
INDICE

1 INTRODUZIONE	1
1.1 Generalità	1
1.2 Obiettivi	2
1.3 La prefabbricazione in zone sismiche	2
1.4 Sviluppo della prefabbricazione in Italia	4
1.5 Criteri di progettazione	6
2 INSERTI NEGLI EDIFICI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO	9
2.1 Soluzioni tradizionali per strutture in prefabbricato.....	9
2.2 Soluzioni emergenti per strutture in prefabbricato.....	12
2.3 Criteri costruttivi per connessioni innovative	18
3 CONNESSIONI SISMICHE INNOVATIVE: STATO DELL'ARTE	21
3.1 Introduzione	21
3.2 Pratiche costruttive correnti	21
3.3 Connessioni sismiche innovative per sistemi a telaio	24
3.3.1 Soluzioni a comportamento monolitico	24
3.3.2 Sistemi di connessione componibili	25
3.4 Connessioni duttili trave-colonna in sistemi a telaio.....	27
3.4.1 Soluzione progettuale n.1.....	27
3.4.2 Soluzione progettuale n.2.....	28
3.4.3 Soluzione progettuale n.3.....	28
3.4.4 Soluzione progettuale n.4.....	29
3.4.5 Soluzione progettuale n.5.....	32
3.4.6 Soluzione progettuale n.6.....	33
3.4.7 Soluzione progettuale n.7.....	35
3.4.8 Soluzione progettuale n.8.....	36
3.4.9 Soluzione progettuale n.9.....	38
3.4.10 Soluzione progettuale n.10	40
3.4.11 Soluzione progettuale n.11	42
3.4.12 Soluzione progettuale n.12	43

3.4.13 Soluzione progettuale n.13	44
3.4.14 Soluzione progettuale n.14	45
3.4.15 Soluzione progettuale n.15	48
3.4.16 Soluzione progettuale n.16	49
4 CASO DI STUDIO: EDIFICIO IN PREFABBRICATO	51
4.1 Descrizione generale dell'opera	51
4.2 Normativa di riferimento.....	52
4.3 Leggi dei materiali	53
4.4 Analisi dei carichi statici agenti.....	55
4.4.1 Pesi strutturali	55
4.4.2 Pesi permanenti portati.....	55
4.4.3 Sovraccarichi accidentali	56
4.4.4 Carico da neve.....	56
4.4.5 Azione da vento	56
4.5 Combinazioni delle azioni per la verifica statica.....	58
4.6 Fasi di realizzazione	61
4.7 Valutazione della massa della struttura.....	62
4.8 Valutazione del fattore di struttura.....	64
4.8.1 Ipotesi di calcolo e modello FEM della connessione	65
4.9 Individuazione della forzante sismica	69
4.9.1 Spettri di risposta elastico e di progetto	70
4.9.2 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	71
5 ANALISI GLOBALI SULLA STRUTTURA	73
5.1 Generalità.....	73
5.2 Criteri di modellazione FEM	73
5.3 Analisi statica della struttura	77
5.4 Analisi dinamica della struttura.....	80
5.4.1 Estrazione delle frequenze naturali	80
5.4.2 Analisi dinamica modale con spettro elastico	81
5.4.3 Analisi dinamica modale con spettro di progetto SLU	82
5.4.4 Analisi dinamica modale con spettro di progetto SLE.....	85

6	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	87
6.1	Generalità	87
6.2	Verifica statica degli elementi strutturali	88
6.2.1	Travi prefabbricate in c.a.....	88
6.2.2	Pilastri prefabbricati in c.a.	91
6.2.3	Verifica di deformabilità	96
6.3	Verifica sismica degli elementi strutturali	96
6.3.1	La gerarchia delle resistenze.....	96
6.3.2	Verifica di resistenza della trave.....	98
6.3.3	Verifica di resistenza del pilastro	101
6.3.4	Verifica di resistenza della testata della trave.....	104
6.3.5	Verifica di resistenza della mensola tozza	105
6.3.6	Verifica allo stato limite di danno.....	106
7	ANALISI DEL SISTEMA DI CONNESSIONE.....	107
7.1	Introduzione	107
7.2	Legge anelastica del profilo angolare.....	108
7.3	Comportamento a rottura del profilo angolare	110
7.3.1	Modello FEM ad angolare singolo e forza esterna applicata.....	111
7.3.2	Modello FEM ad angolare singolo e coppia esterna applicata	113
7.3.3	Modello FEM ad angolare doppio.....	114
7.3.4	Osservazioni	116
7.4	Comportamento isteretico della connessione	117
7.4.1	Caso A: Angolare in aderenza al pilastro	119
7.4.2	Caso B: Angolare parzialmente sollevato dal pilastro	120
7.4.3	Analisi del comportamento della connessione per incremento crescente monotono di carico.....	122
7.4.4	Analisi del comportamento della connessione per incremento sinusoidale ciclico di carico	124
7.4.5	Osservazioni	133
8	ANALISI SISMICHE SULLA STRUTTURA.....	135
8.1	Aspetti generali	135

8.2 Definizione delle forzanti esterne	136
8.3 Metodi di analisi lineari	138
8.3.1 Analisi dinamica modale.....	138
8.3.2 Analisi dinamica lineare	139
8.4 Analisi dinamiche non lineari	140
8.4.1 Forzante sinusoidale.....	140
8.4.2 Accelerogramma sintetico n.1	141
8.4.3 Accelerogramma sintetico n.2.....	143
8.5 Analisi critica dei risultati	146
8.5.1 Distribuzione della domanda inelastica nella struttura	146
8.5.2 Valutazione della capacità dissipativa della struttura.....	148
8.5.3 Comportamento non-lineare delle membrature	149
8.6 Soluzioni alternative nella distribuzione della domanda inelastica.....	150
8.6.1 Riduzione della soglia di plasticizzazione	150
8.6.2 Incrudimento a comportamento cinematico	152
9 OTTIMIZZAZIONE DELLA DOMANDA INELASTICA DELLA	
STRUTTURA	155
9.1 Aspetti generali	155
9.2 Modello costitutivo della connessione sismica	156
9.3 Risposta non-lineare del sistema di connessione.....	157
9.4 Metodi di analisi lineari.....	159
9.4.1 Accelerogramma sintetico n.1	160
9.4.2 Accelerogramma sintetico n.2.....	161
9.5 Analisi dinamiche non lineari	162
9.5.1 Forzante sinusoidale.....	162
9.5.2 Accelerogramma sintetico n.1	163
9.5.3 Accelerogramma sintetico n.2.....	165
9.5.4 Osservazioni.....	167
10 CONCLUSIONI	169
APPENDICE.....	173
BIBLIOGRAFIA.....	185

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1 Generalità

L'utilizzo e lo sviluppo di strutture in cemento armato prefabbricato in zone sismiche ha fino ad ora sofferto, a livello internazionale, della limitata conoscenza delle prestazioni di tale tipologia costruttiva sotto l'effetto di azioni sismiche, nonché della mancanza di adeguate normative nei codici progettuali.

