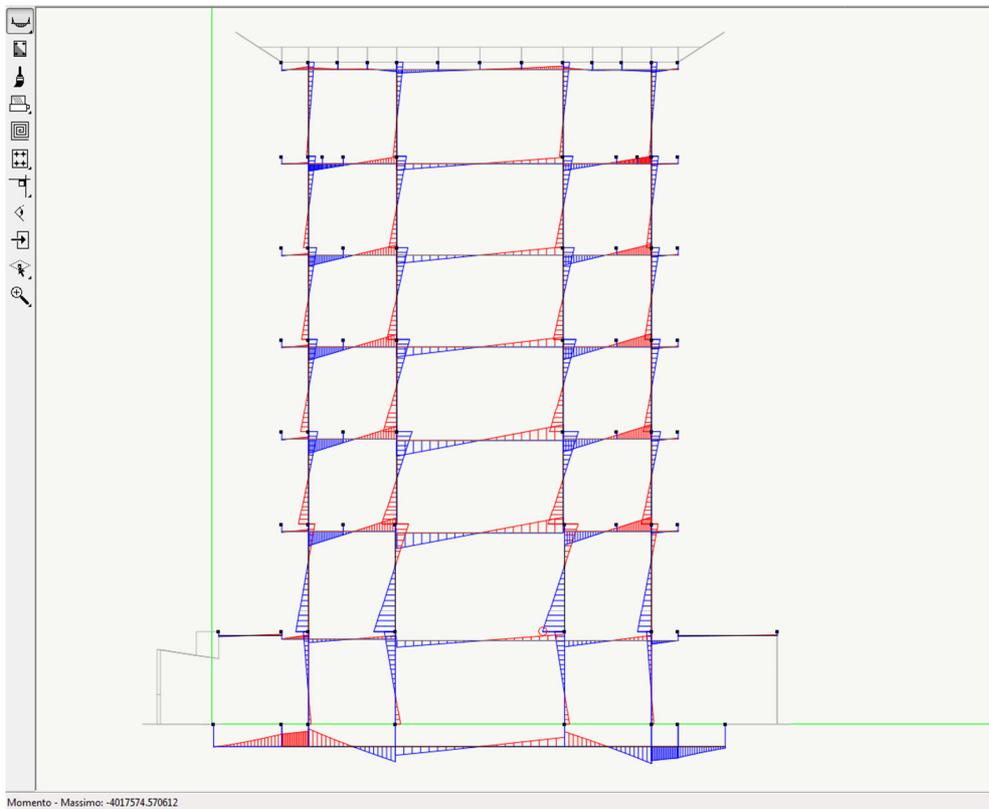
Figura 3.5

Dal confronto effettuato non è emersa un'apprezzabile variazione in termini di sollecitazioni, infatti, dalle immagini che seguono si evidenzia come il momento non cambia significativamente passando da 4017574 daN*cm. a 3943007 daN*cm., con una variazione del 1,89% rispetto al momento minore.



Momento rispetto al telaio A considerando le travi a spessore sismo-resistenti

Figura 3.6



Momento rispetto al telaio A considerando le travi a spessore non sismo-resistenti

Figura 3.7

3.4.4 Sezioni fessurate

Durante un evento sismico gli elementi strutturali in calcestruzzo armato subiscono una fessurazione (cracking), ben più importante di quella che pur di regola si osserva, dovuta ai soli carichi verticali gravitazionali, con conseguente abbattimento della rigidità (stiffness).

La prassi progettuale prevede l'utilizzo di analisi lineare - dinamica modale - nella quale dalla determinazione dei periodi di oscillazione dell'edificio sottoposto all'azione sismica, in riferimento agli spettri di risposta dettati dalle norme, ricava le accelerazioni e quindi le forze.

Le rigidità assegnate agli elementi strutturali di un edificio sottoposto ad calcolo sismico quindi, possono fortemente influenzare, nelle analisi lineari, i risultati in termini di periodi di vibrazione, distribuzione delle forze sismiche, quindi sollecitazioni e spostamenti laterali.

Per la progettazione di strutture sottoposte all'azione sismica però, sia la norma europea l'Eurocodice 8 (EC8) - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica", versione italiana del gennaio 2007, che costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea EN 1998-1:2005, - che quella Italiana (NTC di cui al D.M. 14.01.08), forniscono pochi riferimenti su quali rigidità assumere in relazione alla fessurazione del calcestruzzo.

Nelle NTC 2008 al punto 7.2.6 si richiede di "tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente".

Le sezioni in cemento armato sono soggette a fessurazione in misura dipendente dalla quantità di armature presenti, oltre che, dal tipo e dall'entità delle caratteristiche di sollecitazione.

Parlare di sforzo assiale è importante in quanto, a parità di sezioni e armature, un pilastro compresso avrà una sezione reagente maggiore e quindi sarà più rigido di una trave.

La quantità di armatura presente ha un ruolo rilevante ma più importante è l'influenza dello sforzo normale.

Quindi risulta estremamente complesso nella fase di analisi, definire una modifica della rigidezza aderente al comportamento reale della struttura.

Nella letteratura tecnica nazionale l'argomento è poco trattato e, tra gli autori stranieri, mentre alcuni propongono metodi per la riduzione della rigidezza che si basano essenzialmente su un calcolo più accurato dell'inerzia effettiva degli elementi strutturali, altri, semplicemente, propongono riduzioni dell'inerzia in funzione dell'elemento strutturale.

Nota è la seguente tabella proposta da Paulay, Priestley (1992)

Elemento	Range	Valori raccomandati
Rectangular beams	$0.30 \div 0.50 I_g$	$0.40 I_g$
T, L beams	$0.25 \div 0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columns: $P > 0.5 f_c A_g$	$0.70 \div 0.90 I_g$	$0.80 I_g$
Columns: $P = 0.2 f_c A_g$	$0.50 \div 0.70 I_g$	$0.60 I_g$
Columns: $P = -0.05 f_c A_g$	$0.30 \div 0.50 I_g$	$0.40 I_g$

Tabella Elemento Inerzia

Tabella 3.1

EC8 al punto 4.3.1 afferma: "a meno che non venga eseguita un'analisi più accurata degli elementi fessurati, le proprietà di rigidezza elastica a flessione e a taglio di elementi di calcestruzzo e di muratura possono essere prese uguale a un mezzo della corrispondente rigidezza degli elementi non fessurati".

L'indicazione dell'EC8 e delle NTC di prendere le rigidezze "a mezzo o sino al 50%", per quanto scarna, può risultare addirittura fuorviante per il progettista.

Viste le incertezze e le difficoltà nel predisporre modelli semplici, e considerato che una rigidezza ridotta fa aumentare del 40-50% il periodo di vibrazione e quindi può fare diminuire le sollecitazioni anche del 30%, si è deciso di non tenere conto delle sezioni fessurate.

3.4.5 *Regolarità*

In relazione ai requisiti di regolarità previsti dal punto 7.2.2 delle NTC 2008, l'edificio si può considerare regolare in pianta in quanto ne rispetta tutte le condizioni necessarie:

a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;

b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;

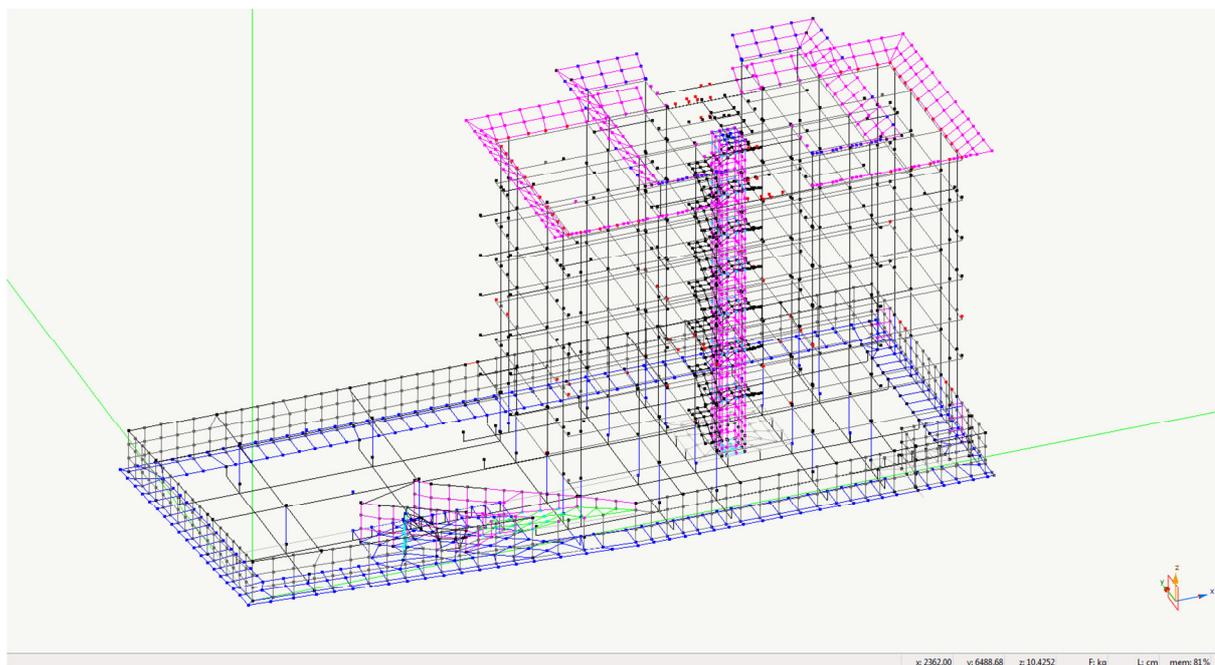
c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;

d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Non può, però, essere considerato regolare in altezza in quanto non rispetta alcuni dei requisiti previsti per tale regolarità.

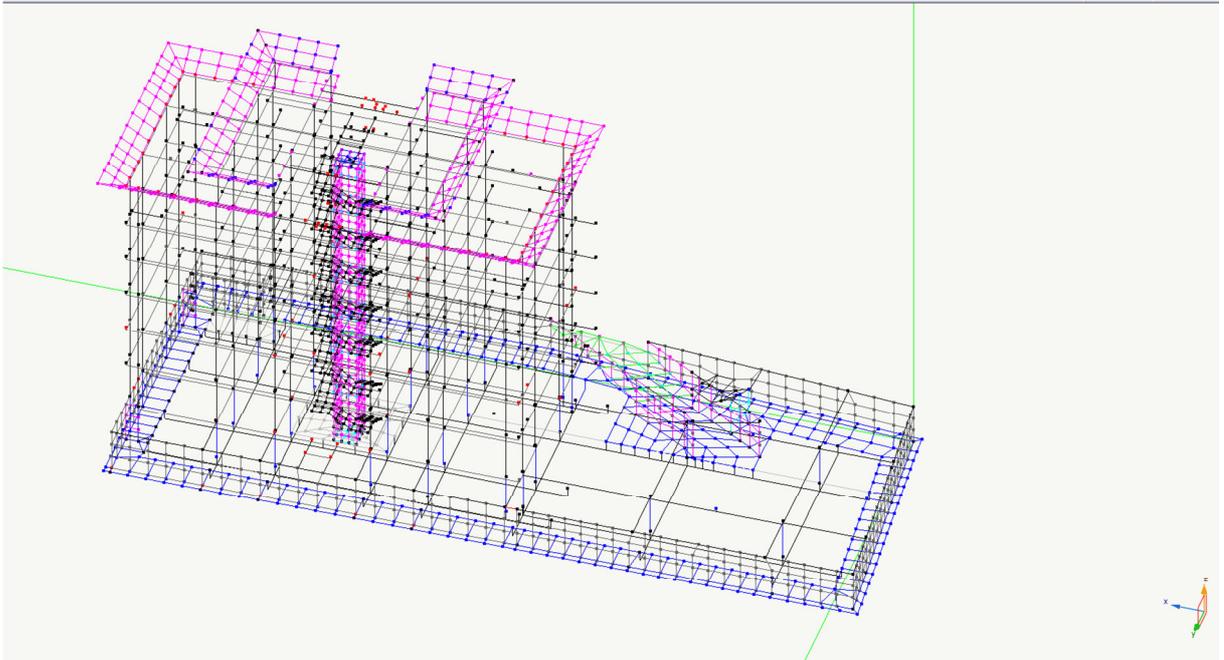
3.5 Schemi tridimensionali dell'immobile

Nelle immagini che seguono si evidenziano gli elementi costitutivi dell'immobile. Nelle prime due gli elementi finiti costituenti le pareti del piano interrato, quelle dell'ascensore centrale e gli elementi travi – pilastri in elevazione; nelle seconde due il modello solido dei medesimi elementi.



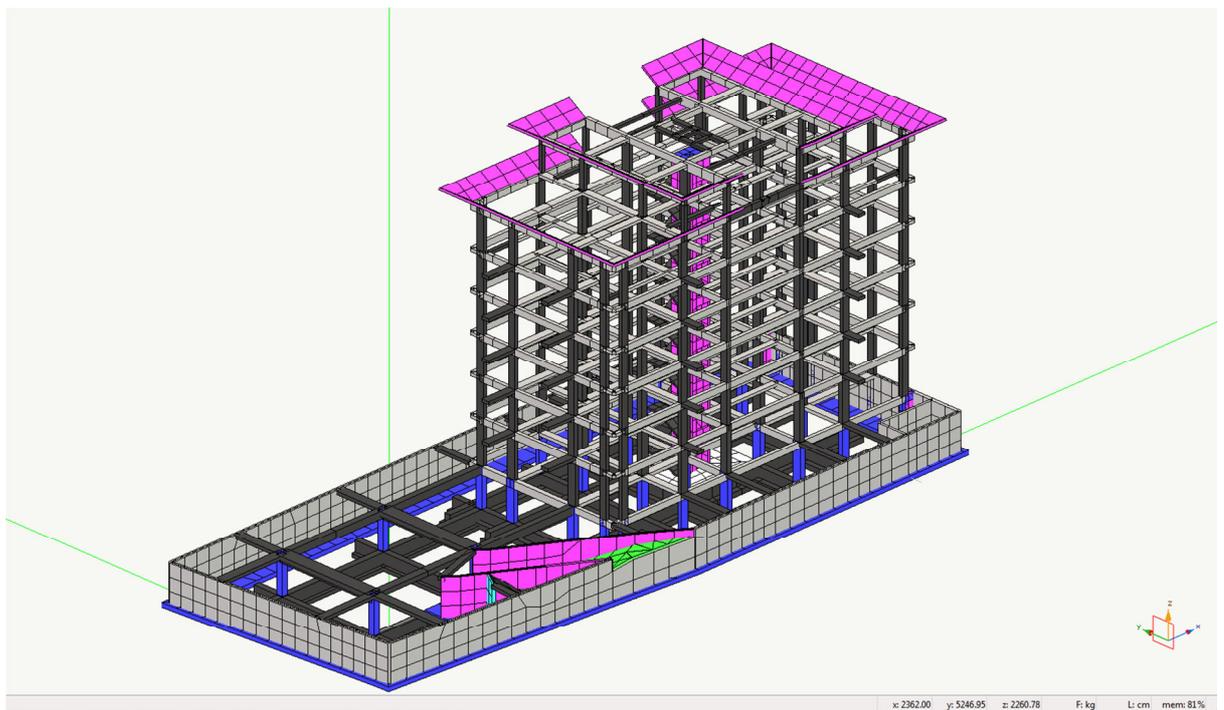
Mesh elementi finiti – vista 1

Figura 3.8



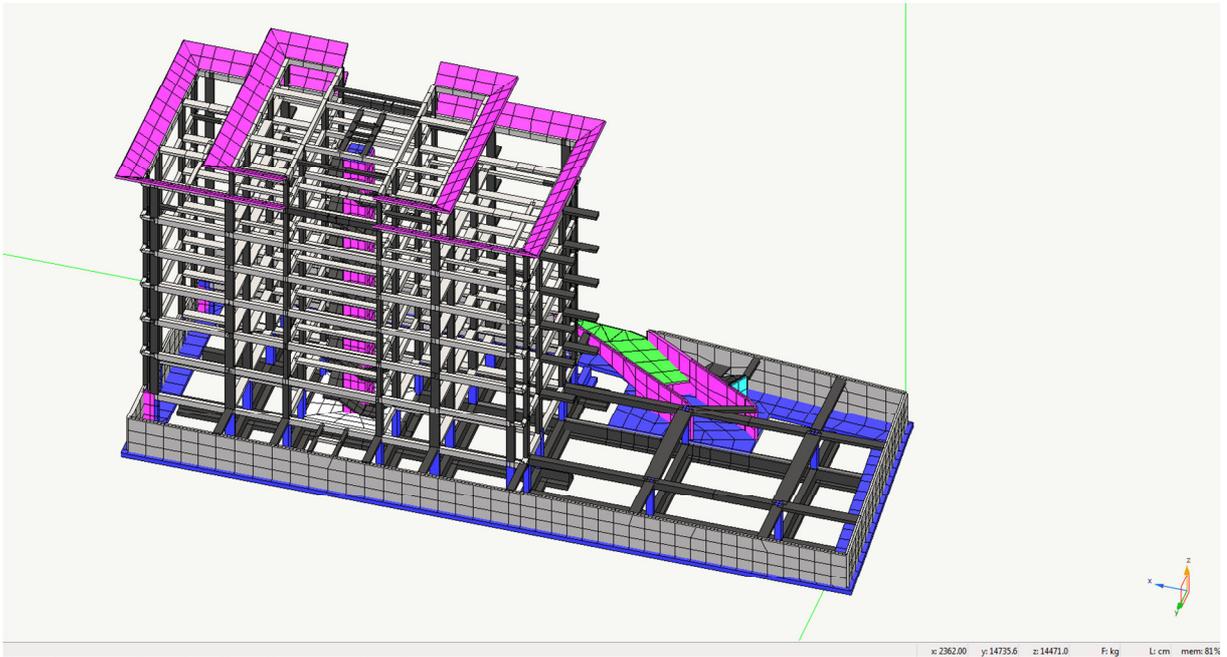
Mesh elementi finiti – vista 2

Figura 3.9



Modello solido – vista 1

Figura 3.10



Modello solido – vista 2

Figura 3.11

3.6 La duttilità e la scelta del fattore di struttura “q”

In considerazione delle peculiarità dell’immobile che ha l’ascensore, il piano interrato con pareti controterra e una struttura sovrastante intelaiata, sono stati utilizzati due diversi fattori di struttura.

Il piano interrato e l’ascensore sono stati considerati senza capacità dissipativa, mentre la struttura in elevazione è stata considerata con i criteri specifici delle classi di duttilità sia alta che bassa.

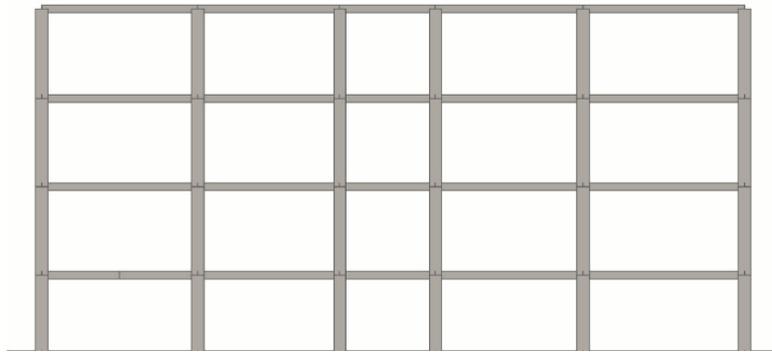
L’edificio, inoltre, pur sviluppandosi su una fondazione unica ha, in elevazione, l’ascensore con giunto sismico.

3.6.1 Scelta del fattore di struttura per il piano interrato

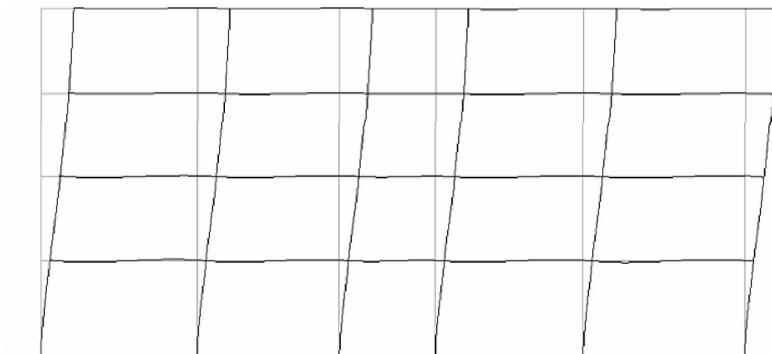
Per il piano interrato e le fondazioni è stata eseguita un’analisi elastica assumendo nei calcoli un fattore di struttura q pari ad 1; fattore proprio delle struttura non dissipative.