Le scadenti prestazioni di strutture in prefabbricato nel corso di eventi sismici passati hanno, d'altro lato, contribuito ad accrescere un senso di comune ma ingiustificata "diffidenza" nei confronti di tali sistemi strutturali.



Figura1.1: Crollo parziale o totale di strutture in prefabbricato

E' fondamentale sottolineare come all'origine dei problemi riscontrati nella deficitaria risposta sismica di strutture esistenti, senza far riferimento alle caratteristiche peculiari dei singoli eventi, si possono in generale individuare non tanto limiti intrinseci del "prefabbricato" quanto piuttosto sostanziali carenze in fase progettuale e/o realizzativa, legate all'utilizzo di dettagli costruttivi inadeguati, alla scelta di schemi strutturali inappropriati o all'assenza di una corretta filosofia di progettazione sismica.

Inoltre, gli eventi sismici hanno evidenziato l'elevata vulnerabilità di edifici industriali in prefabbricato, realizzati, come tipico anche della pratica costruttiva italiana, con schemi isostatici, in cui gli elementi trave sono semplicemente appoggiati, o incernierati, sulla sommità dei pilastri, incastrati a terra con schema a mensola. L'assenza di uno schema a telaio comporta inevitabilmente una notevole deformabilità del sistema, con potenziale danneggiamento di parti strutturali e non strutturali interne ed esterne (i.e. tamponamenti). Inadeguate lunghezze d'appoggio (o debolezza delle connessioni a spinotto) delle travi sulle

mensole dei pilastri possono condurre a collassi parziali o totali per effetto a catena, data la limitata ridondanza dello schema strutturale.



Figura 1.2: Collasso strutturale per effetto di perdita d'appoggio

1.2 Obiettivi

Nel corso del seguente elaborato si intende dimostrare come schemi strutturali tipicamente non previsti per costruzioni in prefabbricato possano soddisfare i requisiti di duttilità e dissipazione d'energia tipici invece delle strutture in calcestruzzo armato ordinarie.

Verrà sviluppato e studiato un sistema innovativo di connessione fra elementi prefabbricati tale da rendere la struttura performante anche per sollecitazioni cicliche tipiche di un evento sismico.

In particolare si intende realizzare collegamenti trave-pilastro e pilastro-struttura di fondazione che abbiano le peculiarità di non richiedere getti a completamento (quindi perdere di fatto l'efficacia della prefabbricazione in termini di fasi di cantiere progressivamente dilatate e in dipendenza da condizioni ambientali), e di rendere la fase di montaggio piuttosto immediata, senza l'impiego di speciali attrezzature e di maestranze con specifica formazione tecnica.

L'impiego di un nodo che risponda alle specifiche richieste verrà applicato ad un edificio tipo, a struttura totalmente prefabbricata, con luci e dimensioni in altezza conformi alle ordinarie costruzioni prefabbricate.

1.3 La prefabbricazione in zone sismiche

L'uso di elementi prefabbricati e precompressi ha avuto significative applicazioni in strutture sismo-resistenti in ogni parte del mondo.

Grazie ad approfonditi studi del danno strutturale prodotto in edifici, ed in particolar modo per costruzioni in prefabbricato, a seguito di evento sismico, e tramite numerose prove di analisi in laboratorio, si è visto che elementi prefabbricati hanno un ruolo molto importante in termini di resistenza al sisma purché sia posta la dovuta attenzione sia in fase di progettazione che di costruzione e realizzazione dell'opera.

Strutture mal progettate hanno dimostrato un pessimo comportamento sismico dell'edificio diffondendo così l'idea che strutture prefabbricate possano ritenersi non adatte in zone sismiche. Per questo motivo sono richiesti criteri progettuali specifici oltre alle normali procedure di progettazione valide per le costruzioni ordinarie, e una serie di requisiti che si possono riassumere in:

- adeguata esperienza professionale delle aziende costruttrici;
- richiesta di verifiche nelle fasi di costruzione;
- reperibilità di specifici apparecchi per la costruzione e limiti degli stessi;
- introduzione di tolleranze geometriche agli elementi prefabbricati;
- limiti di trasporto, di peso e altezza degli elementi prefabbricati;
- uso di attrezzature temporanee per la costruzione.

Vantaggi e svantaggi nell'uso di elementi prefabbricati

Vantaggi:

- velocità di realizzazione dell'opera;
- maggior controllo della qualità del materiale da costruzione e dell'elemento prodotto;
- aumento della durabilità;
- richiesta limitata di manodopera;
- assenza di strutture temporanee quali ponteggi o trabatelli;
- utilizzo di tecniche di post-compressione per consentire la continuità strutturale tra elementi;
- danni di entità minore per effetto di spostamenti contenuti durante scosse sismiche.

Svantaggi:

- maggior onere economico richiesto per garantire adeguata continuità strutturale;
-

- uso di tecniche costruttive a livello di giunzione con elevato grado di dettaglio;
- richiesta di macchinari specifici per posa in opera delle parti;
- forze di precompressione che possono annullarsi per effetto di meccanismi anelastici (nel caso di tecniche di precompressione con cavi post-tesi).

1.4 Sviluppo della prefabbricazione in Italia

Nel secondo dopoguerra si sono sviluppate in Italia le prime costruzioni in edilizia prefabbricata. Solo a partire dagli anni '50, però, con la scoperta della precompressione accompagnata da una forte domanda di edifici ad uso industriale, il mercato si è rapidamente spinto alla scoperta di nuove soluzioni in calcestruzzo armato prefabbricato. Inoltre l'uso di aggregati leggeri ha favorito la nascita di nuovi impianti di prefabbricazione.

Acquisita una certa esperienza nelle tecniche di prefabbricazione industriale, il mercato si è rivolto verso altri settori, come edifici ad uso commerciale, complessi direzionali, costruzioni pubbliche, parcheggi e, per finire, all'edilizia residenziale. Questa evoluzione ha portato ad una progressiva transizione verso schemi strutturali non più modulari ma con elevate caratteristiche di flessibilità, adattandosi a diverse casistiche e abbandonando le classiche soluzioni alla ricerca di elementi più spinti.



Figura 1.3: Esempi di sistemi costruttivi realizzati con componenti prefabbricati in calcestruzzo armato

In parallelo, presero piede anche sistemi a pannelli portanti caratterizzati dall'aver schemi resistenti più complessi, spesso usati per l'edilizia residenziale e

in strutture pubbliche. Data la loro scarsa versatilità, il loro utilizzo fu modesto; divennero invece popolari nei paesi dell'est Europa.

Lo sviluppo di edifici realizzati completamente da elementi prefabbricati fu sempre accompagnato da tecniche che prevedevano l'uso parziale della prefabbricazione, sia in strutture in c.a. sia per sistemi resistenti in acciaio.



Figura 1.4: Esempi di sistemi costruttivi realizzati con componenti prefabbricati in calcestruzzo armato

I diaframmi di piano svolsero un ruolo fondamentale nelle strutture in prefabbricato. Furono realizzati edifici con più piani con totale uso di elementi prefabbricati, oppure in alcuni casi, l'uso della prefabbricazione fu ridotto ai soli elementi di piano, mentre le strutture verticali si realizzarono in calcestruzzo armato ordinario.

Altri fattori che favorirono l'uso della prefabbricazione furono legati alla qualità del calcestruzzo, più controllato negli impianti di produzione rispetto ai cantieri. In conclusione, la prefabbricazione ha mantenuto un forte mercato nell'ambito italiano pur presentando alcuni disagi nell'utilizzo di costruzioni in zone sismiche.

1.5 Criteri di progettazione

I criteri richiesti nella progettazione di strutture con elementi in calcestruzzo armato prefabbricato sono molto simili a quelli adottati per le costruzioni in cemento armato ordinario.

Per quanto concerne i sistemi a telaio (lo stesso vale per strutture in muratura) realizzati in parte con elementi prefabbricati, deve essere trattata con particolare delicatezza la realizzazione delle connessioni in modo tale da garantire adeguati criteri di rigidità, resistenza e duttilità alla struttura. In particolare devono essere previste verifiche durante le fasi di costruzione e per il ciclo di vita utile della struttura, sia per condizioni di servizio che per stato limite ultimo.

In accordo con le comuni normative antisismiche internazionali, sono definiti quattro livelli di prestazione che una struttura in c.a. deve soddisfare, e gli stessi sono ritenuti validi anche per gli edifici in c.a.p.:

1. Completa operatività: alcun servizio non può essere escluso;
2. Servizio: danno lieve e chiusura di alcuni servizi non essenziali;
3. Sicurezza alla vita: danni di entità moderata, è garantita la completa sicurezza;
4. Collasso: danni severi, con rischi alla vita.

Convenientemente, si definiscono in fase di progettazione due condizioni limite, lo stato limite di completa operatività e lo stato limite di controllo del danno.

In genere, la scelta di uno schema strutturale per una struttura realizzata con elementi prefabbricati può seguire due criteri fondamentali, come verrà ampiamente trattato al capitolo 3.

Il primo criterio prevede di assumere un comportamento monolitico tipico delle strutture in cemento armato ordinario, con connessioni realizzate in opera mediante getti di completamento e barre di armatura saldate, sovrapposte o accoppiate.

L'altro criterio, più specifico per costruzioni realizzate in singole unità, accetta discontinuità flessionali a livello dei giunti. Elementi di questo tipo non devono presentare sporgenze e parti che possono risultare dannose alla produzione, e comunque non devono richiedere getti di completamento in opera per i collegamenti. Progettazioni proiettate in questa ottica richiedono giustificazioni strutturali e modelli calibrati ad hoc, misure di sicurezza adeguate e il rispetto di una serie di requisiti fuori dall'ordinario.

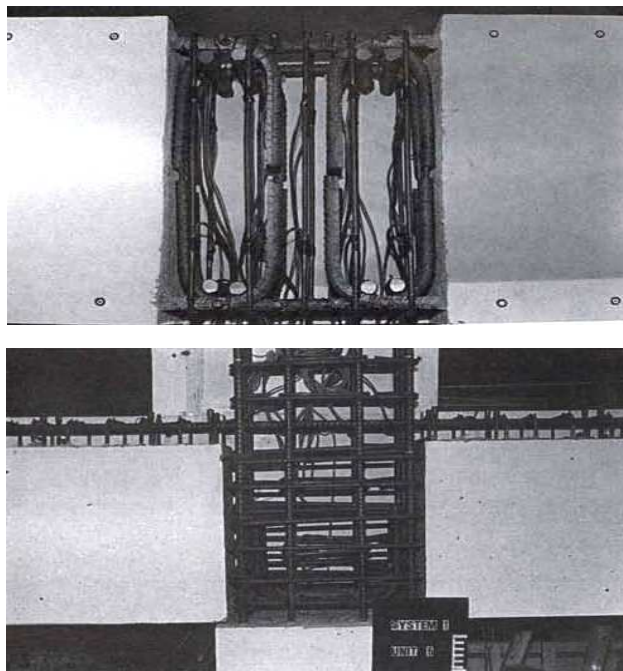


Figura 1.5: Esempi di sistemi costruttivi innovativi a comportamento monolitico

In genere, strutture con schema a telaio seguono il primo criterio di progettazione, soprattutto perché spesso riguardano interventi di ripristino di strutture già esistenti attraverso completamenti in sito. Un classico esempio sono travi che poggiano su pilastri muniti di mensole e con giunti boiaccati in opera.

Quando una costruzione viene concepita per la prefabbricazione, lo schema strutturale segue quasi sempre un "comportamento duale", ovvero i carichi gravitazionali sono assegnati alle strutture in elevazione mentre le azioni orizzontali sono trasferite a terra mediante lame di taglio. Questo schema è particolarmente indicato per costruzioni in zona sismica dove si richiedono giunti non fortemente sollecitati e sezioni trasversali ridimensionate degli elementi strutturali. I collegamenti possono invece presentarsi in modo ben più articolato a fronte del fatto che la normativa sismica consiglia di trascurare fenomeni dissipativi generati per attrito fra le parti.

Perciò gli appoggi sono spesso dotati di sistemi, come spinotti o barre, con lo scopo di prevenire il progressivo collasso strutturale.