Come già evidenziato, avendo l'edificio in questione il piano interrato con pareti in cemento armato controterra, ci si è chiesti se occorre per la definizione del fattore di struttura tener conto di questa caratteristica e in che modo.

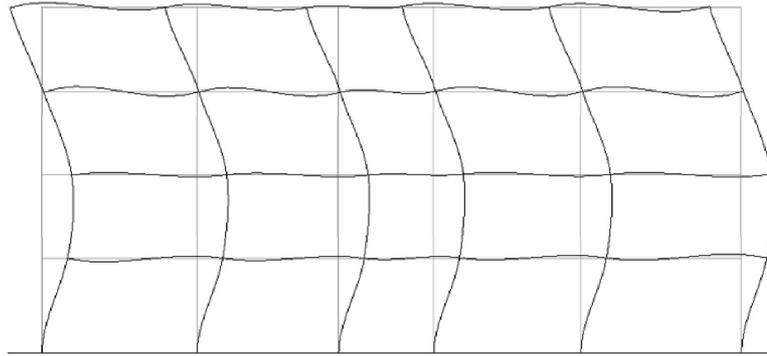
Se si considera una struttura a telaio a più piani e più campate caricata come un edificio di civile abitazione e si sottopone ad analisi dinamica modale, le deformate dei primi tre modi di vibrare, quelle più significative in quanto sono quelle che coinvolgono una gran parte della massa modale, avranno il seguente andamento:



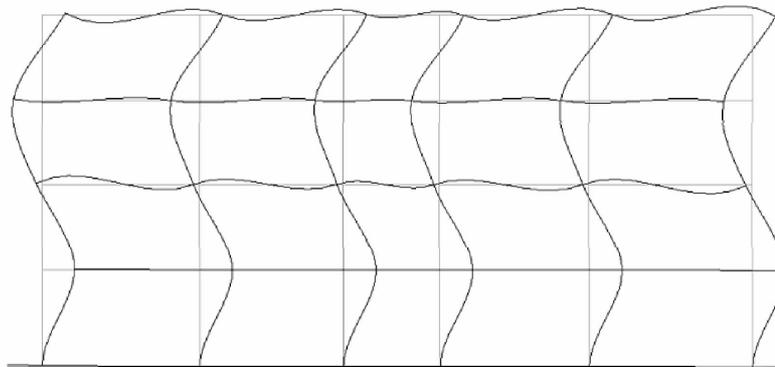
(a) Struttura



(b) 1° Modo di vibrare



(c) 2° Modo di vibrare

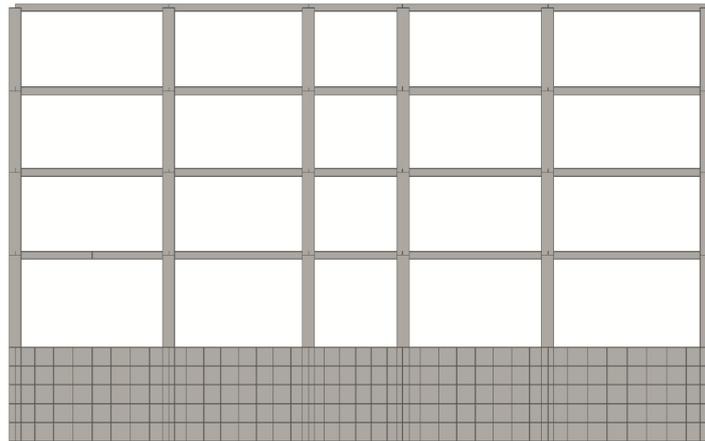


(d) 3° Modo di vibrare

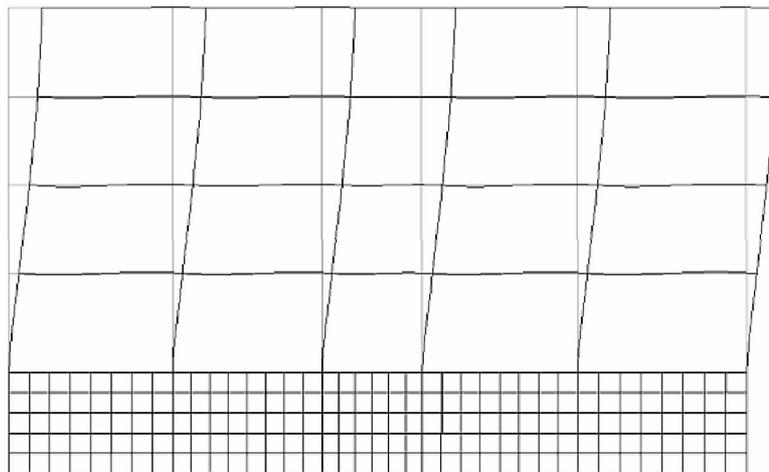
Modi di vibrare di una struttura a telaio a più piani e più campate
 (a) Struttura; (b) 1° modo di vibrare; (c) 2° modo di vibrare; (d) 3° modo di vibrare.

Figura 3.12

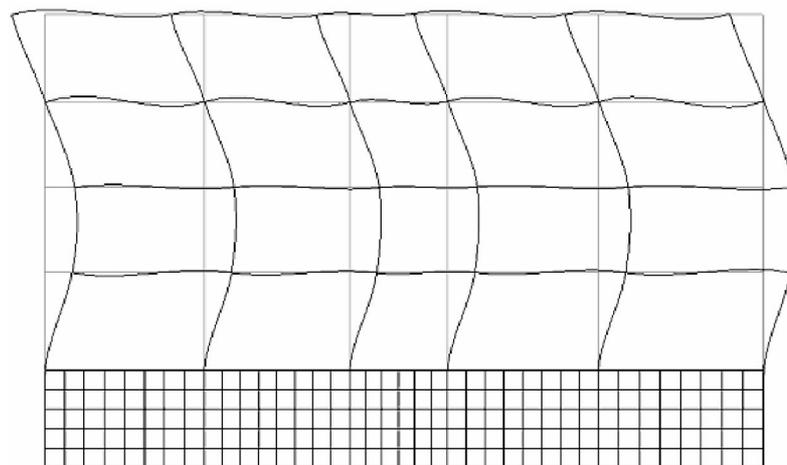
Se al di sotto della stessa struttura dal livello 0, o zero sismico, viene posizionato un muro in c.a. interrato e si ripete l'analisi modale le deformate dei primi tre modi di vibrare avranno uguale forma e stessa frequenza.



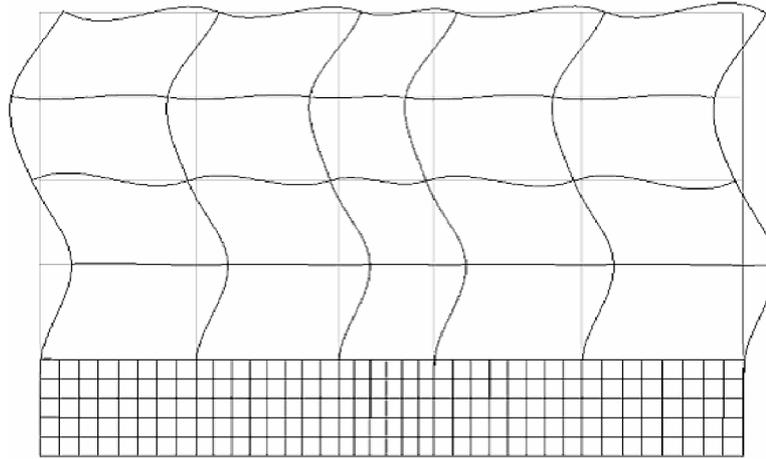
(a) Struttura



(b) 1° Modo di vibrare



(c) 2° Modo di vibrare



(d) 3° Modo di vibrare

Modi di vibrare di una struttura a telaio a più piani e più campate con al di sotto un muro in c.a. interrato
 (a) Struttura; (b) 1° modo di vibrare; (c) 2° modo di vibrare; (d) 3° modo di vibrare.

Figura 3.13

Da quanto sopra, quindi, una sovrastruttura che poggia su una struttura di elevata rigidità dovrebbe avere la stessa risposta dinamica della stessa struttura considerata isolata su appoggi fissi.

Le differenze si evidenziano nella massa partecipata che nel primo caso con i tre modi di vibrare considerati si attiva di solito quasi il 100% della massa (es. 99%), nel secondo caso, a causa dello squilibrio di rigidità, si attiva solo il 70% delle masse e per arrivare al 85%, previsto dalle NTC, occorre un numero più elevato di modi. Gli spostamenti misurati all'ultimo impalcato invece, si presentano molto simili.

Questa scatola di fondazione avente in termini tridimensionali, una distribuzione di muri, come posizione e rigidità, molto uniforme e simmetrica; con i muri perimetrali o interni in c.a. considerati ad essa appartenere, viene descritta nell'Eurocodice 8 (EC8) - UNI EN 1998-1:2005 - di seguito riportato ed identificata come basamenti scatolari o box-type foundation (BTF).

UNI EN 1998-1:2005: 5.8.1(5) *“In basamenti scatolari di strutture dissipative, che comprendono: a) una soletta di calcestruzzo che agisce come un diaframma rigido a*

livello del tetto del piano interrato; b) una piastra di fondazione o un grigliato di travi di collegamento o di travi di fondazione a livello della fondazione, e c) muri di fondazione perimetrali e/o interni, progettati in conformità a (2)P del presente punto, le colonne e le travi (incluse quelle del tetto del piano interrato) sono attese rimanere elastiche sotto la situazione sismica di progetto e possono essere progettate in conformità al punto 5.3.2(1)P. Si raccomanda che le pareti di taglio siano progettate per sviluppare cerniere plastiche a livello della soletta del piano interrato. A tal fine, nelle pareti che continuano con la stessa sezione trasversale al di sopra del tetto del piano interrato, la zona critica si raccomanda sia considerata estendersi al di sotto del livello del tetto del piano interrato fino a un'altezza di h_{cr} [vedere punto 5.4.3.4.2(1) e punto 5.5.3.4.5(1)]. Inoltre, l'altezza libera totale di tali pareti all'interno del piano interrato si raccomanda sia dimensionata a taglio assumendo che la parete sviluppi la sua sovreresistenza flessionale $\gamma_{Rd}M_{Rd}$ (con $\gamma_{Rd} = 1,1$ per la classe DCM e $\gamma_{Rd} = 1,2$ per la classe DCH) a livello del tetto del piano interrato e momento nullo a livello della fondazione”.

Dall EC8, un BTF, ovvero una scatola di fondazione di rigidità elevata, deve avere:

- a) una soletta di cls, posta a livello 0, che funzioni da impalcato rigido;
- b) muri in c.a. perimetrali o interni, collegati tra di loro da un platea o da un graticcio di travi nelle due direzioni

In presenza di strutture isolate che proseguono nell'interrato (es. pilastri), queste dovranno essere adeguatamente collegate a livello di fondazione (ad es. un plinto sotto ad un pilastro dovrà essere collegato alla fondazione con cordoli nelle due direzioni); e le aperture nei muri perimetrali o interni dovranno essere molto limitate per evitare una eccessiva deformabilità e togliere rigidità alla scatola.

Il BTF se correttamente realizzato funziona sia se totalmente interrato ma anche se parzialmente interrato (tipico caso dei seminterrati).

Considerato il comportamento, pressoché uguale, delle due strutture considerate sopra, ovvero con BTF o isolate, e realizzando il BTF come prescritto nelle norme UNI EN 1998-1:2005, si può pensare di attribuire alla sovrastruttura un fattore di struttura (q) pari a quello della stessa considerata isolata.

La struttura in elevazione, infatti, in virtù dell'elevata rigidità della scatola sui cui poggia, risponderà con un comportamento strutturale (fattore di struttura) fedele a quello che la caratterizza come struttura considerata isolata.

Di contro però, l'intero contenuto della scatola di fondazione: travi di fondazione, grigliato di travi, platea, muri perimetrali e/o interni, ma anche pilastri all'interno del piano interrato e travi situate a livello intermedio, incluse quello a livello 0 (cioè nel solaio a copertura dell'interrato), devono essere progettate per rimanere elastiche sotto l'azione sismica.

Quindi la struttura di elevazione potrà essere calcolata come struttura dissipativa (con il fattore di struttura che le compete) e tutto il contenuto del BTF potrà seguire i criteri delle fondazioni da progettarsi in campo elastico e, frequentemente, a favore di sicurezza, al BTF si attribuisce, per il calcolo, il fattore di struttura $q=1$.

Si avranno in tal modo due fattori di struttura, uno per la sovrastruttura e uno per la parte sottostante.

In merito alla definizione del fattore di struttura in edifici intelaiati in calcestruzzo armato con pareti al livello interrato (o seminterrato), per la realizzazione di strutture ai sensi delle NTC-2008 si è espresso anche il Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna.

Nella riunione del 12 settembre 2011 - Seduta n. 9 - a seguito di numerose richieste di chiarimenti da parte di alcune Strutture Tecniche Competenti in materia sismica, ha evidenziato come:

... Il fattore di struttura "q" è rappresentativo e sintetizza in se, nel caso di analisi lineari con spettro di risposta, le capacità dissipative della costruzione. Si ritiene, quindi, che esso debba essere definito con riferimento alle modalità di dissipazione di energia previste nel progetto, ossia alla configurazione strutturale delle "zone dissipative". Ne consegue che, ad esempio, qualora le dissipazioni di energia siano limitate ai soli piani superiori, nella valutazione delle caratteristiche di regolarità e nella definizione della tipologia strutturale di riferimento (ai fini della valutazione del fattore di struttura, ossia di a_u/a_1 , q_0 e k_R) non si terrà conto del piano con presenza di pareti. Si intende che, in tal caso, gli elementi strutturali del piano con pareti dovranno essere progettati in accordo con un comportamento strutturale non-dissipativo, adottando, nel loro dimensionamento (ed in quello dei collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura) un appropriato coefficiente di sovraresistenza.

Viceversa, qualora siano previste "zone dissipative" anche in elementi del piano interrato (o seminterrato), le condizioni di regolarità dovranno (ai fini della valutazione del fattore di struttura) essere riferite all'intero complesso e la tipologia strutturale di riferimento sarà quella maggiormente conservativa.

Si intende, inoltre, che:

- la modellazione deve essere comunque tale da cogliere correttamente il comportamento dell'intera struttura, inclusi gli effetti delle irregolarità in pianta ed in elevazione (anche qualora tali irregolarità non contribuiscano alla definizione del fattore di struttura per le ragioni sopra esposte); in generale e salvo più appropriate valutazioni, è opportuno che il modello comprenda sia il piano con pareti che la*

sovrastante struttura intelaiata, a meno che l'intero piano con pareti non sia qualificabile come "fondazione" dell'edificio;

- ove appropriato, la tipologia strutturale di riferimento ed il conseguente fattore di struttura, potranno essere diversi per le due direzioni ortogonali principali;*
- particolare attenzione dovrà essere posta alla progettazione ed alla verifica (nel rispetto delle prescrizioni contenute nelle NTC-2008) dell'impalcato "di confine" tra il piano con pareti e quello sovrastante (nei confronti delle sollecitazioni membranali), per il suo probabile significativo ruolo nella ripartizione delle azioni orizzontali tra le membrature di tipologie diverse.*

3.6.2 Scelta del fattore di struttura per la sovrastruttura

La struttura in elevazione è stata considerata con i criteri specifici delle classi di duttilità Alta e Bassa e per entrambe le classi è stato calcolato il corrispondente fattore di struttura.

Il fattore di struttura è stato calcolato attraverso l'espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

I massimi valori di q_0 sono in funzione della tipologia strutturale dell'immobile e della classe di duttilità, CD"A" o CD"B", considerata.

Nella tabella che seguente viene mostrata tale differenziazione.

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

Massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B")

Tabella 3.2

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di a_u/a_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $a_u/a_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $a_u/a_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $a_u/a_1 = 1,3$

Considerando una Strutture a telaio, con più piani e più campate e non regolare in altezza il fattore di struttura sarà:

- per la Classe di duttilità Alta CD"A"

$$q = q_0 \times K_R = 4,5 \times 1,3 \times 0,8 = 5,85 \times 0,8 = 4,68$$

- per la Classe di duttilità Bassa CD"B"

$$q = q_0 \times K_R = 3,0 \times 1,3 \times 0,8 = 3,9 \times 0,8 = 3,12$$

Una volta calcolati, tali valori sono stati utilizzati per la definizione dello spettro di progetto che è risultato diverso quindi a seconda della classe di Duttilità adottata.

3.6.3 Scelta del fattore di struttura per il vano ascensore

La necessità dell'installazione di un ascensore ha portato alla realizzazione di un vano ascensore a pareti, collegato dalla fondazione unica all'edificio ma, appositamente giuntato in elevazione, per ovviare sia alle possibili criticità nelle travi di collegamento con la struttura (verifiche collegamenti); sia per evitare possibili effetti di deformazione torsionale che avrebbero portato al calcolo di un fattore di struttura più basso.

Per le strutture deformabili torsionalmente, infatti, il q_0 è pari a 3,0 per Cd"A" e a 2,0 per CD"B".

E' stato comunque utilizzato un fattore di struttura q pari ad 1 evitando così di procedere ad un'ulteriore analisi dinamica derivante dall'attribuzione di un terzo fattore di struttura.

3.7 La duttilità nell'analisi modale: Lo spettro di Progetto

Nell'analisi modale il concetto di duttilità si concretizza nello spettro di progetto attraverso il fattore di struttura q che, riducendo le forze elastiche dello spettro di risposta anelastico, tiene conto della capacità dissipativa della struttura, della sua sovrarresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Per la definizione dello Spettro di Progetto è stato utilizzato il programma SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 scaricabile gratuitamente dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

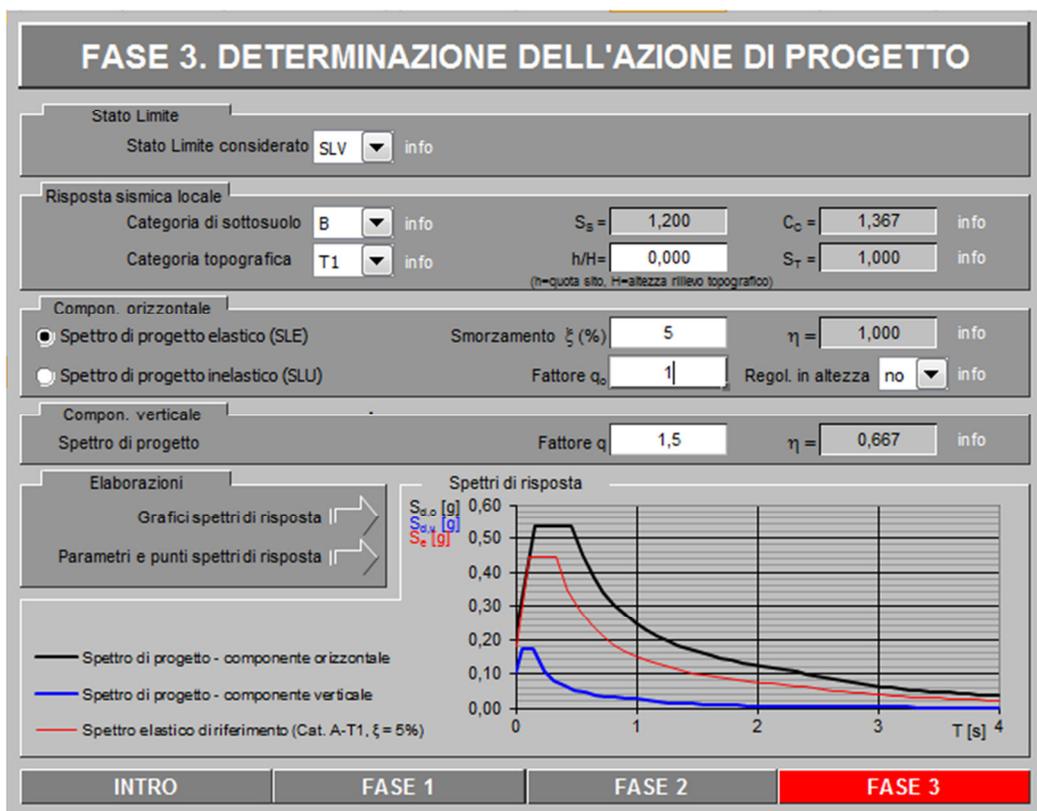
Il programma fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

E' diviso in fasi e la prima fase consiste nell'individuazione della pericolosità del sito attraverso l'inserimento delle sue coordinate o indicandone la regione, la provincia e il comune.