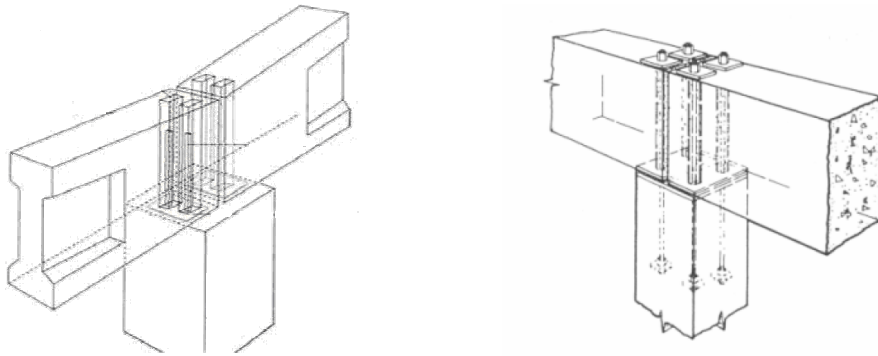


Figura 1.6: Sistemi di ancoraggio tradizionali mediante l'utilizzo di barre o spinotti passanti

Un tipico esempio del secondo criterio, ovvero strutture che presentano discontinuità strutturali, sono le costruzioni realizzate con pannelli portanti. Lo schema a pannelli portanti è realizzato con lastre in calcestruzzo armato disposte lungo tre direzioni mutuamente ortogonali collegate tramite cardini o incatenamenti. Alcuni sistemi di montaggio prevedono l'assemblaggio progressivo di lamine poste in direzione verticale e orizzontale, evitando così fenomeni di instabilità durante la costruzione. La totale resistenza è affidata alle connessioni di acciaio che possono essere annegate nei pannelli. Il grosso limite di questa tipologia strutturale è legata al fatto che lascia poca libertà alla distribuzione architettonica degli ambienti interni, vincolati dalla presenza dei pannelli.

Un altro esempio riguarda le costruzioni per ambienti industriali, realizzati generalmente con schema isostatico. Le più recenti hanno colonne incastrate alla base, travi longitudinali semplicemente appoggiate e traversi su cui grava la struttura di copertura, anch'essa appoggiata.



Figura 1.7: Esempio di costruzione a schema statico semipendolare per edilizia industriale

CAPITOLO 2

INSERTI NEGLI EDIFICI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO

2.1 Soluzioni tradizionali per strutture in prefabbricato

I nodi strutturali costituiti dalle interconnessioni fra i pilastri, le travi e le fondazioni, hanno visto negli ultimi anni una evoluzione rispetto ai tradizionali sistemi in uso nel passato. Anche se non mancavano rare eccezioni, tali nodi venivano, e tuttora vengono realizzati in gran parte, mediante appoggio su mensole in calcestruzzo o acciaio, ovvero mediante infissione del pilastro in un plinto a bicchiere. Ciò corrispondeva, e ancora oggi corrisponderebbe, a criteri di semplicità di produzione, di messa in opera, di razionalizzazione dei trasporti.

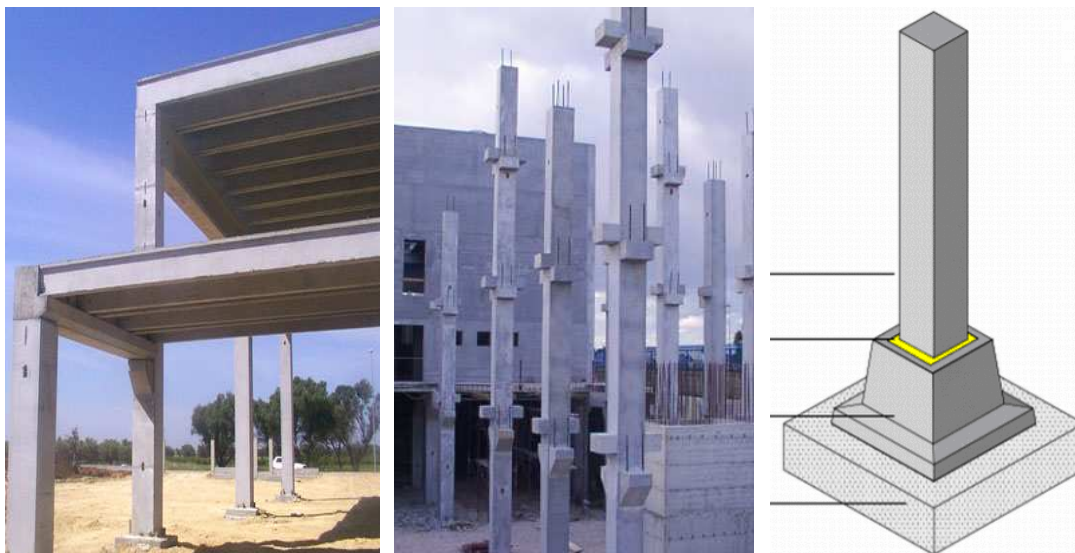


Figura 2.1: Tradizionali sistemi di prefabbricazione in calcestruzzo armato per l'edilizia industriale

Tuttavia, il progressivo affermarsi delle strutture multipiano a grandi altezze, grandi luci e grandi carichi, ha portato come conseguenza alla necessità di aumentare le sezioni, talvolta alla necessità di dover installare pilastri su platee di fondazione (con la conseguente difficoltà di realizzazione dei bicchieri), alla necessità di dover scomporre i pilastri in più tronconi per problematiche relative ai trasporti. In questo quadro, si è poi inserita la pubblicazione dell'ordinanza OPCM 3274/03 nel maggio 2003 con la successiva pubblicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" nel settembre 2005, nuove normative che, sia pure ancora in regime transitorio, peraltro in scadenza, hanno innovato

profondamente i criteri di progettazione, le prescrizioni costruttive dei nodi strutturali, l'entità delle azioni sismiche di progetto (queste ultime notevolmente incrementate, funzione comunque dell'importanza della struttura, della tipologia del terreno di fondazione, del materiale utilizzato, del sistema costruttivo, della duttilità intrinseca della struttura).

Non è più sufficiente dimensionare le strutture e i loro collegamenti in base alla loro capacità resistente con riferimento ad un quadro di azioni esterne definite, ma si deve entrare nel merito dei meccanismi di collasso in modo da assicurare un secondo livello di prestazioni che, in presenza di un evento sismico, permettano da un lato di limitare i danni alle strutture e agli impianti, e dall'altro di garantire che anche in presenza di sollecitazioni superiori a quelle di progetto, la struttura non pervenga al collasso ("...assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile..."). Entrano così in gioco concetti quali duttilità, capacità dissipativa, gerarchia delle resistenze, regolarità strutturale, particolari costruttivi di nodi significativi, e via dicendo.

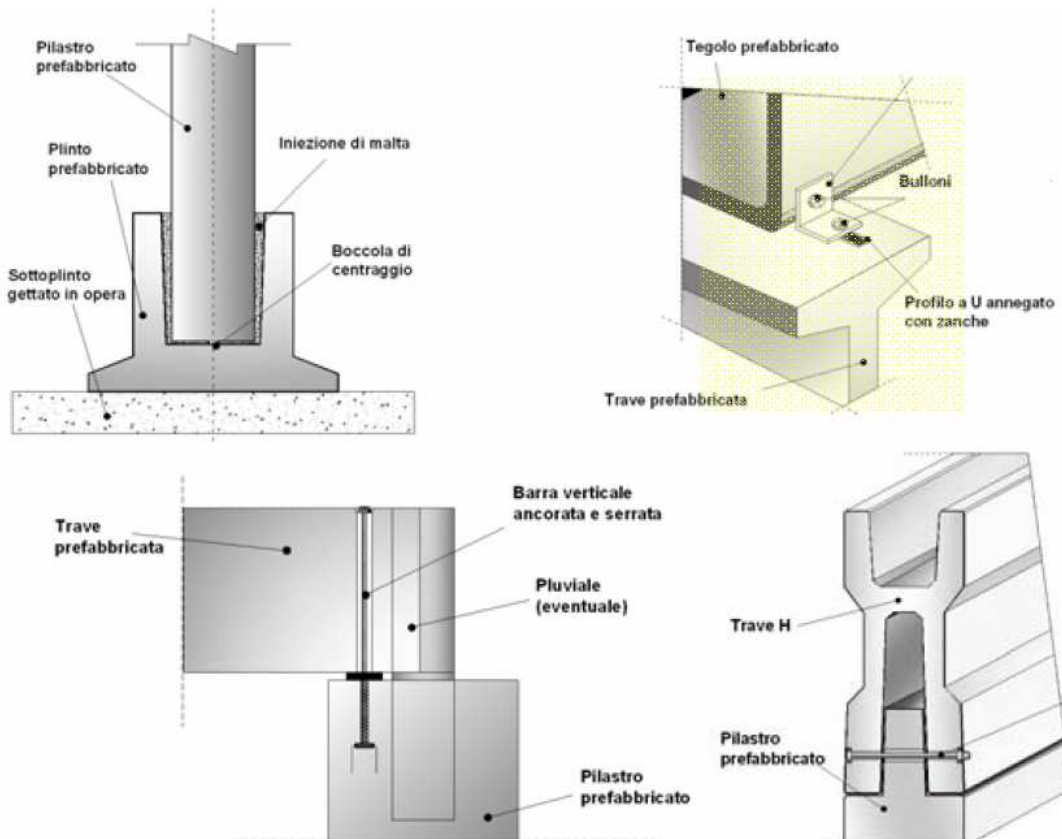


Figura 2.2: Tipiche connessioni trave-colonna o colonna-fondazione in edifici industriali in prefabbricato

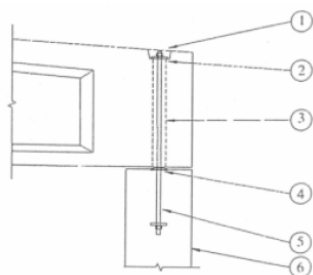


Figura 2.3: Ancoraggio mediante boccola e serraggio all'estremo inferiore

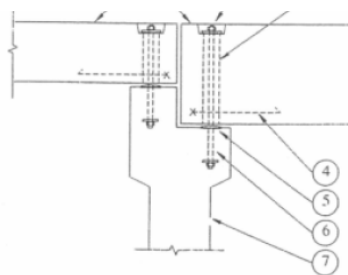


Figura 2.4: Connessione mediante barre verticali con effetto leva

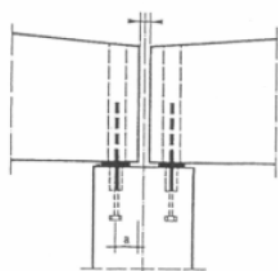


Figura 2.5: Collegamento di travi con differenti altezze

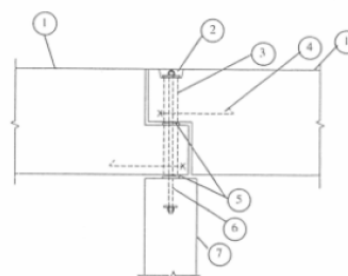


Figura 2.6: Accoppiamento di travi mediante appoggio Gerber

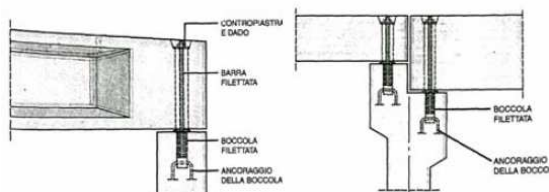


Figura 2.5: Connessioni trave-pilastro mediante boccola filettata

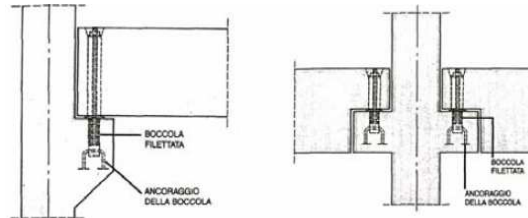


Figura 2.6: Collegamento trave-pilastro dotato di mensole

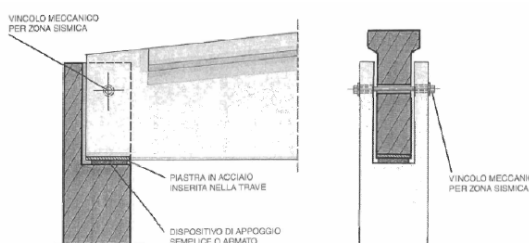


Figura 2.7: Collegamento trave-pilastro mediante barra orizzontale

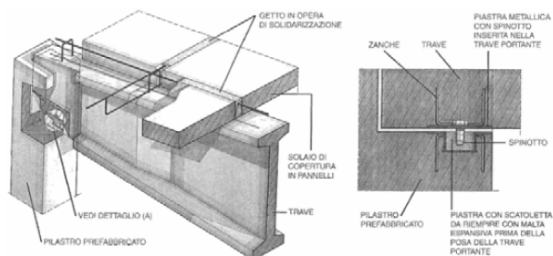


Figura 2.8: Collegamento trave-pilastro a doppia pendenza

2.2 Soluzioni emergenti per strutture in prefabbricato

Il progressivo affermarsi delle strutture multipiano a grandi altezze e i profondi cambiamenti ai criteri di progettazione introdotti dai nuovi concetti nell'ambito sismico hanno reso del tutto inefficienti soluzioni progettuali di tipo tradizionale, specialmente per quanto riguarda la scelta dello schema statico.

Gli edifici prefabbricati costruiti sino ad oggi, ovvero la maggior parte delle costruzioni che fa uso di elementi prefabbricati, hanno spesso richiesto soluzioni statiche con schema pendolare, a pilastri incastrati alla base collegati a travi con vincoli a cerniera.