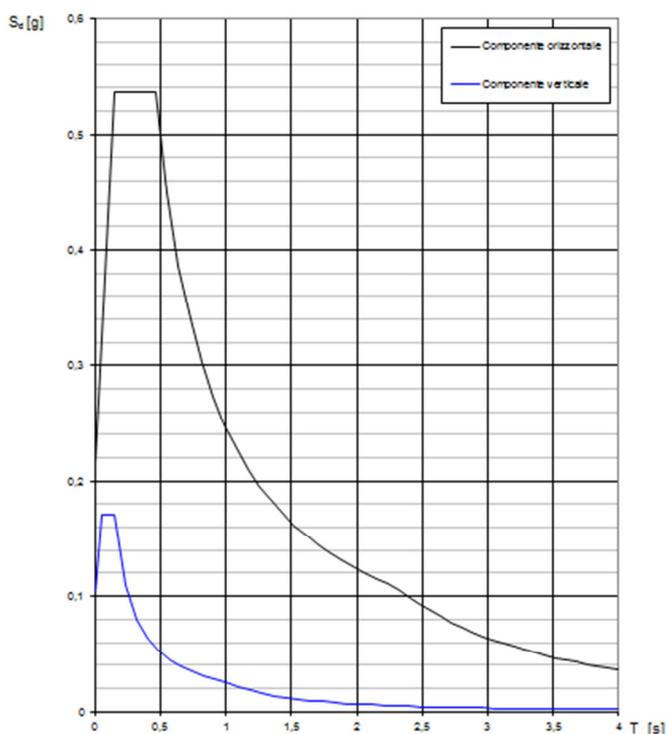
Nella seconda fase viene inserita la vita nominale, la classe d'uso e calcolata la vita di riferimento.

Nella terza fase viene determinata l'azione di progetto tramite l'indicazione dello stato limite, della categoria di sottosuolo, della categoria topografica, del fattore q_0 e della regolarità o meno in altezza.

3.7.1 Determinazione dell'azione di progetto tramite SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 per fattore di struttura unitario.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



INDIETRO

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,181 g
F_{a1}	2,466
T_B	0,337 s
S_z	1,200
C_D	1,367
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,154 s
T_C	0,461 s
T_D	2,324 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_z \cdot S_T \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S+2)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_D \cdot T_B \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (MTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (MTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,217
0,154	0,336
0,461	0,536
0,550	0,443
0,633	0,387
0,727	0,340
0,816	0,303
0,905	0,273
0,993	0,243
1,082	0,228
1,171	0,211
1,259	0,196
1,348	0,183
1,437	0,172
1,525	0,162
1,614	0,153
1,703	0,145
1,792	0,138
1,880	0,131
1,969	0,125
2,058	0,120
2,146	0,115
2,235	0,111
2,324	0,106
2,403	0,099
2,483	0,093
2,563	0,087
2,643	0,082
2,723	0,077
2,803	0,073
2,882	0,069
2,962	0,065
3,042	0,062
3,122	0,059
3,202	0,056
3,282	0,053
3,361	0,051
3,441	0,048
3,521	0,046
3,601	0,044
3,681	0,042
3,761	0,041
3,840	0,039
3,920	0,037
4,000	0,036

INDIETRO

COMP. VERTIC.

3.7.2 Determinazione dell'azione di progetto tramite SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 in CD"A".

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **B** info
 Categoria topografica: **T1** info
 $S_B = 1,200$ $C_D = 1,367$ info
 $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) = **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_o = 5,85$ Regol. in altezza: **no** info

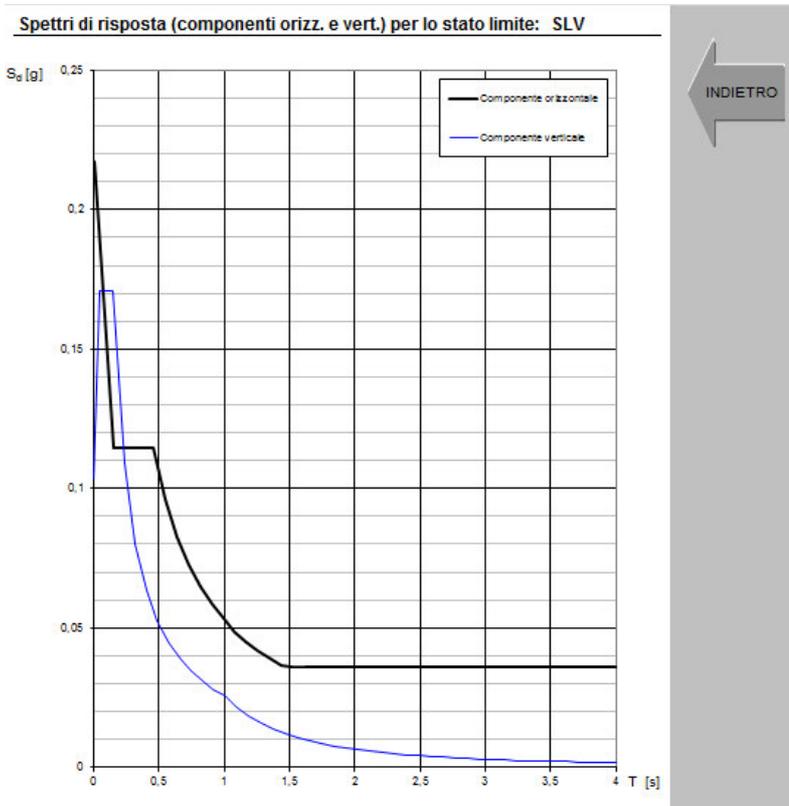
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q = 1,5$ $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_1	0,181 q
F_1	2,468
T_c	0,237 r
S_1	1,200
C_c	1,267
S_T	1,000
q	4,630

Parametri dipendenti	
S	1,200
η	0,214
T_p	0,154 r
T_c	0,461 r
T_b	2,324 r

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1 \cdot S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \left(\frac{S}{S_1} \right)} \geq 0,55; \quad \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4,0 \cdot a_1 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.3)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_1 \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_1} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_1$$

$$T_c \leq T < T_p \quad S_d(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_1 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_p \leq T \quad S_d(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot F_1 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_p}{T^2} \right)$$

La pappetta di progetto $S_d(T)$ per lo verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni della pappetta elastica $S_e(T)$ moltiplicandola con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

unti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,217
T _{pe}	0,154	0,114
T _{oe}	0,461	0,114
	0,550	0,096
	0,639	0,083
	0,727	0,073
	0,816	0,065
	0,905	0,058
	0,993	0,053
	1,082	0,049
	1,171	0,045
	1,259	0,042
	1,348	0,039
	1,437	0,037
	1,525	0,036
	1,614	0,036
	1,703	0,036
	1,792	0,036
	1,880	0,036
	1,969	0,036
	2,058	0,036
	2,146	0,036
	2,235	0,036
T _{be}	2,324	0,036
	2,403	0,036
	2,483	0,036
	2,563	0,036
	2,643	0,036
	2,723	0,036
	2,803	0,036
	2,882	0,036
	2,962	0,036
	3,042	0,036
	3,122	0,036
	3,202	0,036
	3,282	0,036
	3,361	0,036
	3,441	0,036
	3,521	0,036
	3,601	0,036
	3,681	0,036
	3,761	0,036
	3,840	0,036
	3,920	0,036
	4,000	0,036



3.7.3 Determinazione dell'azione di progetto tramite SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 in CD"B".

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** info $S_B = 1,200$ $C_C = 1,367$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **3,9** Regol. in altezza **no** info

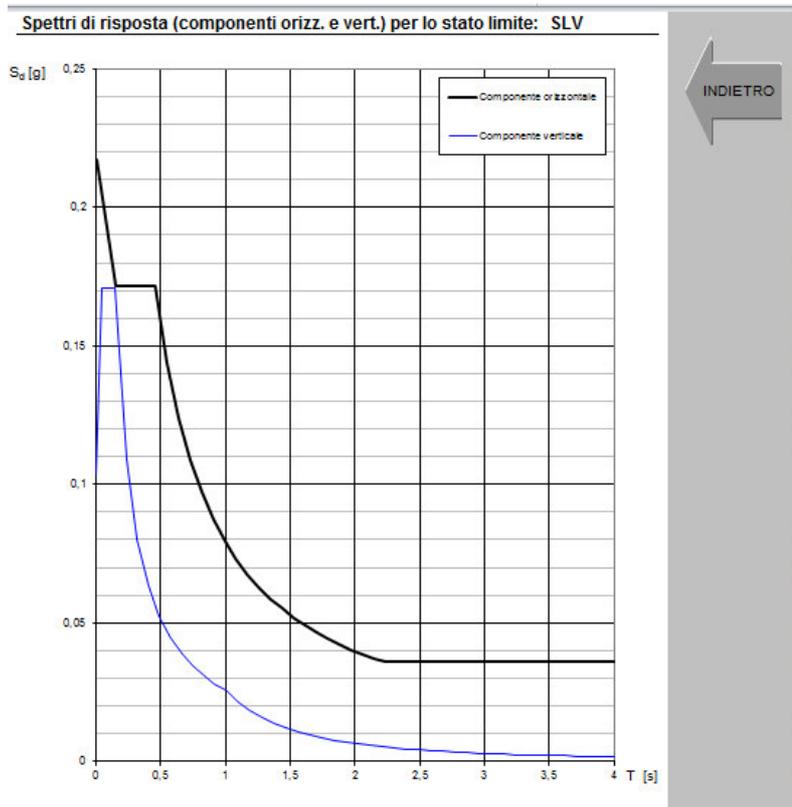
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_1	0,181 q
F_s	2,468
T_c	0,237 s
S_s	1,200
C_s	1,267
S_T	1,000
q	3,120

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,321
T_B	0,154 s
T_C	0,461 s
T_D	2,324 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1 \cdot S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (\xi + \xi^2)} \geq 0,55; \eta = 1 \text{ q} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_s \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_1 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.1)

$$0 \leq T < T_B \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_1(T) = a_1 \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

La pappetta di progetto $S_1(T)$ per lo verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuta dalle espressioni della pappetta sismica $S_1(T)$ moltiplicando η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 §3.2.3.5)

Unità dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,217
T_{pe}	0,154	0,172
T_{ce}	0,461	0,172
	0,550	0,144
	0,639	0,124
	0,727	0,109
	0,816	0,097
	0,905	0,088
	0,993	0,080
	1,082	0,073
	1,171	0,068
	1,259	0,063
	1,348	0,059
	1,437	0,055
	1,525	0,052
	1,614	0,049
	1,703	0,046
	1,792	0,044
	1,880	0,042
	1,969	0,040
	2,058	0,038
	2,146	0,037
	2,235	0,036
T_{de}	2,324	0,036
	2,403	0,036
	2,482	0,036
	2,563	0,036
	2,643	0,036
	2,723	0,036
	2,803	0,036
	2,882	0,036
	2,962	0,036
	3,042	0,036
	3,122	0,036
	3,202	0,036
	3,282	0,036
	3,361	0,036
	3,441	0,036
	3,521	0,036
	3,601	0,036
	3,681	0,036
	3,761	0,036
	3,840	0,036
	3,920	0,036
	4,000	0,036

INDIETRO

COMP. VERTIC.

3.7.4 Spettri e i risultati significativi dell'analisi dinamica lineare utilizzati dal programma di Analisi.

Come precedentemente detto sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L'analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Di seguito si riportano i tabulati relativi agli spettri utilizzati dal programma di Analisi e i risultati significativi dell'analisi dinamica lineare.

SPETTRI DI RISPOSTA a meno di a_g
Spettro terreno B bassa duttilità

```
fattore q automatico SI
Dir. azione sismica orizzontale
  regolare in pianta SI
  regolare in altezza NO
numero di intervalli 32
materiale struttura Calcestruzzo
tipologia struttura Telaio più piani più campate
forma dello spettro Inelastico
categoria del suolo Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati
  o terreni a grana fine molto consistenti
classe di duttilità Bassa
categoria topografica T1
  normativa DM 2008
  zona sismica II
  classe d'uso 4
tipo di stato limite SLV
durata totale 2.32
smorzamento 5.00
  f0 2.47
  Ag/g 0.18
  Tc* 0.34
  longitudine 13.35
  latitudine 41.64
  Pv 0.10
  Vr 75.00
% quota sul pendio 1.00
  Tr 711.84
fattore q effettivo 3.12
fattore n effettivo 1.00
fattore s effettivo 1.20
periodo risposta
  0 1.2
0.0749564 1.07727
  0.15308 0.949353
0.224869 0.949353
0.299826 0.949353
0.374782 0.949353
0.459239 0.949353
0.524695 0.830921
0.599651 0.727056
0.674607 0.646272
0.749564 0.581645
0.82452 0.528768
```

0.899477 0.484704
 0.974433 0.447419
 1.04939 0.415461
 1.12435 0.387763
 1.1993 0.363528
 1.27426 0.342144
 1.34921 0.323136
 1.42417 0.306129
 1.49913 0.290822
 1.57408 0.276974
 1.64904 0.264384
 1.724 0.252889
 1.79895 0.242352
 1.87391 0.232658
 1.94887 0.22371
 2.02382 0.215424
 2.09878 0.20773
 2.17374 0.200567
 2.24869 0.2
 2.32365 0.2

Spettro terreno B alta duttilità

fattore q automatico SI
 Dir. azione sismica orizzontale
 regolare in pianta SI
 regolare in altezza NO
 numero di intervalli 32
 materiale struttura Calcestruzzo
 tipologia struttura Telaio più piani più campate
 forma dello spettro Inelastico
 categoria del suolo Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o
 terreni a grana fine molto consistenti
 classe di duttilità Alta
 categoria topografica T1
 normativa DM 2008
 zona sismica II
 classe d'uso 4
 tipo di stato limite SLV
 durata totale 2.32
 smorzamento 5.00
 f_0 2.47
 Ag/g 0.18
 T_c^* 0.34
 longitudine 13.35
 latitudine 41.64
 Pv 0.10
 Vr 75.00
 % quota sul pendio 1.00
 Tr 711.84
 fattore q effettivo 4.68
 fattore n effettivo 1.00
 fattore s effettivo 1.20
periodo risposta
 0 1.2
 0.0749564 0.922317
 0.15308 0.632902
 0.224869 0.632902
 0.299826 0.632902
 0.374782 0.632902
 0.459239 0.632902
 0.524695 0.553947
 0.599651 0.484704
 0.674607 0.430848
 0.749564 0.387763
 0.82452 0.352512

0.899477 0.323136
0.974433 0.298279
1.04939 0.276974
1.12435 0.258509
1.1993 0.242352
1.27426 0.228096
1.34921 0.215424
1.42417 0.204086
1.49913 0.2
1.57408 0.2
1.64904 0.2
1.724 0.2
1.79895 0.2
1.87391 0.2
1.94887 0.2
2.02382 0.2
2.09878 0.2
2.17374 0.2
2.24869 0.2
2.32365 0.2

Dati di sintesi per piani

Spostamenti dinamici di piano

Piano	Quota	SLVx(tx)	SLVx(ty)	SPVx(rz)	SLVy(tx)	SLVy(ty)	SPVy(rz)
1	315	0.0148721	0.00231015	6.22377e-008	0.00154728	0.0454107	1.61002e-007
2	681	1.87478	0.00493315	3.01965e-005	0.00395382	1.68737	-0.000274756
3	996	4.29086	0.00666778	6.12396e-005	0.0105851	3.58305	-0.000602022
4	1307.5	6.55881	0.00839475	8.7792e-005	0.0157813	5.35947	-0.000904494
5	1619	8.47133	0.0101139	0.00010974	0.0191687	6.91271	-0.00116155
6	1930.5	9.93052	0.0128744	0.00012548	0.0185378	8.135	-0.00134945
7	2250.9	10.8982	0.027568	0.000133487	0.0354881	8.93409	-0.00146078
8	2508.9	11.3917	0.0288843	0.000131594	0.0400857	9.3338	-0.00153786

Gli spostamenti per SLV sono amplificati come da DM08 §7.3.3.3.

Risultanti sismiche di piano

Piano	Quota	SLU	Fx	Fy	Mz	gx	gy
1	315	SLVx	-323043	-4095.61	-3.24863e+008	2808.12	796.901
2	681		-179520	-337.155	3.2054e+008	3785.01	909.429
3	996		-165679	-382.775	2.95677e+008	3788.65	909.136
4	1307.5		-146794	-159.402	2.62979e+008	3785.01	909.667
5	1619		-127965	-179.252	2.29137e+008	3788.65	909.136
6	1930.5		-105884	-219.899	1.90103e+008	3785.01	909.667
7	2250.9		-67352.6	-220.113	1.21448e+008	3788.65	909.136
8	2508.9		-29012.4	-40.8112	5.2445e+007	3777	903.125
1	315	SLVy	-2569.22	-373562	8.02284e+007	2808.12	796.901
2	681		73.3051	-199095	3.66315e+007	3785.01	909.429
3	996		92.1504	-183551	3.46754e+007	3788.65	909.136
4	1307.5		40.9646	-162766	2.7329e+007	3785.01	909.667
5	1619		50.8694	-141019	2.36133e+007	3788.65	909.136
6	1930.5		30.7898	-115589	1.76799e+007	3785.01	909.667
7	2250.9		-40.8305	-72675.7	8.63248e+006	3788.65	909.136
8	2508.9		3.80883	-24433.3	1.96686e+006	3777	903.125
1	315	SLVx	-314907	181.938	-3.10692e+008	2808.12	796.901
2	681		-168837	-163.381	3.01685e+008	3785.01	909.429
3	996		-155416	-476.474	2.77884e+008	3788.65	909.136
4	1307.5		-134551	-79.4162	2.40888e+008	3785.01	909.667
5	1619		-115258	-117.066	2.0614e+008	3788.65	909.136
6	1930.5		-93133.9	-141.834	1.67199e+008	3785.01	909.667
7	2250.9		-63629.4	-115.714	1.14751e+008	3788.65	909.136
8	2508.9		-23511.1	74.2838	4.25021e+007	3777	903.125

1	315	SLV _y	-4702.65	-370498	6.9624e+007	2808.12	796.901
2	681		-212.842	-199963	3.95413e+007	3785.01	909.429
3	996		-54.7924	-184042	3.82151e+007	3788.65	909.136
4	1307.5		-28.692	-163711	2.90692e+007	3785.01	909.667
5	1619		17.198	-139314	2.50795e+007	3788.65	909.136
6	1930.5		89.1864	-113338	1.80304e+007	3785.01	909.667
7	2250.9		-59.1892	-69280.1	9.18641e+006	3788.65	909.136
8	2508.9		173.685	-30475.9	1.71536e+006	3777	903.125

Masse e dimensioni di piano

Piano	Quota	M	Gmx	Gmy	Lmin	Lmax
1	315	1211.24	2739.43	925.805	2106.1	5343.6
2	681	506.138	3675.48	885.17	1499	3095
3	996	495.722	3673.84	879.253	1499	3095
4	1307.5	494.211	3674.69	879.18	1499	3095
5	1619	494.866	3673.66	879.212	1499	3095
6	1930.5	597.253	3677.64	883.8	1499	3095
7	2250.9	270.729	3777	903.136	1334	2422
8	2508.9	65.8615	3776.44	903.343	690	881

Per il piano **Piano** a quota **Quota** si espongono: massa di piano **M**, centro di massa **Gm**, dimensioni minime e massime del piano, incluse eventuali sporgenze **Lmin** ed **Lmax**.

Rigidezza di piano

Piano	Quota	Jx	Jy	Jt	Gjx	Gjy
1	315	4.33691e+007	1.53888e+007	4.1522e+015	2324	2411.38
2	681	280716	376465	5.31011e+011	3655.9	842.677
3	996	195549	298795	4.35216e+011	3655.48	822.813
4	1307.5	181188	279921	4.13787e+011	3657.49	817.734
5	1619	177415	265229	3.94449e+011	3657.41	815.935
6	1930.5	176279	251465	3.83585e+011	3662.27	820.276
7	2250.9	122612	160971	2.41427e+011	3762.75	841.163
8	2508.9	69753.3	80399.1	6.36119e+010	3764.53	841.748

Per il piano **Piano** a quota **Quota** si espongono: le rigidezze di piano **Jx**, **Jy** e **Jt** dove **Jt** è la rigidezza torsionale, il centro delle rigidezze **Gj**.

Altri parametri di piano

Piano	Quota	Thx	Thy	Ex	Ey	grx	gry	gmx	gmy	
1	315	0.000926649	0.00261151	-415.435	1485.58	9775.9	16358.9	1510.94	601.127	27.9723
2	681	0.0871304	0.0649697	-19.5786	-42.4932	1380.02	1202.71	906.912	465.947	2.99636
3	996	0.120179	0.0786524	-18.3563	-56.4398	1439.66	1203.93	916.944	466.509	3.0208
4	1307.5	0.104279	0.0674981	-17.2017	-61.4464	1463.22	1207.13	915.898	466.964	3.03888
5	1619	0.079126	0.0529284	-16.2465	-63.2768	1469.24	1209.37	915.837	466.766	3.04742
6	1930.5	0.0520521	0.0364891	-15.3659	-63.5241	1470.03	1212.62	903.297	465.338	3.07231
7	2250.9	0.0262242	0.019975	-14.253	-61.9723	1464.98	1213.51	661.005	357.935	4.05044
8	2508.9	0.0112014	0.00971817	-11.9049	-61.5952	1438.71	1195.94	274.313	294.962	6.62925

Per il piano **Piano** a quota **Quota** si espongono: i fattori di sensibilità allo spostamento laterale **Thx** e **Thy**, le eccentricità del centro di massa rispetto al centro di rigidezza **ex** ed **ey**, i giratori di rigidezza e di massa **gr** e **gm** ed infine il fattore di disaccoppiamento **omega** degli autovalori di piano.