Notevoli limiti in fase di progettazione dovuti ad eccessivi spostamenti laterali, sia allo stato limite di danno che per lo stato limite ultimo, hanno sempre caratterizzato queste tipologie costruttive. Inoltre, edifici così realizzati soffrono inevitabilmente di fenomeni di instabilità legati ad effetti del secondo ordine che possono talora divenire critici. Lo schema statico risulta essere non più efficiente.

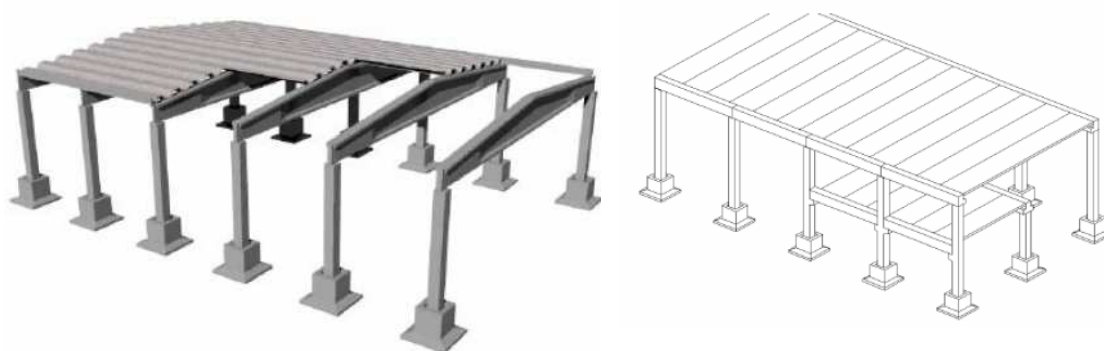
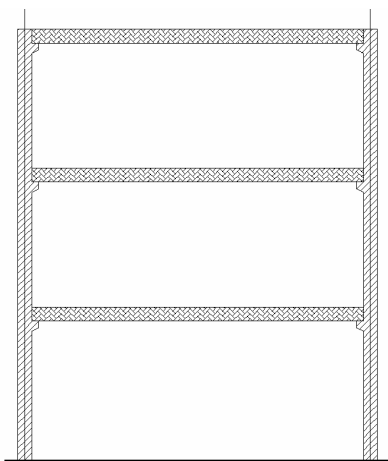


Figura 2.9: Schema statico tradizionale assunto per il dimensionamento degli edifici prefabbricati

Questo quadro della situazione, specie con riferimento agli edifici multipiano, ha comportato un ripensamento dello schema statico tradizionale e ha stimolato lo sviluppo di sistemi strutturali (inserti) in grado di introdurre vincoli di continuità nei nodi trave-pilastro, a vantaggio di una redistribuzione delle sollecitazioni, di una riduzione degli spostamenti, di una riduzione delle sezioni e delle fondazioni, dell'incremento del numero di nodi in grado di dissipare le azioni sismiche.

Allo scopo di esemplificare quanto sopra, di seguito è mostrato un esempio, peraltro sviluppato per condizioni favorevoli.

La struttura è stata risolta con due schemi statici diversi.



Struttura multipiano a tre impalcati

$h_{\text{piano}} = 4 \text{ m}$, $h_{\text{tot}} = 12 \text{ m}$

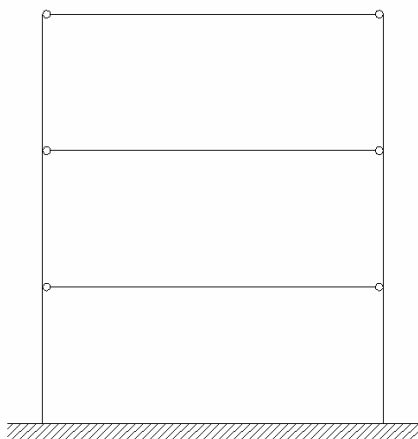
Maglia regolare 10x10 di travi e pilastri

Criteri di progettazione assunti:

- categoria suolo: B
- zona sismica: 2
- fattore di importanza: 1
- classe di duttilità: B
- edificio regolare in altezza
- tipologia edificio: in c.a. a più piani e a più campate

SCHEMA STATICO 1

Tipologia strutturale: a pilastri isostatici



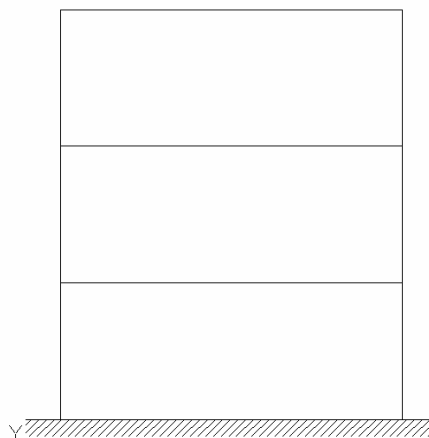
Fattore di struttura di riferimento $q_0=3.75$
 Fattore di struttura = 2.63

Carichi considerati:

- peso proprio e carichi permanenti: 5.5 kN/mq
- carichi accidentali copertura: 1.3 kN/mq $f_i=0.2$
- carichi accidentali piano: 5 kN/mq $f_i=0.8$

SCHEMA STATICO 2

Tipologia strutturale: a telaio



Fattore di struttura di riferimento $q_0=5$
 Fattore di struttura = 3.75

Carichi considerati:

- peso proprio e carichi permanenti: 5.5 kN/mq
- carichi accidentali copertura: 1.3 kN/mq $f_i=0.2$
- carichi accidentali piano: 5 kN/mq $f_i=0.8$

Il dimensionamento nel rispetto dello stato limite di danno, e la risoluzione della struttura, conducono ai risultati sotto riportati.

SCHEMA STATICO 1

Tipologia strutturale: a pilastri isostatici

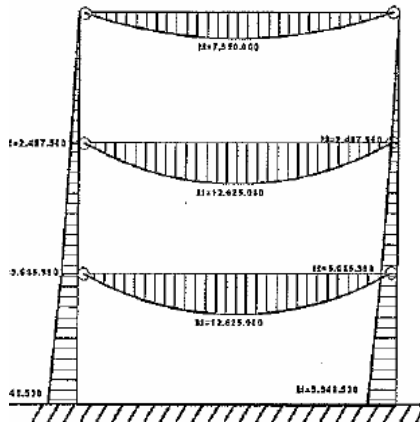
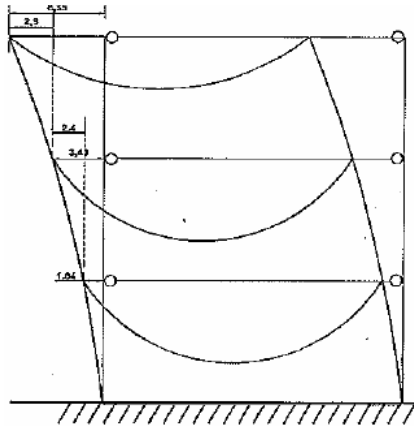


Diagramma Momenti flettenti



Spostamenti allo S.L.D.