Parametri riassuntivi

Nome	Definizione	Valore
A	Massima eccentricità	0.288676
B	Massimo rapporto frequenze disaccoppiate traslazionale/torsionale	27.9723
C	Massimo rapporto tra giratori di rigidezza	1.67339
D	Massima variazione verticale di eccentricità	1.71218
E	Massima variazione verticale di massa	0.756726
F	Massima variazione verticale di rigidezza in aumento	0
G	Massima variazione verticale di rigidezza in diminuzione	0.989795

H Massimo coefficiente sensibilità spostamento laterale	0.120179
I Minima deformabilità torsionale	1.19636
L Amplificazione spostamenti sismici	3.12
M Amplificazione azione sismica per non Lin. Geom.	1.13659
N Criterio di regolarità	Non regolare in altezza

Qui la struttura si definisce regolare se è vera la seguente espressione logica nella quale si sono indicate le variabili come più sopra esposto.

INFORMAZIONI - ANALISI "_1578" (Fase 2)

Equazioni.....	10488
Semibanda.....	2877
Numero blocchi.....	1
Zero algoritmico.....	2.0977e-004
Tempo totale analisi (sec).....	17.02
Metodo di combinazione modale....	CQC
Smorzamento predefinito.....	5.00e-002
Fattore Rayleigh masse.....	0.00
Fattore Rayleigh rigidezza.....	1.00

ACCELERAZIONI SISMICHE

Vect.	X	Y	Z	Spettro
3	177.47	0.00	0.00	Spettro terreno B bassa duttilità
4	0.00	177.47	0.00	Spettro terreno B bassa duttilità
7	177.47	0.00	0.00	Spettro terreno B alta duttilità
8	0.00	177.47	0.00	Spettro terreno B alta duttilità

Masse abilitate secondo: " X Y "

PERIODI PROPRI - ANALISI "_1578" (Fase 2)

modo	periodo(sec)
1	1.40
2	1.16
3	0.94
4	0.43
5	0.36
6	0.30
7	0.25
8	0.21
9	0.19
10	0.17
11	0.14
12	0.13
13	0.13
14	0.11
15	0.10
16	0.10
17	9.08e-002
18	8.46e-002
19	8.01e-002
20	7.88e-002
21	7.43e-002
22	6.72e-002
23	6.57e-002
24	6.38e-002
25	6.23e-002
26	6.03e-002
27	5.95e-002
28	5.64e-002
29	5.17e-002
30	5.00e-002
31	4.78e-002
32	4.65e-002
33	4.50e-002

34 4.44e-002
 35 4.24e-002
 36 4.22e-002
 37 4.21e-002
 38 3.83e-002
 39 3.65e-002
 40 3.61e-002
 41 3.55e-002
 42 3.52e-002
 43 3.45e-002
 44 3.44e-002
 45 3.38e-002
 46 3.36e-002
 47 3.17e-002
 48 3.08e-002
 49 2.98e-002
 50 2.97e-002
 51 2.95e-002
 52 2.91e-002
 53 2.91e-002
 54 2.86e-002
 55 2.46e-002
 56 2.33e-002
 57 2.29e-002
 58 2.27e-002
 59 2.25e-002
 60 2.21e-002

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE - ANALISI "_1578" (Fase 2)

Modo	x	y	z
1	53.23	8.73e-002	0.00
2	-1.74e-002	53.12	0.00
3	-0.42	6.70	0.00
4	18.73	-3.38e-002	0.00
5	3.50e-002	19.06	0.00
6	5.72e-002	2.12	0.00
7	11.01	-8.18e-003	0.00
8	-1.74e-002	10.93	0.00
9	0.33	2.59	0.00
10	-8.11	8.93e-002	0.00
11	-4.85e-002	6.85	0.00
12	-0.69	-5.38	0.00
13	-5.85	0.54	0.00
14	-4.96e-002	3.99	0.00
15	-4.89	-4.37e-002	0.00
16	-1.27	-0.20	0.00
17	-2.09e-002	-5.57	0.00
18	3.09e-002	-0.36	0.00
19	-2.88	6.93e-002	0.00
20	-0.29	-1.10	0.00
21	-2.80e-002	3.63	0.00
22	-0.10	-2.27	0.00
23	-1.42e-002	7.64e-004	0.00
24	6.74e-002	3.35e-002	0.00
25	-1.96e-002	2.08	0.00
26	-3.89e-003	-0.18	0.00
27	4.97e-002	-0.86	0.00
28	6.69e-002	4.08e-002	0.00
29	6.35e-003	0.29	0.00
30	-1.16e-002	-4.86e-003	0.00
31	-4.95e-003	1.65e-002	0.00
32	-2.67e-002	-4.31e-002	0.00
33	-3.03e-002	-5.51e-002	0.00

34	-3.10e-002	-2.70e-002	0.00
35	2.50e-004	3.85e-003	0.00
36	-2.51e-003	-5.80e-002	0.00
37	3.80e-002	3.44e-003	0.00
38	0.93	34.76	0.00
39	5.59e-002	-0.17	0.00
40	9.68e-003	-0.17	0.00
41	-1.28e-002	-0.46	0.00
42	0.11	-0.15	0.00
43	4.40e-002	-8.72e-002	0.00
44	-5.56e-002	9.31e-002	0.00
45	3.50e-003	-7.81e-002	0.00
46	-1.83e-003	0.13	0.00
47	-6.18e-003	-0.15	0.00
48	2.14e-004	-4.13e-002	0.00
49	0.16	-4.53e-002	0.00
50	0.17	-4.65e-002	0.00
51	3.34e-003	2.11e-003	0.00
52	3.68e-003	-6.24e-003	0.00
53	-4.78e-002	4.25e-003	0.00
54	-0.18	3.44e-002	0.00
55	2.72e-002	-0.12	0.00
56	-2.87	0.12	0.00
57	-0.28	-2.70e-002	0.00
58	-34.90	0.94	0.00
59	0.78	-1.08e-002	0.00
60	0.34	1.35e-002	0.00

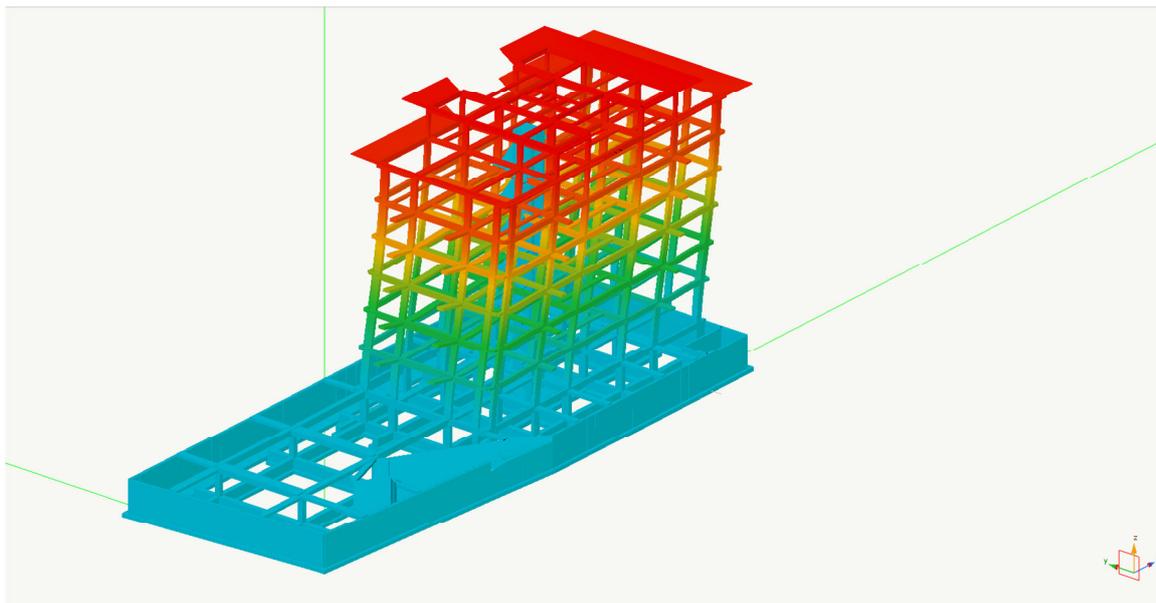
MASSA MODALE RELATIVA - ANALISI "_1578" (Fase 2)

Modo	x	y	z	s
1	0.60	1.61e-006	0.00	0.30
2	6.42e-008	0.60	0.00	0.30
3	3.81e-005	9.51e-003	0.00	4.78e-003
4	7.43e-002	2.42e-007	0.00	3.72e-002
5	2.60e-007	7.70e-002	0.00	3.85e-002
6	6.93e-007	9.50e-004	0.00	4.76e-004
7	2.57e-002	1.42e-008	0.00	1.28e-002
8	6.42e-008	2.53e-002	0.00	1.26e-002
9	2.35e-005	1.42e-003	0.00	7.20e-004
10	1.39e-002	1.69e-006	0.00	6.97e-003
11	4.99e-007	9.95e-003	0.00	4.98e-003
12	1.01e-004	6.14e-003	0.00	3.12e-003
13	7.25e-003	6.10e-005	0.00	3.65e-003
14	5.22e-007	3.37e-003	0.00	1.68e-003
15	5.06e-003	4.05e-007	0.00	2.53e-003
16	3.40e-004	8.80e-006	0.00	1.74e-004
17	9.24e-008	6.57e-003	0.00	3.28e-003
18	2.03e-007	2.75e-005	0.00	1.38e-005
19	1.76e-003	1.02e-006	0.00	8.78e-004
20	1.73e-005	2.54e-004	0.00	1.36e-004
21	1.66e-007	2.80e-003	0.00	1.40e-003
22	2.19e-006	1.09e-003	0.00	5.47e-004
23	4.27e-008	1.24e-010	0.00	2.14e-008
24	9.62e-007	2.38e-007	0.00	6.00e-007
25	8.11e-008	9.21e-004	0.00	4.60e-004
26	3.21e-009	6.96e-006	0.00	3.48e-006
27	5.24e-007	1.58e-004	0.00	7.90e-005
28	9.48e-007	3.54e-007	0.00	6.51e-007
29	8.53e-009	1.75e-005	0.00	8.75e-006
30	2.85e-008	5.00e-009	0.00	1.67e-008
31	5.19e-009	5.76e-008	0.00	3.14e-008
32	1.51e-007	3.94e-007	0.00	2.73e-007
33	1.94e-007	6.42e-007	0.00	4.18e-007

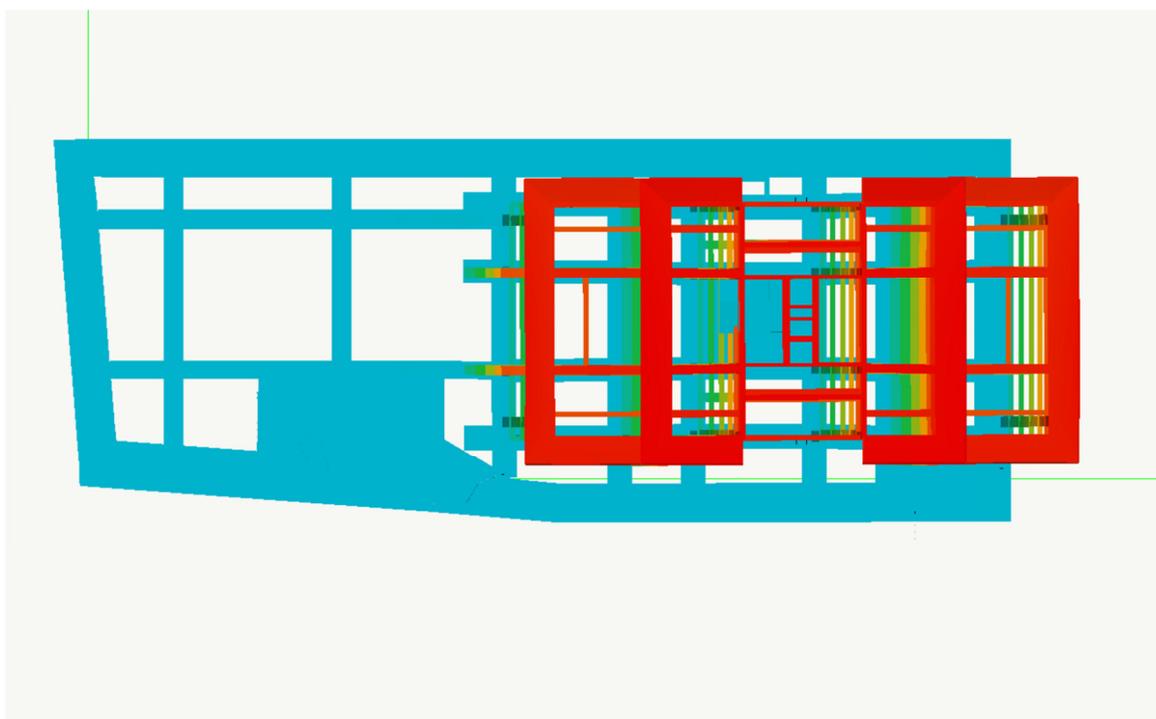
34 2.04e-007 1.54e-007 0.00 1.79e-007
 35 1.32e-011 3.14e-009 0.00 1.58e-009
 36 1.33e-009 7.13e-007 0.00 3.57e-007
 37 3.06e-007 2.50e-009 0.00 1.54e-007
 38 1.84e-004 0.26 0.00 0.13
 39 6.61e-007 6.39e-006 0.00 3.52e-006
 40 1.98e-008 6.30e-006 0.00 3.16e-006
 41 3.47e-008 4.50e-005 0.00 2.25e-005
 42 2.41e-006 4.52e-006 0.00 3.46e-006
 43 4.10e-007 1.61e-006 0.00 1.01e-006
 44 6.55e-007 1.84e-006 0.00 1.25e-006
 45 2.60e-009 1.29e-006 0.00 6.47e-007
 46 7.11e-010 3.71e-006 0.00 1.86e-006
 47 8.09e-009 4.50e-006 0.00 2.25e-006
 48 9.69e-012 3.62e-007 0.00 1.81e-007
 49 5.39e-006 4.35e-007 0.00 2.91e-006
 50 5.78e-006 4.57e-007 0.00 3.12e-006
 51 2.36e-009 9.42e-010 0.00 1.65e-009
 52 2.86e-009 8.25e-009 0.00 5.55e-009
 53 4.83e-007 3.83e-009 0.00 2.44e-007
 54 7.17e-006 2.51e-007 0.00 3.71e-006
 55 1.57e-007 2.81e-006 0.00 1.48e-006
 56 1.75e-003 3.28e-006 0.00 8.76e-004
 57 1.66e-005 1.55e-007 0.00 8.37e-006
 58 0.26 1.87e-004 0.00 0.13
 59 1.28e-004 2.46e-008 0.00 6.39e-005
 60 2.45e-005 3.86e-008 0.00 1.23e-005

0.99	1.00e+000	0.00	0.99
-------------	------------------	-------------	-------------

3.7.5 Modi di vibrare della struttura



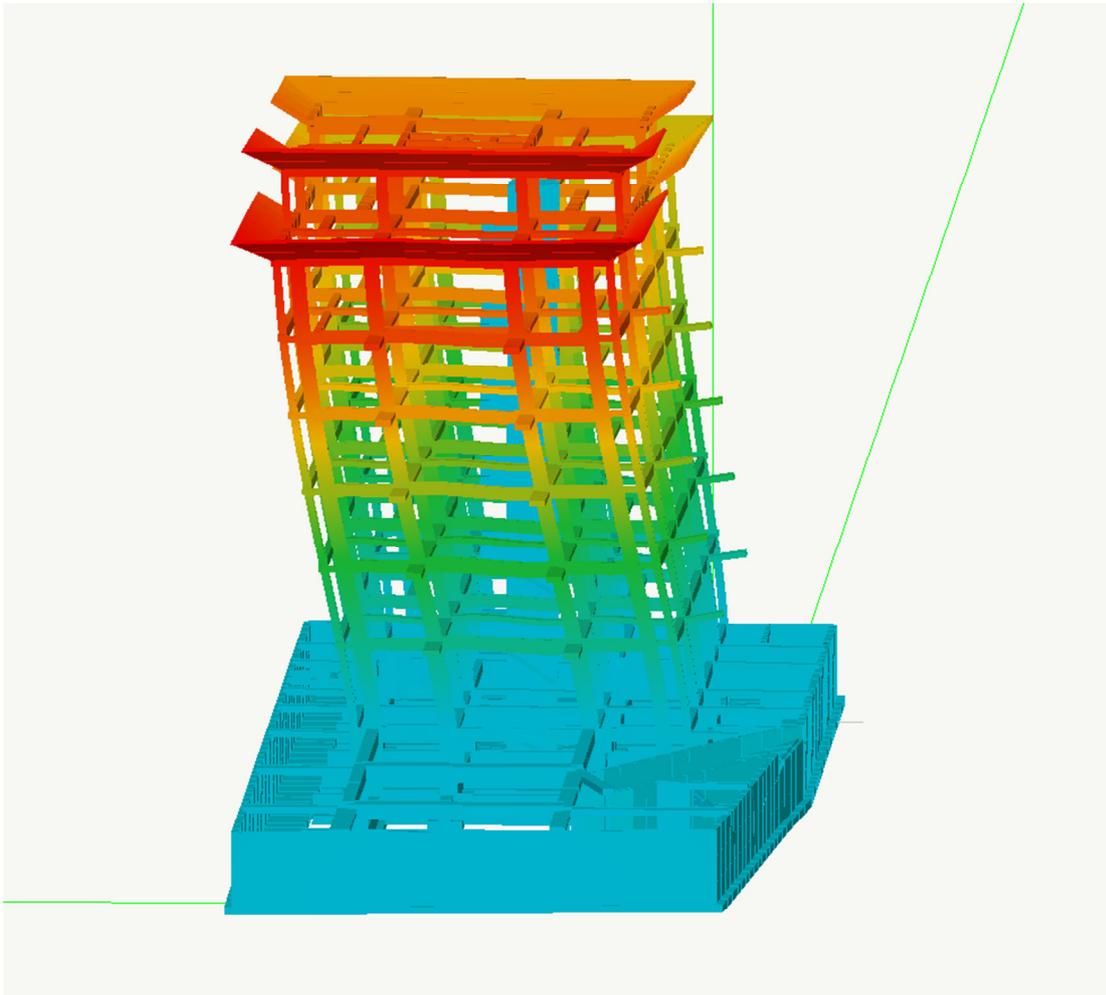
(a) 1° Modo di vibrare



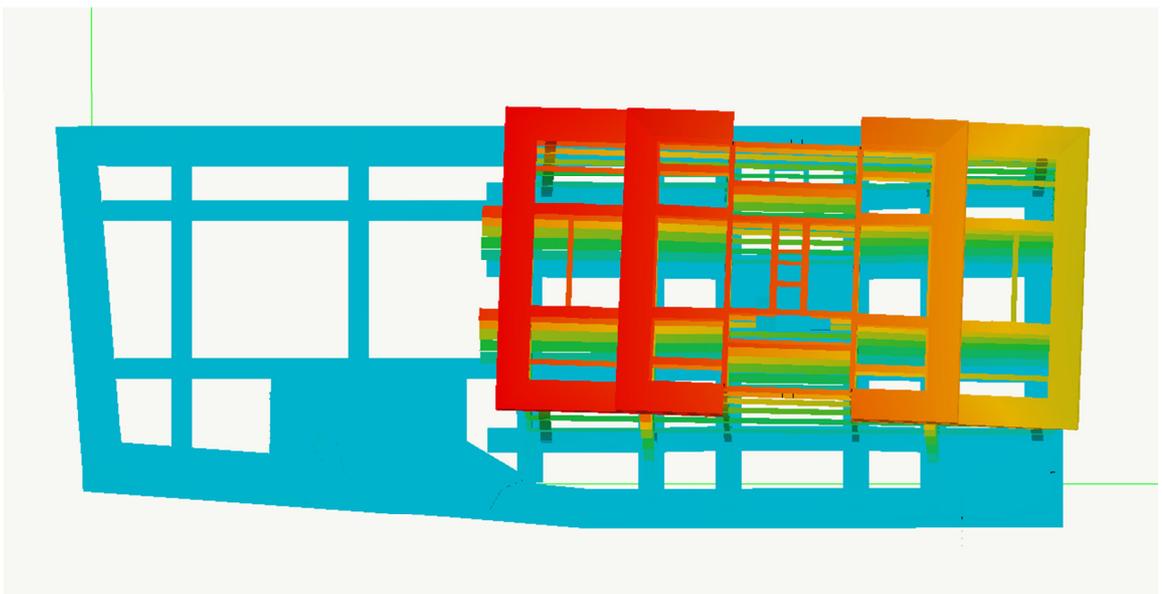
(b) 1° Modo di vibrare - Vista dall'alto

1° modo di vibrare della struttura

Figura 3.14



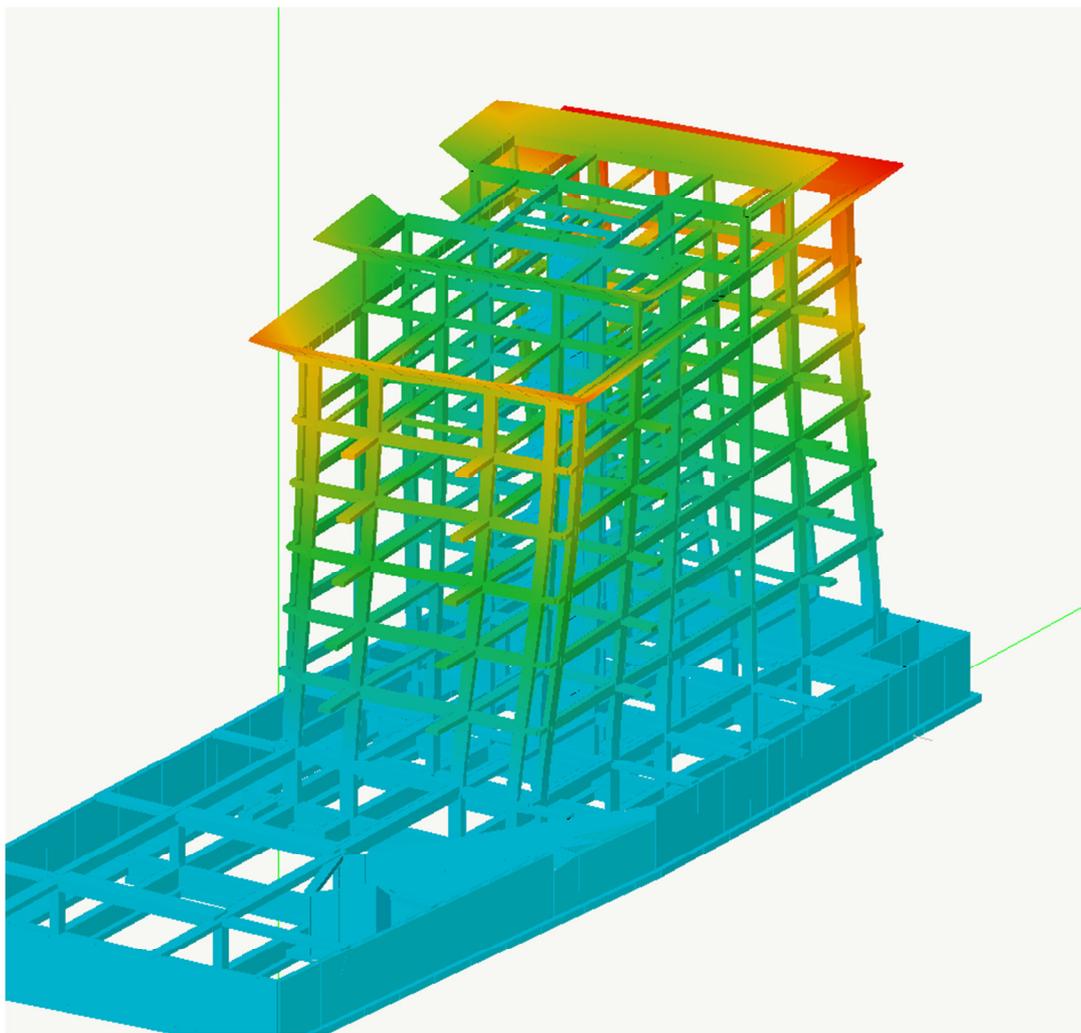
(a) 2° Modo di vibrare



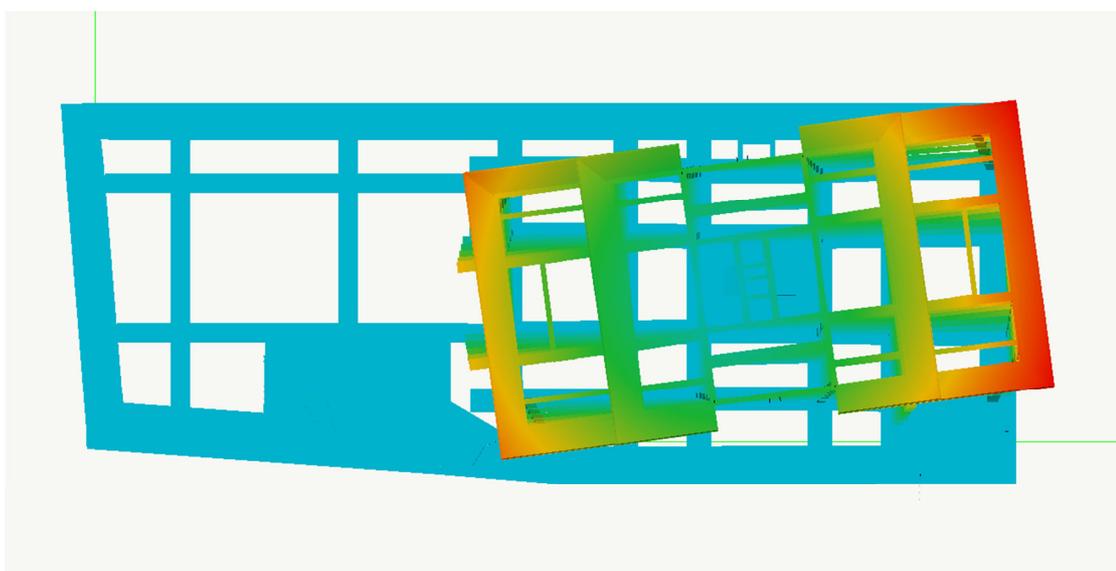
(b) 2° Modo di vibrare - Vista dall'alto

2° modo di vibrare della struttura

Figura 3.15



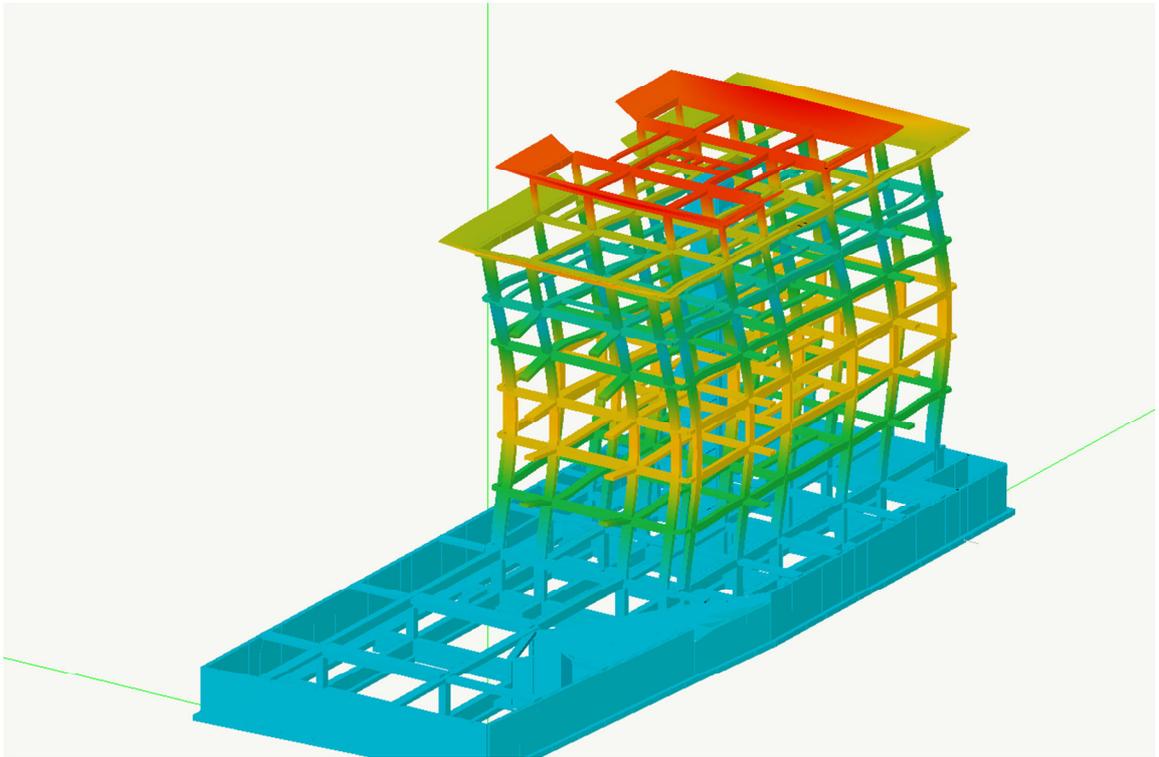
(a) 3° Modo di vibrare



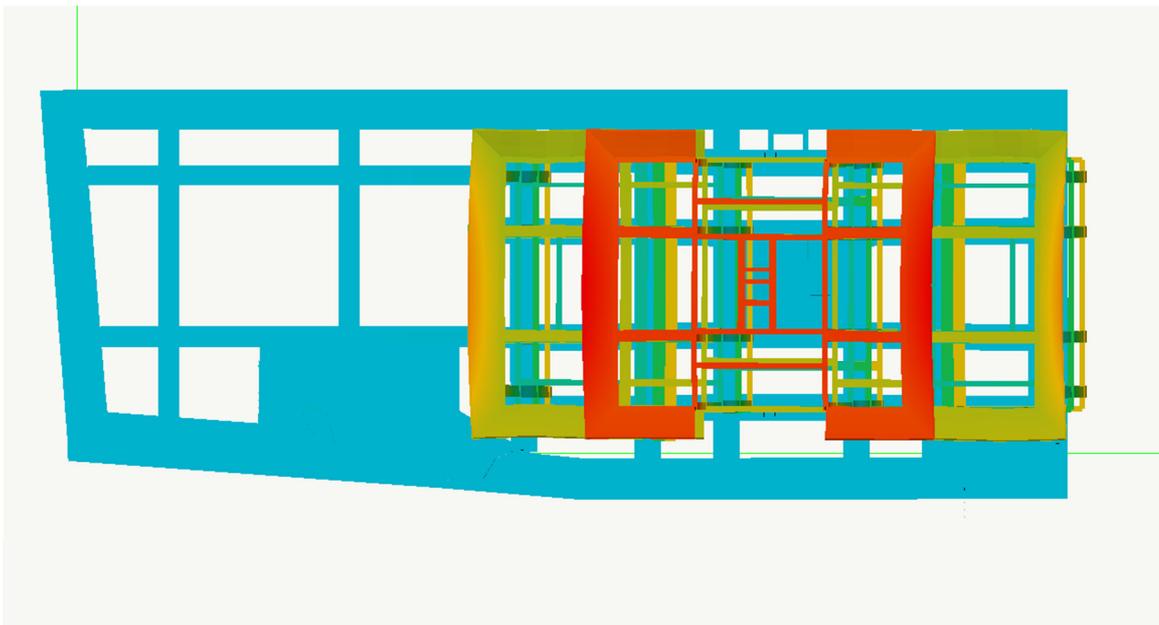
(b) 3° Modo di vibrare - Vista dall'alto

3° modo di vibrare.

Figura 3.16



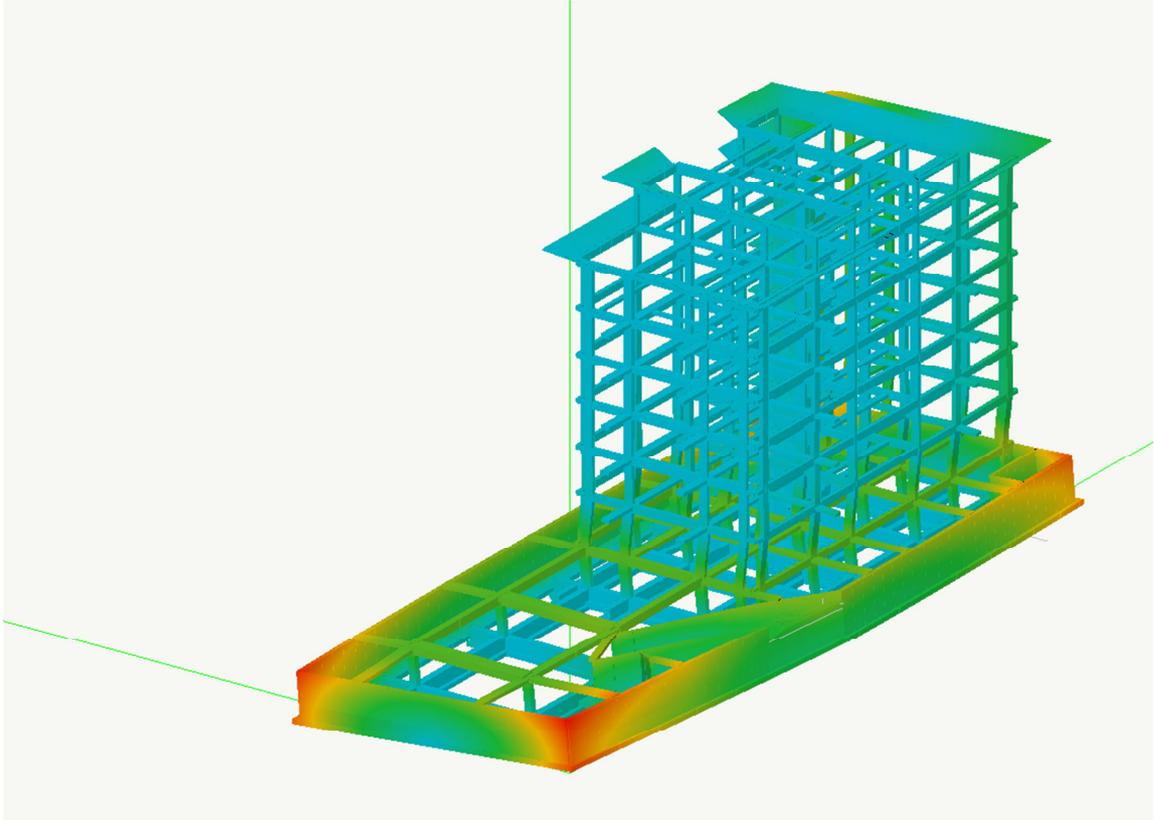
(a) 4° Modo di vibrare



(b) 4° Modo di vibrare - Vista dall'alto

4° modo di vibrare.

Figura 3.17



38° Modo di vibrare della struttura

Figura 3.18

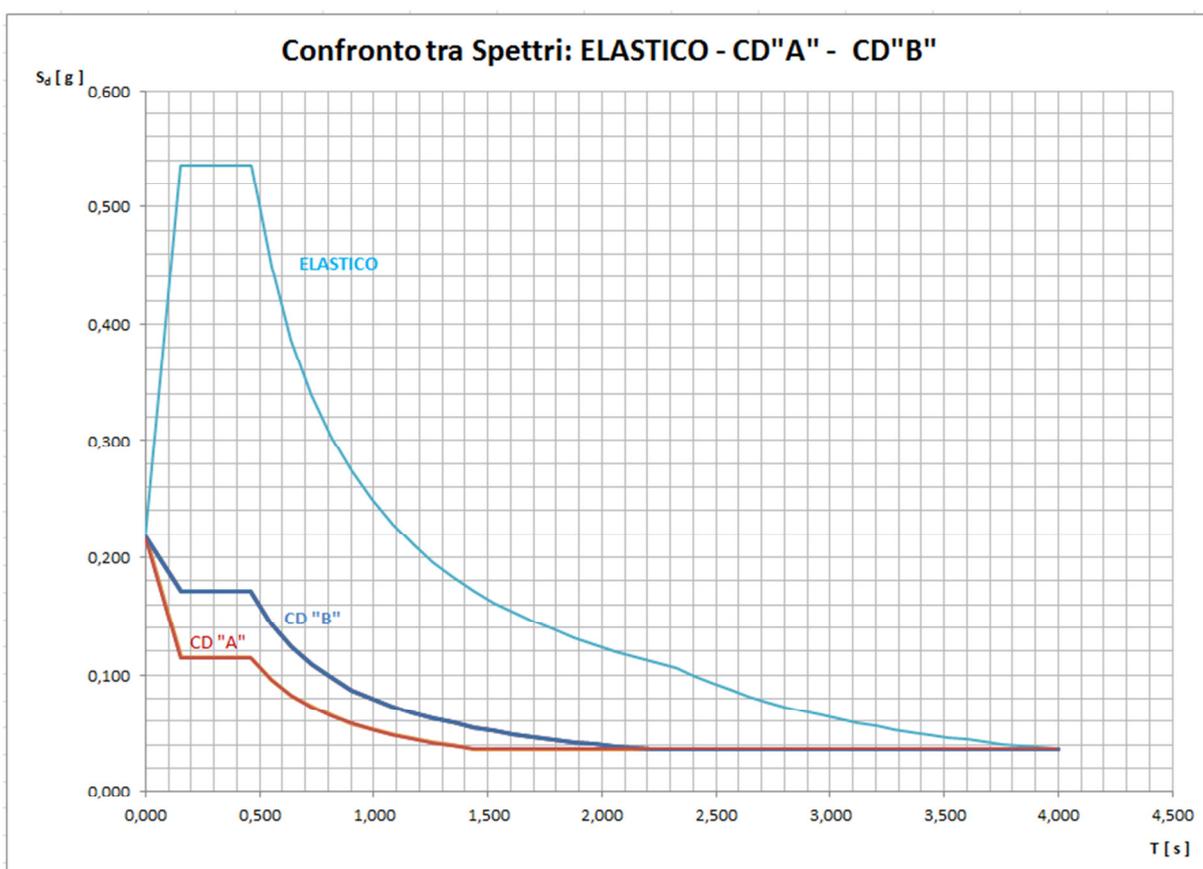
4 CONFRONTI TRA LA CLASSE DI DUTTILITA' ALTA (CD"A") E LA CLASSE DI DUTTILITA' BASSA (CD"B").

Analizzato il comportamento della struttura si sono confrontati i risultati ottenuti

4.1 Confronto tra gli spettri

Il primo confronto riguarda gli spettri di risposta in riferimento al periodo di vibrazione della struttura.

Si riporta di seguito il grafico contenente lo spettro di Progetto Elastico, lo spettro di Progetto in CD "A" e lo spettro di Progetto in CD"B".



Come si evidenzia dai sottostanti stralci relativi ai primi 10 modi di vibrare della struttura, I primi due sono i più significativi.

Il Primo modo di vibrare, con periodo 1,40 (sec) è il modo con la massa partecipata maggiore in direzione X, mentre il secondo con periodo 1,16 (sec) ha la massa partecipata maggiore in direzione Y.

PERIODI PROPRI - ANALISI "_1578" (Fase 2)

modo	periodo(sec)
1	1.40
2	1.16
3	0.94
4	0.43
5	0.36
6	0.30
7	0.25
8	0.21
9	0.19
10	0.17

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE - ANALISI "_1578" (Fase 2)

Modo	x	y	z
1	53.23	8.73e-002	0.00
2	-1.74e-002	53.12	0.00
3	-0.42	6.70	0.00
4	18.73	-3.38e-002	0.00
5	3.50e-002	19.06	0.00
6	5.72e-002	2.12	0.00
7	11.01	-8.18e-003	0.00
8	-1.74e-002	10.93	0.00
9	0.33	2.59	0.00
10	-8.11	8.93e-002	0.00

MASSA MODALE RELATIVA - ANALISI "_1578" (Fase 2)

Modo	x	y	z	s
1	0.60	1.61e-006	0.00	0.30
2	6.42e-008	0.60	0.00	0.30
3	3.81e-005	9.51e-003	0.00	4.78e-003
4	7.43e-002	2.42e-007	0.00	3.72e-002
5	2.60e-007	7.70e-002	0.00	3.85e-002
6	6.93e-007	9.50e-004	0.00	4.76e-004
7	2.57e-002	1.42e-008	0.00	1.28e-002
8	6.42e-008	2.53e-002	0.00	1.26e-002
9	2.35e-005	1.42e-003	0.00	7.20e-004
10	1.39e-002	1.69e-006	0.00	6.97e-003

Utilizzando i valori di T relativi ai primi due modi di vibrare per il confronto tra gli Spettri di progetto, si evidenzia come varia il valore di risposta della struttura in termini di accelerazione da considerare in fase di progettazione.