- Sezione pilastri: 70x70;
- Spostamento relativo massimo: 2.90cm
- Spostamento assoluto in sommità: 6.35cm
- Momento max base pilastro: 995kNm
- Momento max pilastro: 995 kNm
- Momento max trave mezzera: 1263 kNm
- Momento max trave appoggio: 0 kNm
- Armatura totale in ogni pilastro: 978 kg

SCHEMA STATICO 2

Tipologia strutturale: a telaio

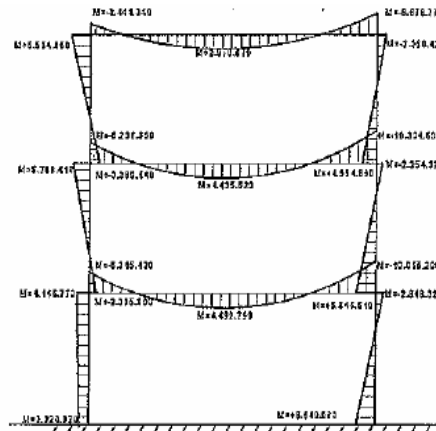
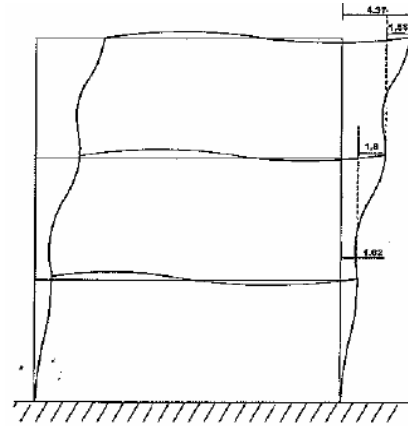


Diagramma Momenti flettenti



Spostamenti allo S.L.D.

- Sezione pilastri: 60x60;
- Spostamento relativo massimo: 1.56cm
- Spostamento assoluto in sommità: 4.37cm
- Momento max base pilastro: 664kNm
- Momento max pilastro: 685 kNm
- Momento max trave mezzera: 450 kNm
- Momento max trave appoggio: 1031 kNm
- Armatura totale in ogni pilastro: 997 kg

Dall'esempio si possono trarre alcune considerazioni importanti:

Lo schema statico a telaio presenta vari vantaggi:

- consente l'utilizzo di pilastri con sezione ridotta (-26,5%);
- trasmette sollecitazioni minori in fondazione (-33,2%);
- presenta spostamenti relativi e assoluti di minore entità pur con sezioni dei pilastri ridotte (rispettivamente -37,9% e -31,2%);
- consente l'utilizzo di travi di minore sezione grazie al vincolo di continuità con i pilastri (in assoluto sollecitazioni massime inferiori del 8,4%);
- consente l'introduzione di numerose sedi su cui dislocare meccanismi dissipativi;

di contro:

- la distribuzione delle azioni flettenti sul pilastro comporta la necessità di progettare con cura l'armatura nelle varie sezioni significative, e complicazioni costruttive legate alla quantità ed alla disposizione delle barre e delle staffe;
 - la trasmissione ai pilastri delle sollecitazioni flettenti delle travi comporta una quantità di armatura necessaria percentualmente superiore. In valore assoluto, comunque, le quantità di armatura sono equivalenti nei due casi, e rimangono comunque i vantaggi legati alla sezione dei pilastri ed alle maggiori performances delle travi;
 - è necessaria un'ottima organizzazione delle attività di produzione e di montaggio, perché la realizzazione dei vincoli di continuità comporta sempre una notevole precisione nel posizionamento e nell'uso degli inserti necessari;
 - il progetto strutturale è notevolmente più complesso:
 - per le travi si deve tenere conto di due diversi schemi statici, che si susseguono nelle fasi di realizzazione della struttura: uno relativo alle fasi di montaggio (semplice appoggio), l'altro relativo ai carichi applicati dopo il getto di completamento (continuità);
 - deve essere sviluppato con cura, e ben rappresentato nei disegni, il progetto delle armature di completamento necessarie a realizzare la continuità strutturale;
 - devono essere sviluppati, da parte dei produttori degli elementi prefabbricati, i rapporti tecnici con i Direttori dei Lavori delle strutture
-

in opera, allo scopo di assicurare il rispetto di disposizioni progettuali non usuali, che potrebbero generare omissioni e/o incomprensioni realizzative;

- devono essere sviluppate, da parte dei produttori degli elementi prefabbricati, le attività di controllo in cantiere anche durante le fasi di completamento della struttura a carico del cliente (getti in opera), per le stesse motivazioni di cui sopra.

In generale, si può osservare come, per la prefabbricazione di edifici multipiano in zona sismica, l'adozione di uno schema statico a telaio con nodi rigidi comporti una serie considerevole di vantaggi, motivo per il quale l'evoluzione delle prescrizioni normative ha sollecitato il mondo dei progettisti e quello dei produttori di inserti a cimentarsi su questo argomento.

In merito ai nodi strutturali che devono essere realizzati per ottenere lo scopo, le Norme Tecniche sulle Costruzioni, D.M. 14/09/2005, danno varie prescrizioni:

- al capitolo 5.1 "Costruzioni di conglomerato cementizio", paragrafo 5.1.10.6.1: i vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e se necessario essere validati attraverso prove sperimentali;
- al paragrafo 5.1.10.6.2: le unioni dei vari componenti a formare un insieme strutturale devono realizzare l'ipotesi di nodo rigido e devono essere idonee ad assorbire gli sforzi con adeguato margine, e in grado di assicurare all'insieme strutturale un comportamento duttile adeguato a garantire la sicurezza sismica, consentendo la formazione e lo sviluppo delle necessarie plasticizzazioni, senza dar luogo a rotture o meccanismi di collasso locali;
- al capitolo 5.7 "Particolari prescrizioni per la progettazione in presenza di azioni sismiche", paragrafo 5.7.9 "Edifici con struttura prefabbricata": la progettazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

I collegamenti fra elementi monodimensionali devono essere sicuramente rigidi, in modo da garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali

e il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici.