Dall'interpolazione lineare dei dati T e S riportati nello stralcio sottostante con il valore di T del 1° Modo di vibrare pari a 1,40 (sec) e T del 2° Modo di vibrare pari a 1,16 (sec) si ricavano i corrispondenti valori di S.

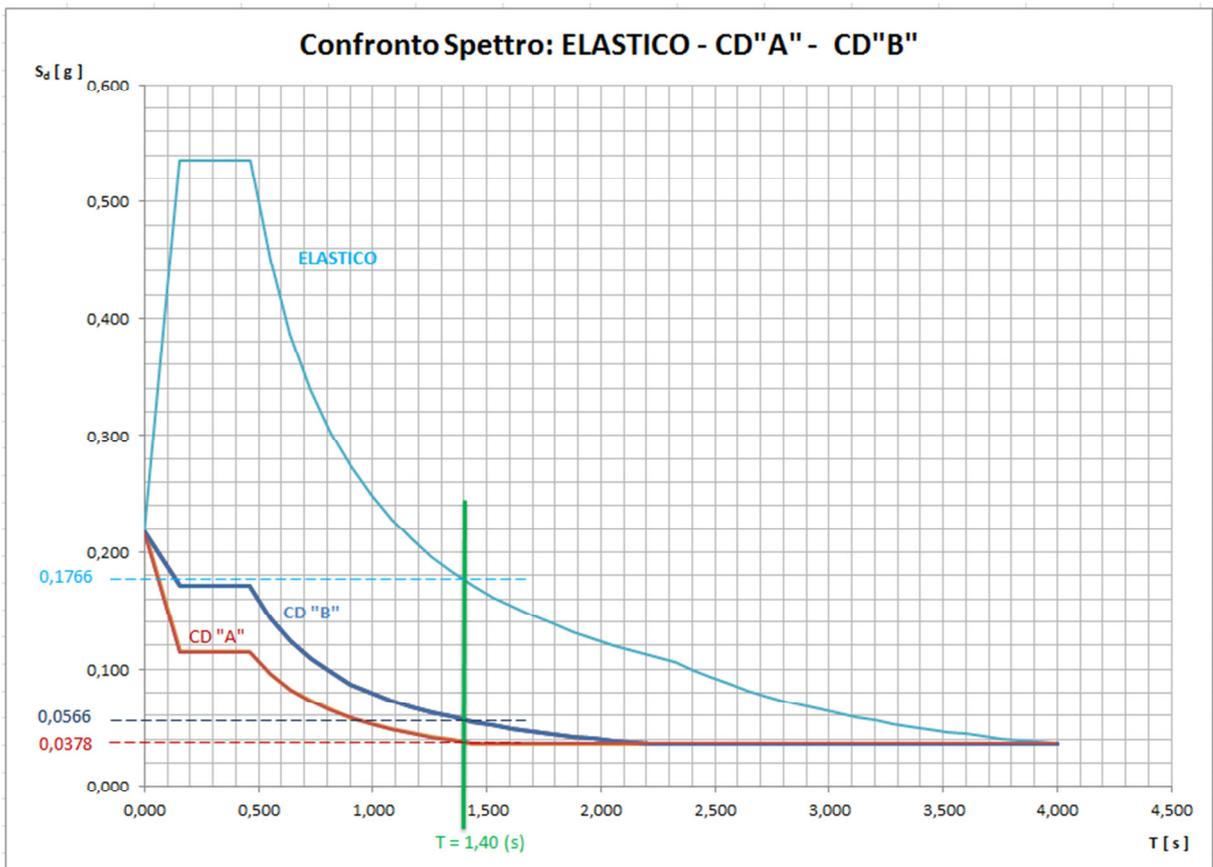
T	S			T	S			T	S
0,993	0,080			0,993	0,053			0,993	0,249
1,082	0,073			1,082	0,049			1,082	0,228
1,171	0,068			1,171	0,045			1,171	0,211
1,259	0,063			1,259	0,042			1,259	0,196
1,348	0,059			1,348	0,039			1,348	0,183
1,437	0,055			1,437	0,037			1,437	0,172
1,525	0,052			1,525	0,036			1,525	0,162
1,614	0,049			1,614	0,036			1,614	0,153
1,703	0,046			1,703	0,036			1,703	0,145

Stralcio dei valori T – S dello Spettro di Progetto rispettivamente in CD"B", CD"A" ed Elastico

Figura 4.1

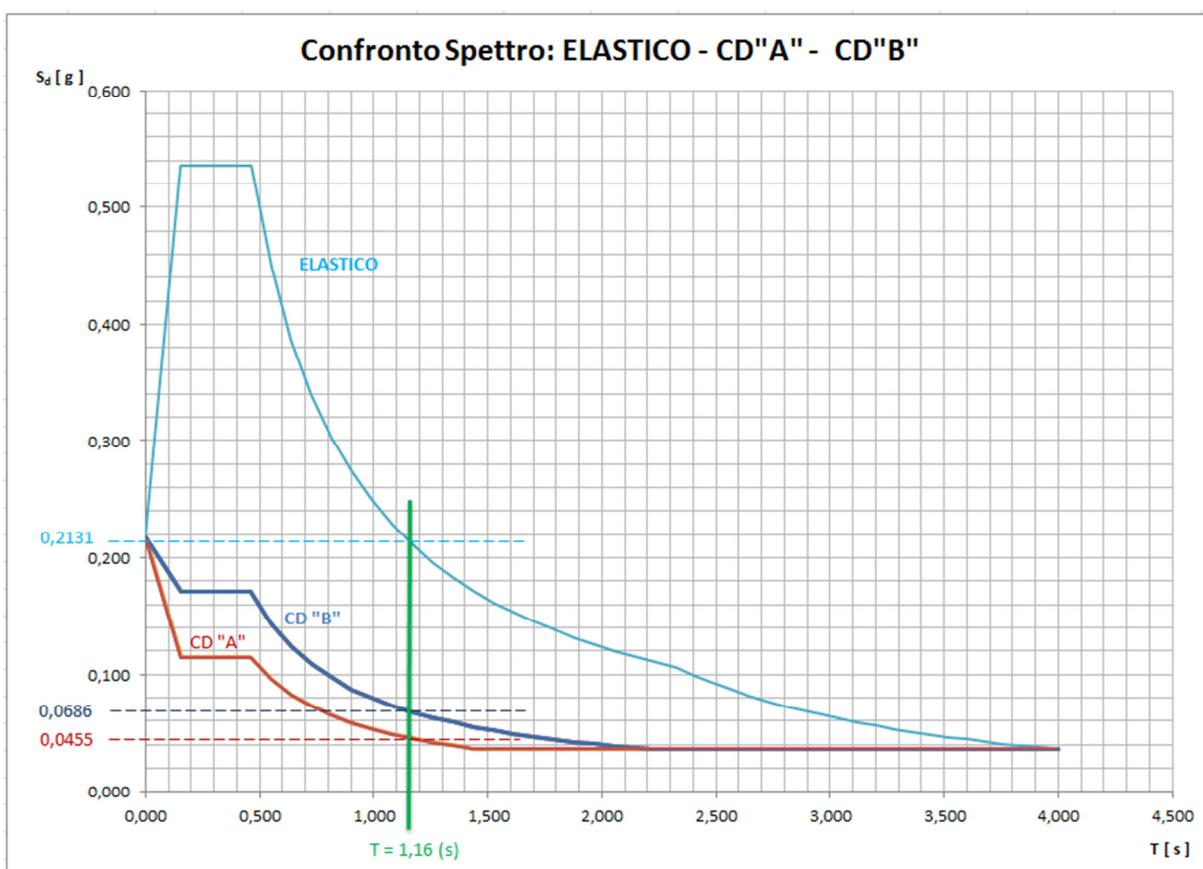
Con T pari a 1,40 sec S è pari a:

- Per CD "A" $0,037 + [(0,039-0,037)/(1,437-1,348)]*(1,437-1,4) = 0,0378 \text{ g}$
- Per CD "B" $0,055 + [(0,059-0,055)/(1,437-1,348)]*(1,437-1,4) = 0,0566 \text{ g}$
- Per q=1 $0,172 + [(0,183-0,172)/(1,437-1,348)]*(1,437-1,4) = 0,1766 \text{ g}$



Con T pari a 1,16 sec S è pari a:

- Per CD"A" $0,045 + [(0,049-0,045)/(1,171-1,082)]*(1,171-1,16) = 0,0455 \text{ g}$
- Per CD"B" $0,068 + [(0,073-0,068)/(1,171-1,082)]*(1,171-1,16) = 0,0686 \text{ g}$
- Per q=1 $0,211 + [(0,228-0,211)/(1,171-1,082)]*(1,171-1,16) = 0,2131 \text{ g}$



L'azione sismica per la CD"A" porta quindi a sollecitazioni di progetto inferiori rispetto alla CD"B" e notevolmente minori rispetto all'utilizzo di un fattore di struttura unitario.

4.2 Confronto tra i Momenti

Si confrontano di seguito i momenti derivati dall'azione dinamica in direzione Y e in direzione X.

Vengono rappresentati i diagrammi di sollecitazione dei telai 1, 2, 3 e 4 sismo-resistenti in direzione X e i telai A, C, D e F sismo-resistenti in direzione Y.



Telai sismo-resistenti in direzione X

Figura 4.2

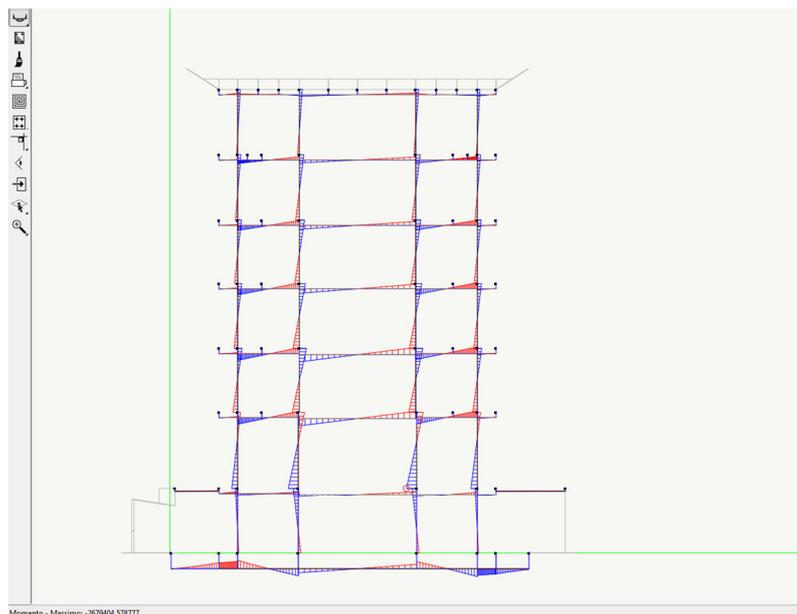


PIANTA IMPALCATO

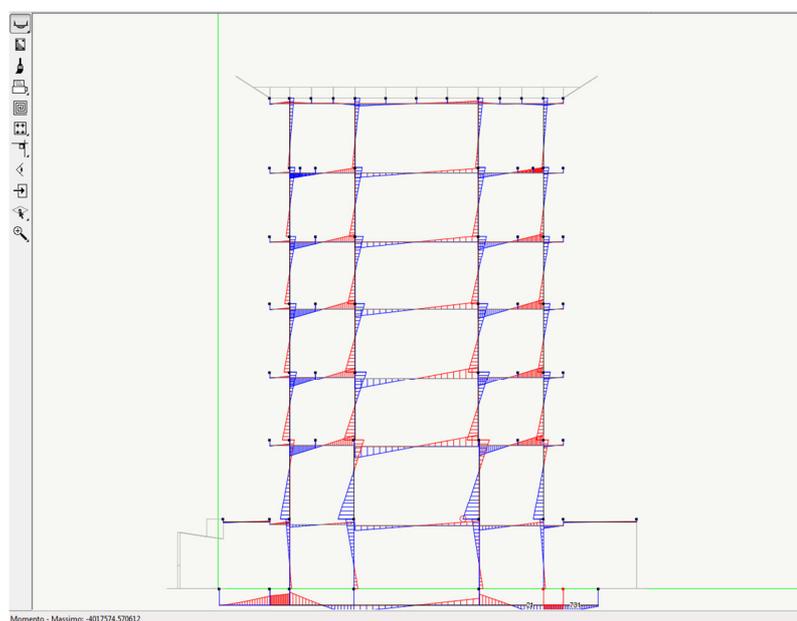
Telai sismo-resistenti in direzione Y

Figura 4.3

Confronto dei momenti derivati dall'azione dinamica in direzione Y nei telai resistenti A, C, D, F in CD"A" e CD"B".



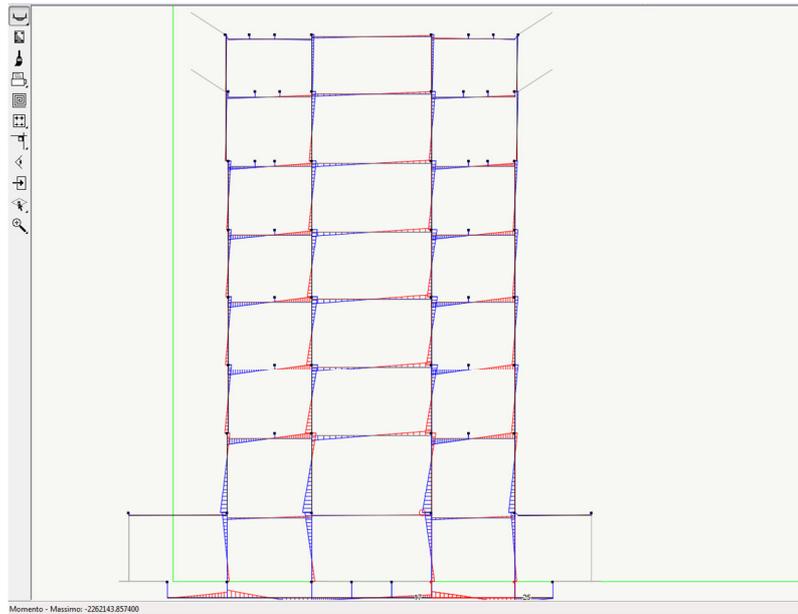
(a) Telaio A – CD"A". Momento Massimo: -2679404,58 Kg*cm



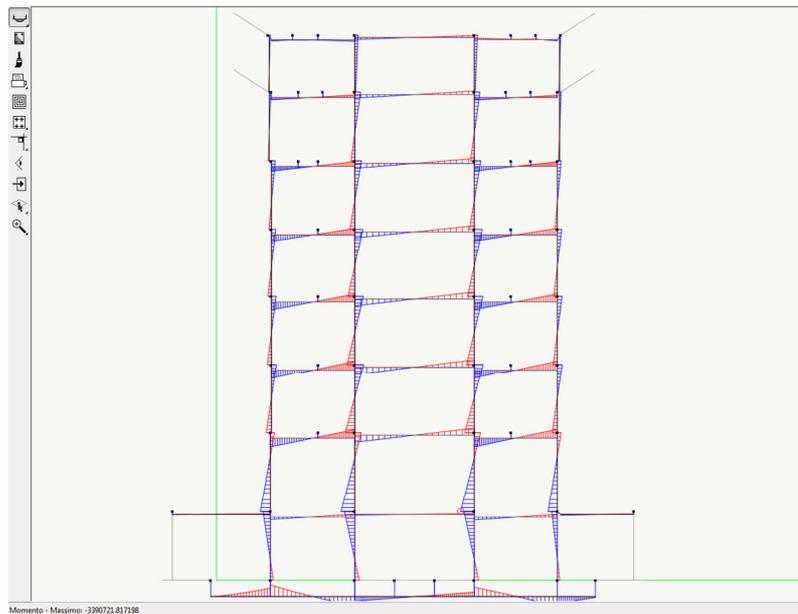
(b) Telaio A – CD"B". Momento Massimo: -4017574,57 Kg*cm

Telaio A

Figura 4.4



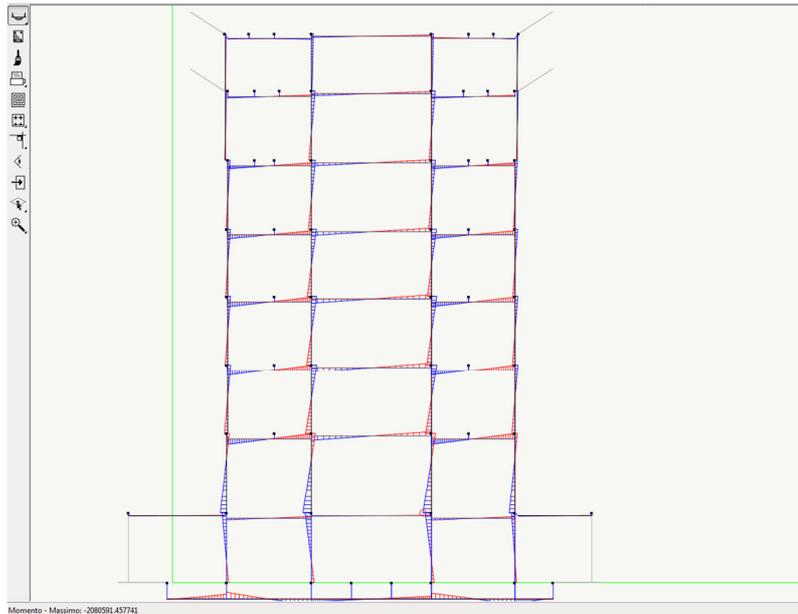
(a) Telaio C – CD"A". Momento Massimo: -2262143,86 Kg*cm



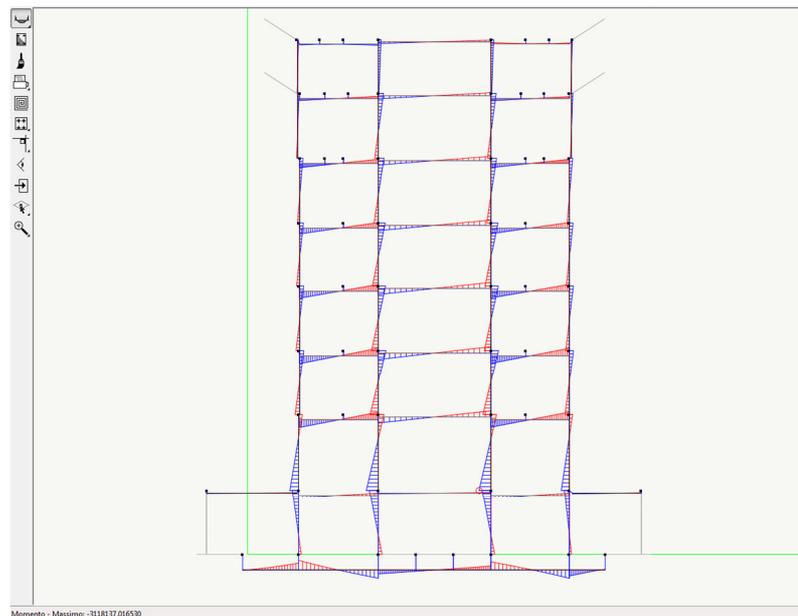
(b) Telaio C – CD"B". Momento Massimo: -3390721,82 Kg*cm

Telaio C

Figura 4.5



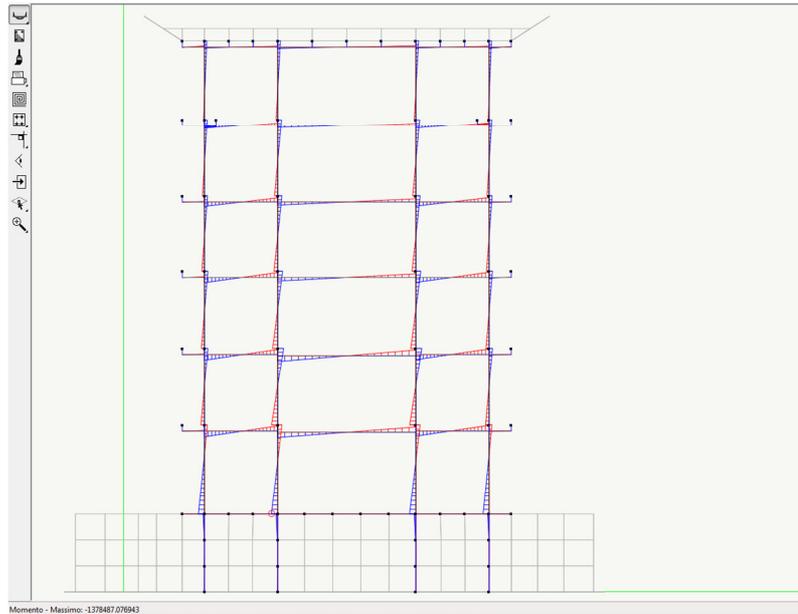
(a) Telaio D – CD"A". Momento Massimo: -2080591,46 Kg*cm



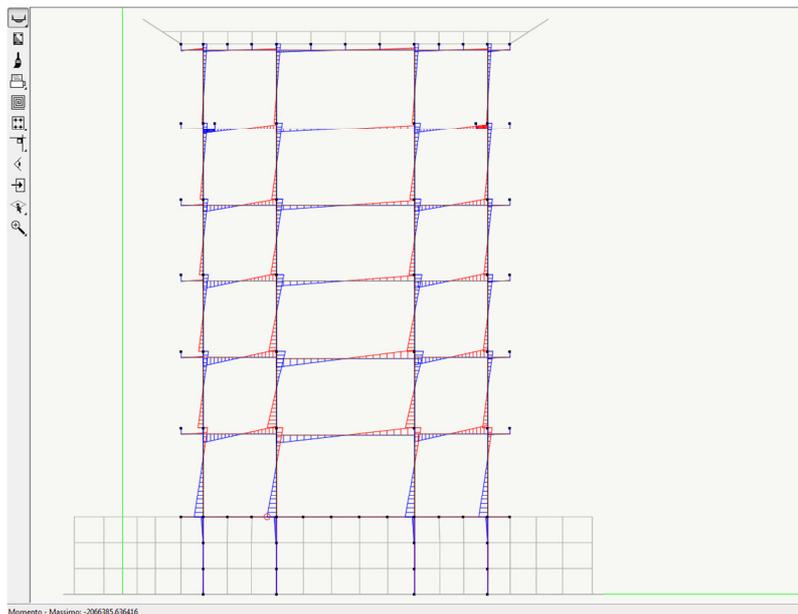
(b) Telaio D – CD"B". Momento Massimo: -3118137,02 Kg*cm

Telaio D

Figura 4.6



(a) Telaio F – CD"A". Momento Massimo: -1378487,08 Kg*cm

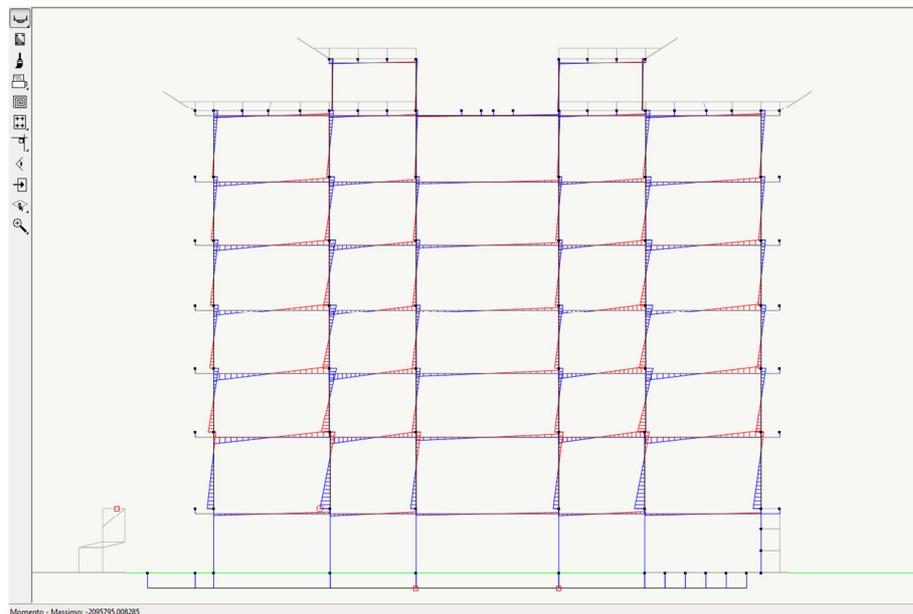


(b) Telaio F – CD"B". Momento Massimo: -2066385,63 Kg*cm

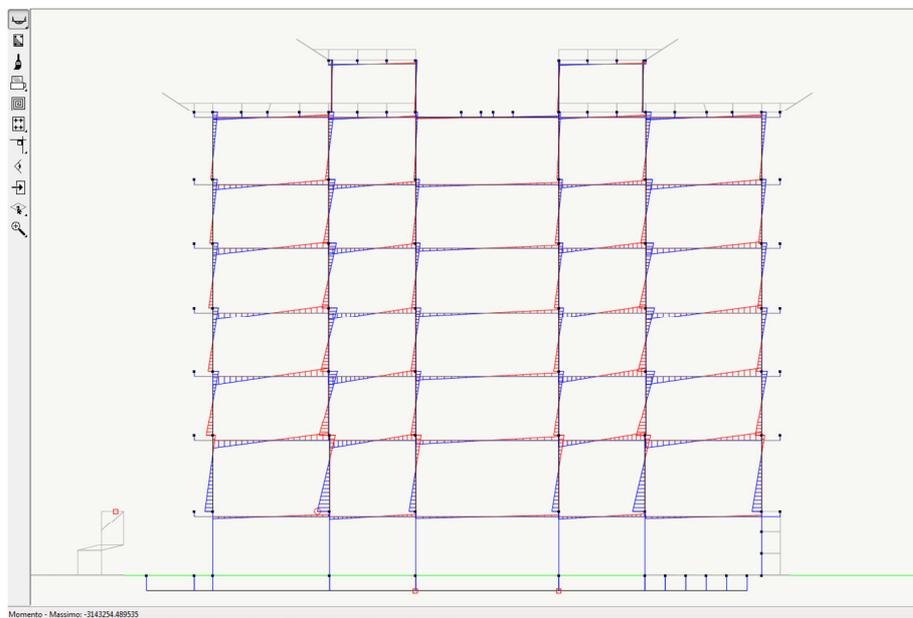
Telaio F

Figura 4.7

Confronto dei momenti derivati dall'azione dinamica in direzione X nei telai resistenti 1,2,3,4 in CD"A" e CD"B".



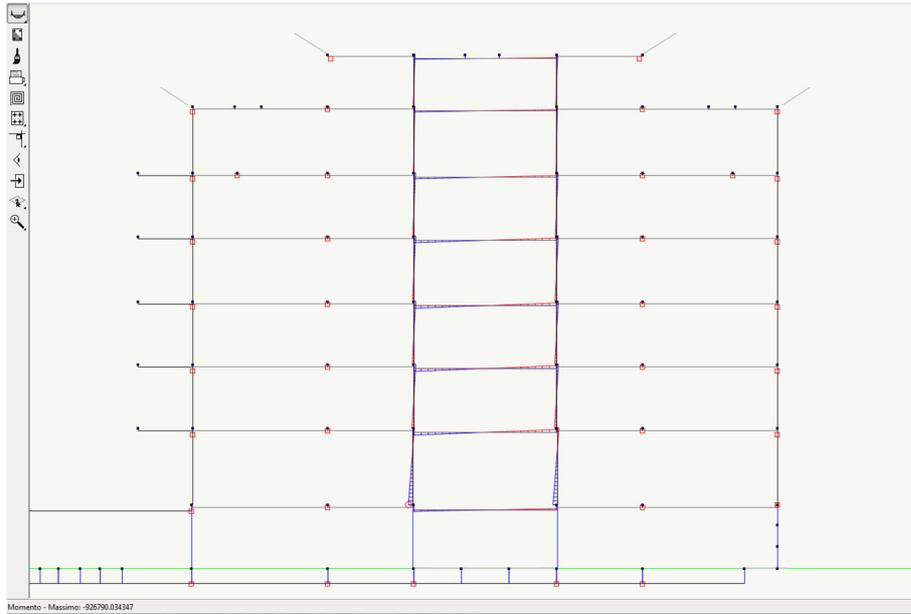
(a) Telaio 1 – CD"A". Momento Massimo: -2095795,01 Kg*cm



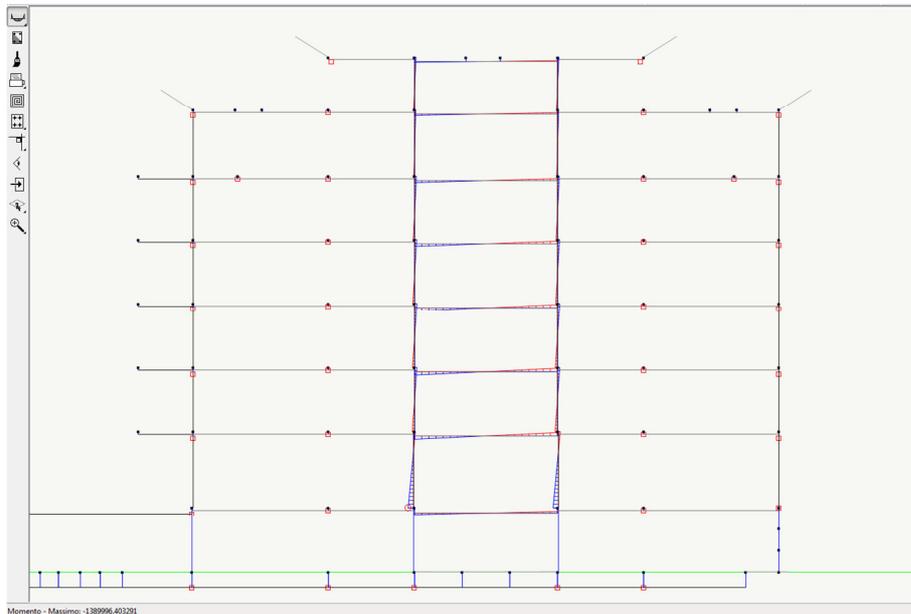
(b) Telaio 1 – CD"B". Momento Massimo: -3143254,49 Kg*cm

Telaio 1

Figura 4.8



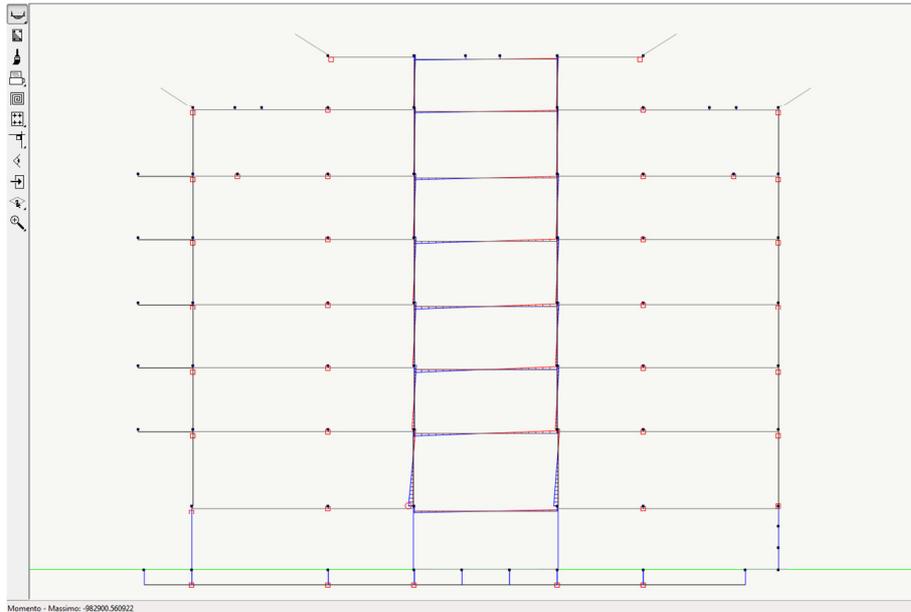
(a) Telaio 2 – CD"A" . Momento Massimo: -926790,03 Kg*cm



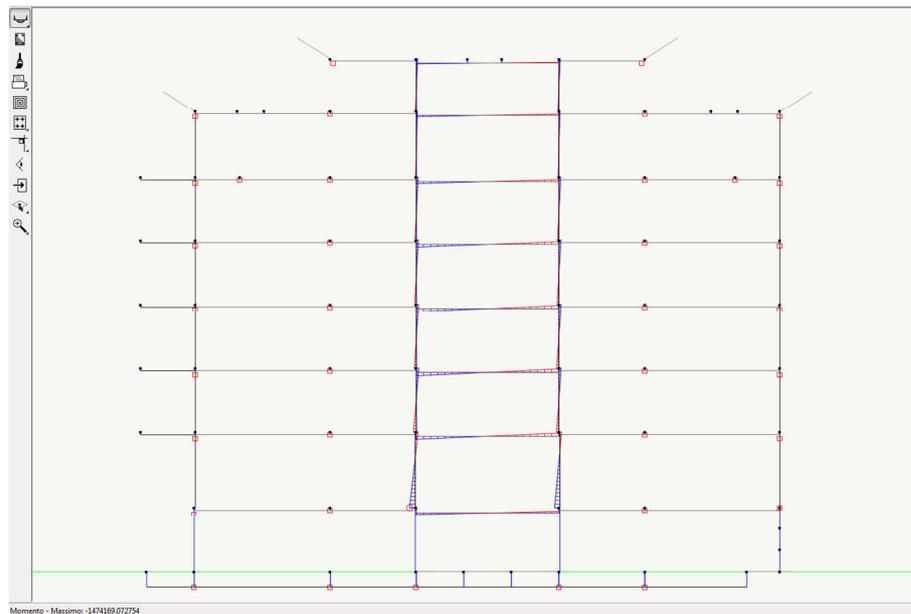
(b) Telaio 2 – CD"B" . Momento Massimo: -1389996,40 Kg*cm

Telaio 2

Figura 4.9



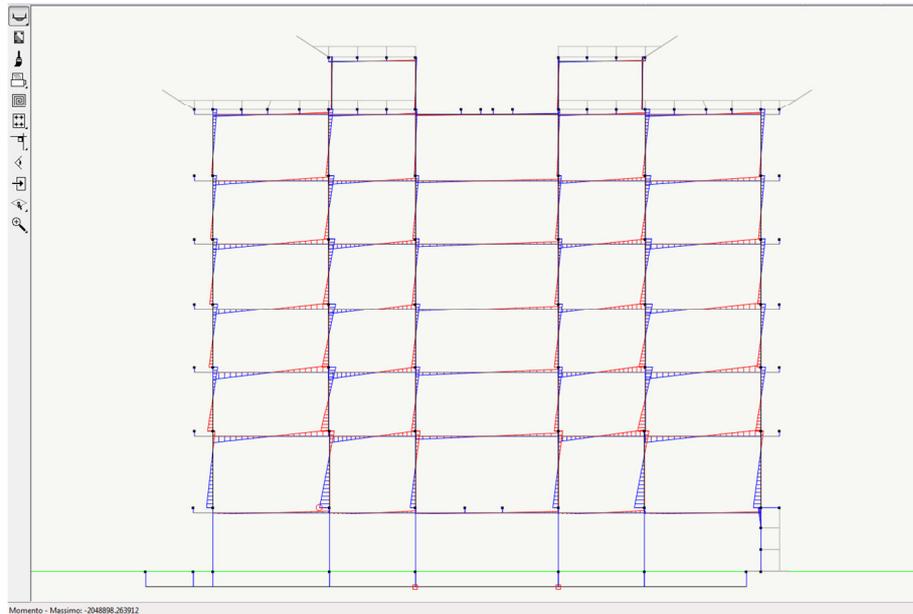
(a) Telaio 3 – CD"A" . Momento Massimo: -982900,56 Kg*cm



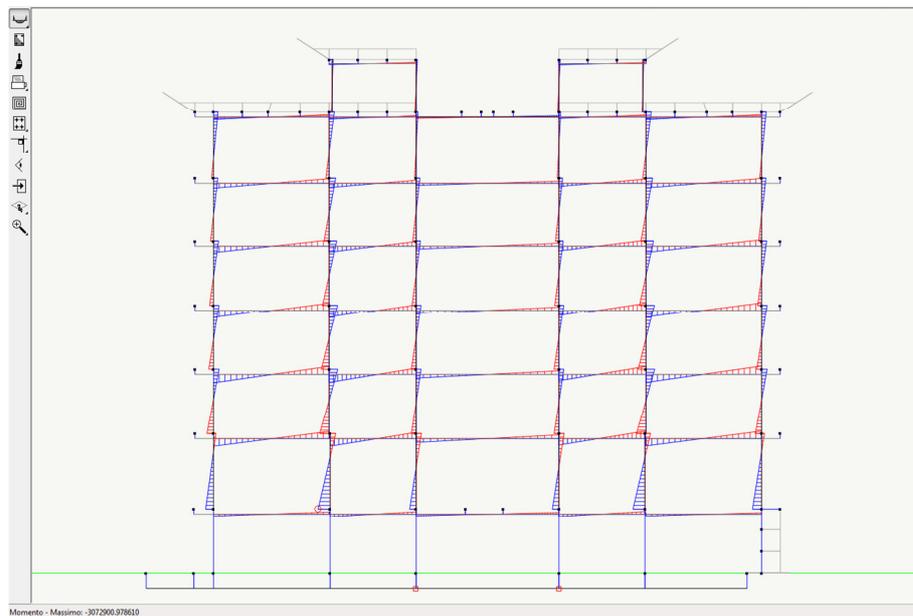
(b) Telaio 3 – CD"B". Momento Massimo: -1474169,07 Kg*cm

Telaio 3

Figura 4.10



(a) Telaio 4 – CD"A". Momento Massimo: -2048898,26 Kg*cm



(b) Telaio 4 – CD"B". Momento Massimo: -3072900,98 Kg*cm

Telaio 4

Figura 4.11

Dal confronto, come era prevedibile, esaminati gli spettri di risposta, si nota come il momento in CD”B” è maggiore rispetto al momento in CD”A” ma il momento è maggiore perché è l’azione maggiore: l’azione derivante dallo spettro di risposta in riferimento allo stesso periodo di vibrazione della struttura.

Prendendo ad esempio il valore del momento massimo del telaio A:

(a) Telaio A – CD”A”. Momento Massimo: -2679404,58 Kg*cm

(b) Telaio A – CD”B”. Momento Massimo: -4017574,57 Kg*cm

Si è riscontrato un aumento del 49,94% rispetto al Momento Massimo minore.

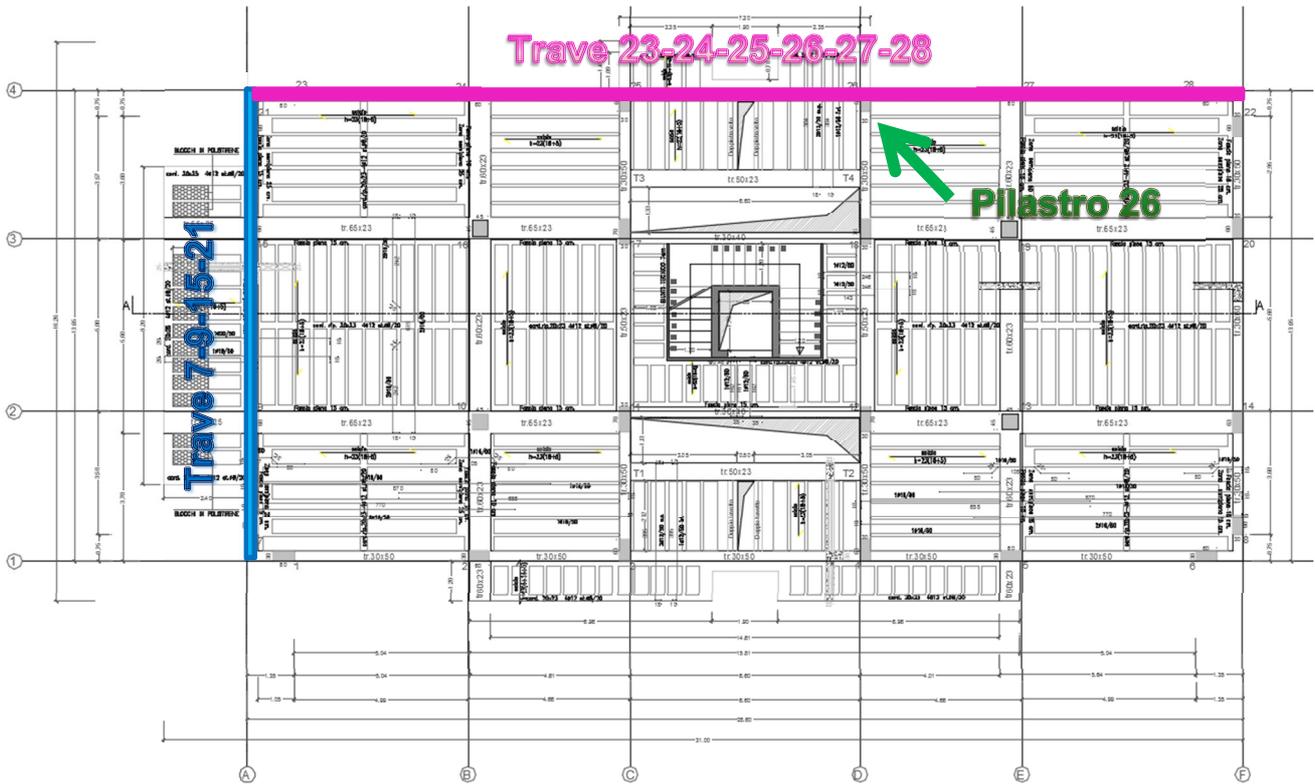
$$[(4017574,57 - 2679404,58) / 2679404,58] * 100 = 49,94\%$$

4.3 Confronto delle armature

Con il diagramma d’involuppo delle sollecitazioni, si sono calcolate le armature necessarie sia per la Classe di Duttività Alta che per la Classe di Duttività Bassa.

Come ovvio, per la Classe di Duttività Bassa, con momenti maggiori, sono derivate armature longitudinali maggiori.

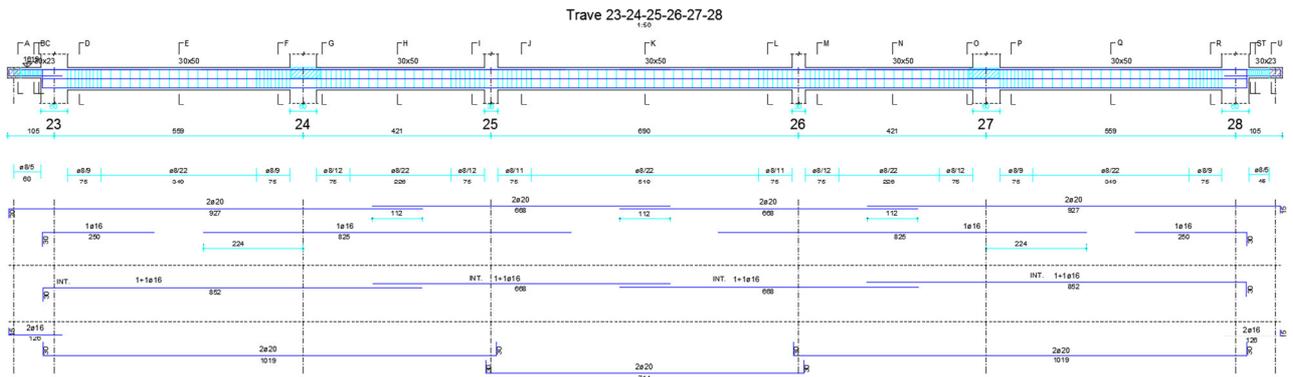
Si riportano, a titolo di esempio, le armature derivate, relative alla “Trave 23-24-25-26-27-28” e alla “Trave 7-9-15-21” sia per la Classe di Duttività Alta che per la Classe di Duttività Bassa e l’armatura del “Pilastro 26”.



PIANTA IMPALCATO

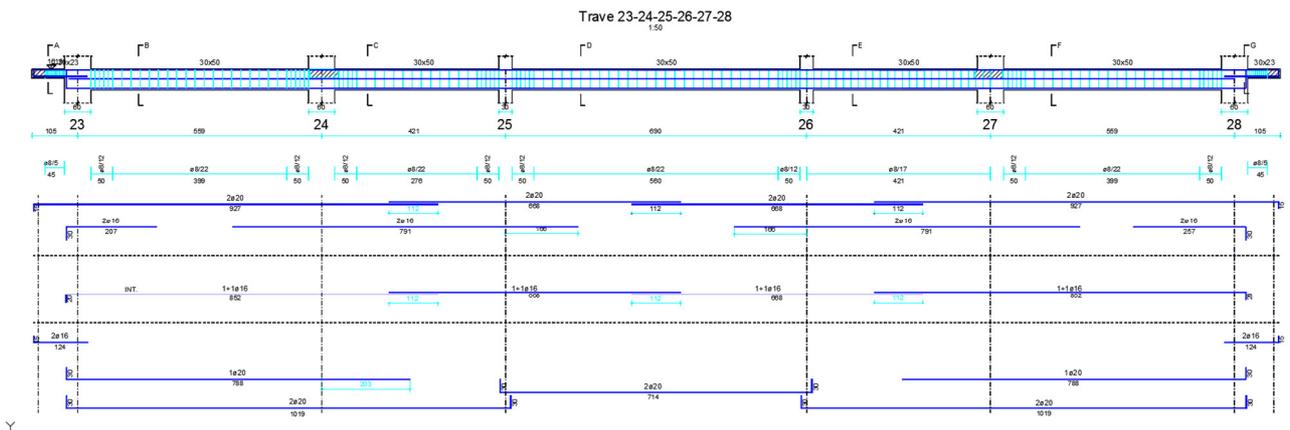
Localizzazione “Trave 23-24-25-26-27-28”, “Trave 7-9-15-21” e “Pilastro 26”.

Figura 4.12



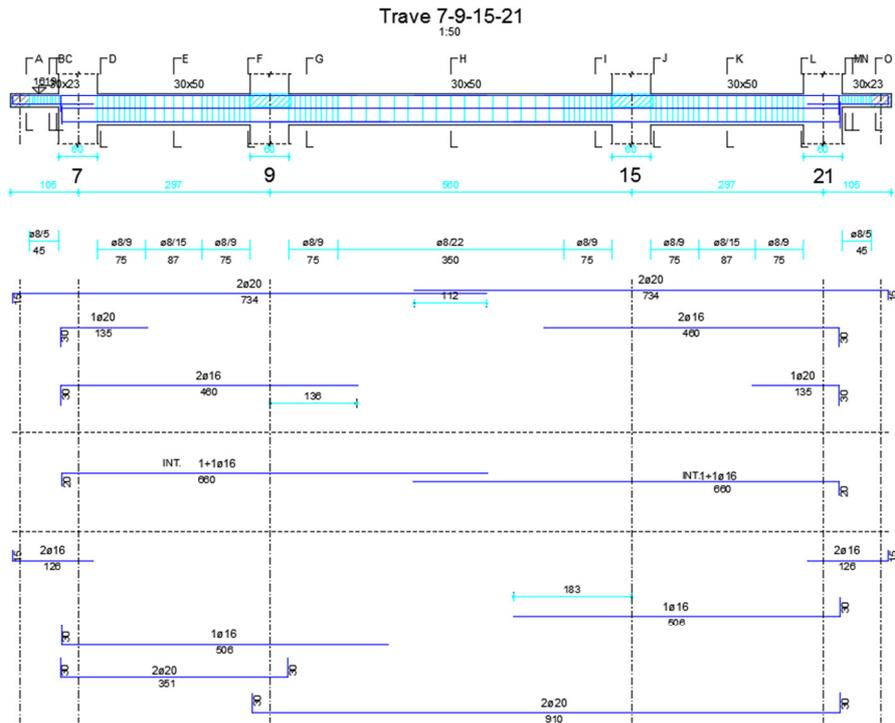
Armatura "Trave 23-24-25-26-27-28" in CD"A".

Figura 4.13



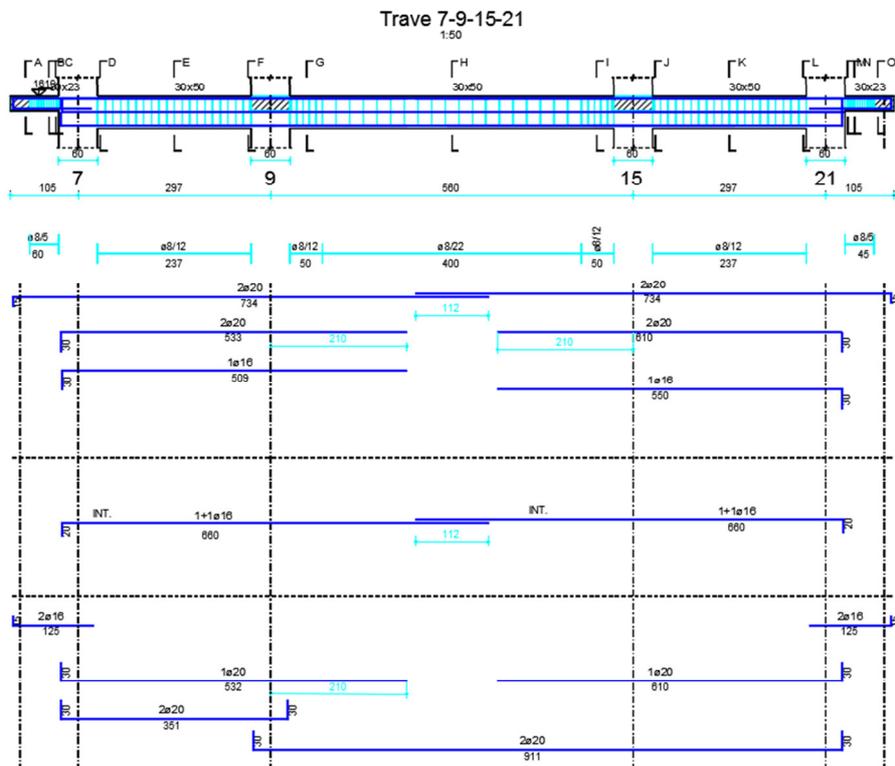
Armatura "Trave 23-24-25-26-27-28" in CD"B".

Figura 4.14



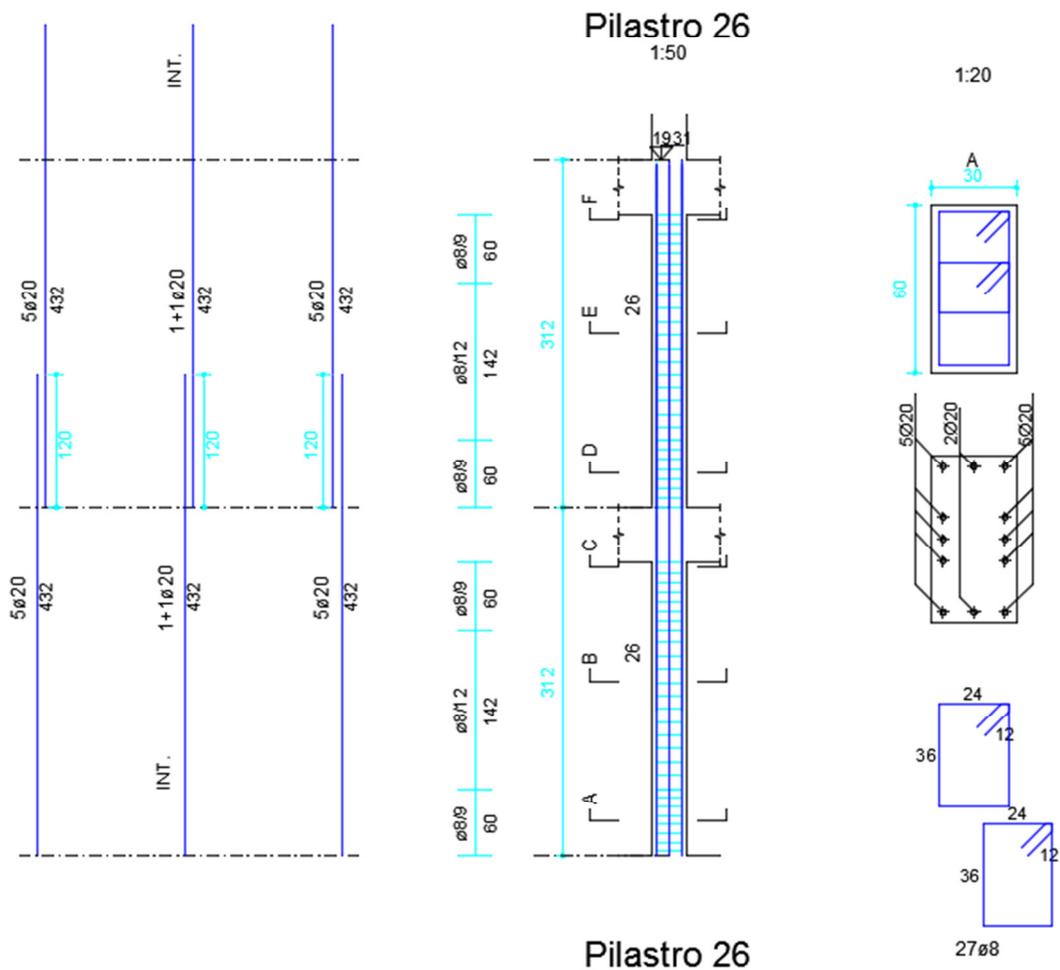
Armatura "Trave 7-9-15-21" in CD"A".

Figura 4.15



Armatura "Trave 7-9-15-21" in CD"B".

Figura 4.16



Armatura "Pilastro 26".

Figura 4.17

E' stato eseguito il progetto delle armature verificandone la rispondenza alle disposizioni delle NTC2008 sia per le travi che per i pilastri in riferimento:

- alle previste limitazioni sulle armature trasversali e longitudinali - quantità minime e disposizione dei ferri;
- Ai rapporti tra le quantità di armature compresse e tese / superiore e inferiore;
- Alla staffature di contenimento – diametro minimo e distanze;

- In riferimento alle zone critiche si sono posizionati i ferri in modo che eventuali giunture si verificassero all'esterno della zona critica, e se non possibile, gli stessi sono stati "piegati dentro il nodo".

Le verifiche sono state soddisfatte per entrambe le classi di duttilità.

E' stato poi pesato il quantitativo di armature previste confrontando i risultati riferiti alla CD"A" con quelli riferiti alla CD"B" si è constatato che per il caso in questione l'armatura in CD"B" è risultata del 7,00% circa maggiore rispetto all'armatura in CD"A". Percentuale che, considerando solo le travi in elevazione è risultata pari al 13,99%.

Le maggiori differenze infatti, sono state riscontrate nelle Armature delle travi mentre per i pilastri le differenze sulle armature longitudinali sono risultate meno evidenti in quanto condizionate dal coefficiente di sovraresistenza (γ_{Rd}) pari a 1.3 per CD"A" e 1.1 per CD"B".

5 CONCLUSIONI

In questa trattazione si è cercato di rispondere alla domanda iniziale, ovvero in base a cosa il progettista decide di scegliere se valutare una struttura in cemento armato in Classe di Duttività Alta (CD"A") o in Classe di Duttività Bassa (CD"B") e quali vantaggi vuole o può averne.

Si è esposto inizialmente il concetto di duttilità, la sua importanza in linea teorica ma anche in termini pratici, in quanto, alcune strutture senza il ricorso alla duttilità avrebbero problemi di realizzazione. La duttilità infatti permette di dimensionare le strutture massimizzandone la capacità di dissipazione d'energia senza dover raggiungere resistenze estremamente elevate, strutture che, in assenza di tale capacità, risulterebbero pesanti, costose e di notevoli dimensioni.

Si è cercato concretamente, poi, di applicare i principi della duttilità, veicolati dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 (NTC) ad un caso concreto.

E' stata scelta una struttura in cemento armato e attraverso il software All In One EWS 41 prodotto dalla Softing S.r.l., la stessa è stata pensata sia in Alta che in Bassa Duttività.

La scelta della struttura non è stata casuale, si è utilizzato infatti un edificio per il quale potesse avere un senso, nell'economicità di una progettazione, un approfondimento e delle valutazioni in merito.

La struttura utilizzata per questa trattazione, quindi è stata scelta perché in possesso delle seguenti caratteristiche.

E' una struttura di medie dimensioni; il peso dei possibili vantaggi se presenti è proporzionalmente maggiore rispetto ad una struttura di dimensioni più limitate.

Si presta al confronto; ha, infatti, una certa regolarità. Regolarità che ha permesso, per la valutazione in Classe di duttilità Alta, piuttosto che uno stravolgimento strutturale, di poter utilizzare, in sede di modellazione, degli artifici.

Se la geometrica predisposizione del fabbricato non avesse permesso cambiamenti, infatti, la progettazione sarebbe stata vincolata alla classe di Duttilità Bassa.

E' caratterizzata da un intero piano interrato identificabile nella tipologia dei basamenti scatolari o box-type foundation (BTF) e per questo motivo si è avuta la necessità, da una parte, di eseguire un'analisi elastica per l'interrato e, dall'altra di assegnare alla parte in elevazione un fattore di struttura più adeguato alle sue possibilità dissipative.

Il vano ascensore ha una posizione, quasi centrale, si sarebbe avuta quindi una distribuzione delle rigidezze regolare. Per consentire una maggiore capacità dissipativa alla struttura intelaiata in elevazione e per non avere concentrazione di sforzi più difficilmente valutabili, è stato inserito ugualmente un giunto tecnico.

In riferimento alla prima parte della domanda quindi: "in base a cosa il progettista decide di scegliere se valutare una struttura in cemento armato in Classe di Duttilità Alta (CD"A") o in Classe di Duttilità Bassa (CD"B")" si può rispondere che, nella scelta, hanno grande peso le caratteristiche intrinseche e geometriche della Struttura in esame.

In riferimento poi alla seconda parte della domanda ovvero "quali vantaggi vuole o può averne", con la consapevolezza che una scelta di Duttilità Alta comporta una maggiore attenzione progettuale rispetto ad una scelta di Duttilità Bassa, è stata fatta una valutazione parallela in CD"A" e in CD"B", rilevandone e confrontandone le differenze.

La prima ovvia e immediata differenza si è riscontrata nel calcolo del fattore di struttura per la parte in elevazione. Fattore risultato pari a $q = 4,68$ per la Classe di duttilità Alta CD"A" e pari a $q = 3,12$ per la Classe di duttilità Bassa CD"B".

Differenza evidenziata poi in sede di elaborazione degli spettri di risposta.

Un fattore di struttura più alto, ha comportato azioni di progetto minori.

Per azioni di progetto minori si sono poi rilevati momenti minori con valori differenti rispetto al Momento Massimo del telaio in CD"A" rispetto al Momento Massimo del telaio in CD"B" anche del 49,94%.

Di conseguenza, come prevedibile, le armature delle travi sono risultate quantitativamente maggiori per la Bassa duttilità rispetto all'Alta, in quanto derivanti da momenti maggiori.

Per i pilastri le differenze sulle armature longitudinali sono risultate meno evidenti in quanto condizionate dal coefficiente di sovraresistenza (γ_{Rd}) pari a 1.3 per CD"A" e 1.1 per CD"B".

Per le armature progettate è stata verificata anche la rispondenza a quanto previsto dalle Norme Tecniche vigenti; le verifiche sono state soddisfatte per entrambe le classi di duttilità.

In questo caso quindi i benefici di una scelta di duttilità Alta si evidenziano essenzialmente in una conseguente seppur logica diminuzione di armature necessarie.

E la possibilità di poter utilizzare un quantitativo di armature minore porta a benefici sia pratici che economici.

Pratici perché un quantitativo troppo elevato di armature è difficili da inserire negli elementi strutturali e se dovuto necessita di una maggiore attenzione e perizia in fase di realizzazione.

Economici perché il risparmio economico per una struttura con queste caratteristiche può essere considerevole .

Per la struttura esaminata, quindi, è stato utile fare il confronto tra le due Classi di duttilità e si è evidenziato come la stessa avesse le potenzialità per essere considerata in Alta Duttilità.

Se progettata in Classe di Duttilità Bassa, infatti, sarebbe stata sottovalutata, non sarebbero state sfruttate le potenzialità insite nell'immobile ed inoltre si sarebbe realizzata una struttura più pesante e costosa.

BIBLIOGRAFIA

- DECRETO MINISTERO INFRASTRUTTURE 14 gennaio 2008, Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, GU n. 29 del 4 febbraio 2008 – Supplemento Ordinario n.30.
- CIRCOLARE 2 Febbraio 2009 N. 617 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, GU n. 47 del 26 febbraio 2009 – Supplemento Ordinario n.27.
- EC8 - Eurocodice 8, “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” UNI EN 1998-1, marzo 2005 e Versione italiana gennaio 2007
- D.G.R. N.387 del 22/05/2009 – “Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione della OPCM N.3519/2006”
- DGR Lazio 766/03 “Riclassificazione sismica del territorio della Regione Lazio”.
- Comitato Tecnico Scientifico – Regione Emilia Romagna - Riunione del 12 settembre 2011 – Seduta n.9.
- L.PETRINI, R. PINHO, G.M. CALVI (2004), Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS PRESS Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- A.GHERSI, P.LENZA (2009), Edifici Antisismici in cemento armato, DARIO FLACCOVIO EDITORE.
- M.PAGANO (1970), Teoria degli edifici, vol.2, Edifici in cemento armato, Liguori Napoli
- S.PALERMO, “Progetto Sismico degli Edifici con piani interrati in c.a. (NTC, EC8)”
http://www.ing.mo.it/upload/ingegneri/notizie/Edif_e_interr_ca_8649_4240.pdf

- Studio ARCHETIPO - Frosinone (2014), “Progetto per la realizzazione di un Complesso Residenziale e Commerciale” - Architettonici.