In tutti i casi i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze sismiche con adeguati margini di sicurezza. Per i collegamenti si hanno tre casi:

1. collegamenti esterni alle zone a comportamento inelastico: non modificano le capacità dissipative della struttura;
2. collegamenti situati nelle zone critiche a comportamento inelastico, caratterizzati dall'essere sovradimensionati in modo da spostare le plasticizzazioni in zone attigue all'interno degli elementi. L'ordinanza OPCM 343 I del 03/05/05 precisa al punto 5.7.4.1 che per strutture in Classe di Duttilità "A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi o nelle sezioni critiche adiacenti;
3. collegamenti situati nelle zone critiche a comportamento inelastico, caratterizzati dall'essere dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

La normativa precisa che, previa dimostrazione che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello interamente realizzato in opera, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico. La dimostrazione è desumibile in alternativa da una verifica analitica, da normative di comprovata validità, da prove sperimentali in vera scala con modalità prestabilite.

Nel contesto fin qui rappresentato, appare evidente come il ruolo dei Produttori di inserti assuma rilevanza eccezionale, ai fini della concreta realizzabilità dei vincoli di continuità fra membrature prefabbricate. Il fornitore diventa ad un tempo partner e consulente per l'azienda e per il progettista, potendo e dovendo mettere a disposizione degli stessi tutta la documentazione tecnica necessaria: di progettazione, di riferimento normativo, di risultati di prove su prototipi.

Il mercato offre alcune soluzioni tecniche che aderiscono alle problematiche fin qui enunciate, alcune delle quali di consolidata esperienza, altre in fase conclusiva di industrializzazione ed immissione sul mercato.

2.3 Criteri costruttivi per connessioni innovative

Una delle regole fondamentali da seguire nella progettazione di connessioni innovative è la semplicità di realizzazione, posizionamento e messa in opera del sistema di giunzione. Il criterio di massima efficienza è rispettato quando le regole di dettaglio della connessione sono le più semplici possibili, specialmente per quanto concerne le operazioni di posizionamento in opera. In questa ottica, connessioni più complesse richiedono fasi di progettazioni più onerose, per non parlare dei processi di produzione e di controllo in cantiere.

Allo scopo di semplificare la realizzazione è buona norma rispettare i seguenti accorgimenti:

- Evitare eccessivi quantitativi di armatura: è molto importante nella progettazione delle connessioni garantire adeguati livelli di copriferro e l'armatura deve essere tale da consentire il corretto posizionamento delle barre da parte dell'operatore;
- Consentire alternative progettuali: la realizzazione della connessione deve consentire l'adozione di materiali e metodi di applicazione delle parti in alternativa alle ipotesi progettuali. Spesso soluzioni alternative sono più economiche e migliorano le performances del sistema di giunzione;
- Evitare connessioni troppo articolate: sistemi che richiedono la necessaria presenza di due o più operatori sono accettabili, ma la regola generale prevede che una sola persona debba occuparsi della realizzazione del giunto.

Le operazioni di sollevamento in quota spesso producono forte perdite di tempo e risultano essere le più onerose per l'intero processo di costruzione. A tal riguardo le connessioni devono essere progettate cosicché le singole unità possano essere sollevate, posizionate e agganciate nel più breve tempo possibile, evitando disagi e rallentamenti nella costruzione.

Per un rapido posizionamento è necessario che il sistema di giunto sia tale da permettere variazioni dimensionali dello stesso, non solo in termini di tolleranza relativa, ma anche per evitare problemi legati ad un posizionamento non propriamente corretto degli elementi prefabbricati.

Altro aspetto essenziale riguarda le forti differenze rispetto a soluzioni di edilizia tradizionale:

- Giunti sismici devono garantire il rispetto di tutte le tolleranze, in particolar modo non devono essere sottodimensionati per effetto di un accumulo di spostamento legato a diverse parti caratterizzanti l'opera;
- Sistemi di collegamento con funzione di cerniera devono garantire rotazioni compatibili con le altre parti della struttura e devono essere presenti adeguati spessori di materiale a protezione di travi e pilastri onde evitare fenomeni di rottura locale.



Figura 2.10: Operatori addetti alla tesatura di funi post-tese per sistemi di collegamento componibili ad elevata duttilità

Connessioni sismiche inoltre possono richiedere operazioni speciali di controllo e manutenzione delle parti realizzanti il giunto. A tal riguardo devono essere previsti, ove richiesto, adeguati accorgimenti per consentire l'ispezione in fasi successive alla realizzazione dell'opera.

CAPITOLO 3

CONNESSIONI SISMICHE INNOVATIVE: STATO DELL'ARTE

3.1 Introduzione

Nei prossimi contributi si presenteranno i risultati di un estesa ricerca bibliografica che ha interessato lo scenario internazionale della progettazione sismica per edifici in prefabbricato, con particolare riguardo per le connessioni fra gli elementi strutturali per sistemi a telaio.

Lo stato attuale nel settore della prefabbricazione in zona sismica vede in prima linea una serie di soluzioni innovative sviluppate nei Paesi nel mondo a forte rischio sismico. Primi fra tutti sono Stati Uniti, Nuova Zelanda, Giappone.

Le fonti bibliografiche disponibili in merito all'argomento sono, pertanto, quasi esclusivamente riferite a questi Paesi che hanno impegnato, per oltre cinquanta anni, risorse per lo studio e la ricerca di proposte progettuali per consentire l'utilizzo di opere in prefabbricato in zone sismiche. Recentemente, anche in Italia si sono sviluppate nuove ricerche mirate allo studio di soluzioni innovative nel campo della prefabbricazione, preso atto delle potenzialità che possono offrire le costruzioni prefabbricate una volta migliorati i sistemi di connessione (cfr. Capitolo 2) fra gli elementi che costituiscono la struttura portante dell'edificio.

3.2 Pratiche costruttive correnti

Comune tendenza dei codici di progettazione internazionale (Stati Uniti, Nuova Zelanda, Giappone) è quella di consentire l'utilizzo di opere in prefabbricato in zone sismiche purché il comportamento strutturale sia del tutto analogo a quello di una struttura equivalente in c.a. gettato in opera, a meno che studi dettagliati, basati su prove sperimentali ed analitiche, non possano comprovare una soddisfacente prestazione sismica del sistema alternativo.

Tale approccio, noto come "emulazione" del cemento armato gettato in opera, prevede l'utilizzo di elementi strutturali prefabbricati con getto in opera, anche solo parziale, dei relativi giunti (connessioni "umide"). E' evidente come i vantaggi tipicamente riconosciuti del prefabbricato rispetto al c.a. gettato in

opera (i.e. controllo di qualità, velocità di costruzione, riduzione dei costi) risultino fortemente limitati.

Diverse soluzioni sono state studiate e sviluppate in particolar modo per connessioni trave-colonna che possono avvenire sia nella regione nodale sia all'interno dell'elemento strutturale (vedi Figura 3.1), realizzato in segmenti, come nel caso tipico di nodi trave colonna cruciformi prefabbricati.

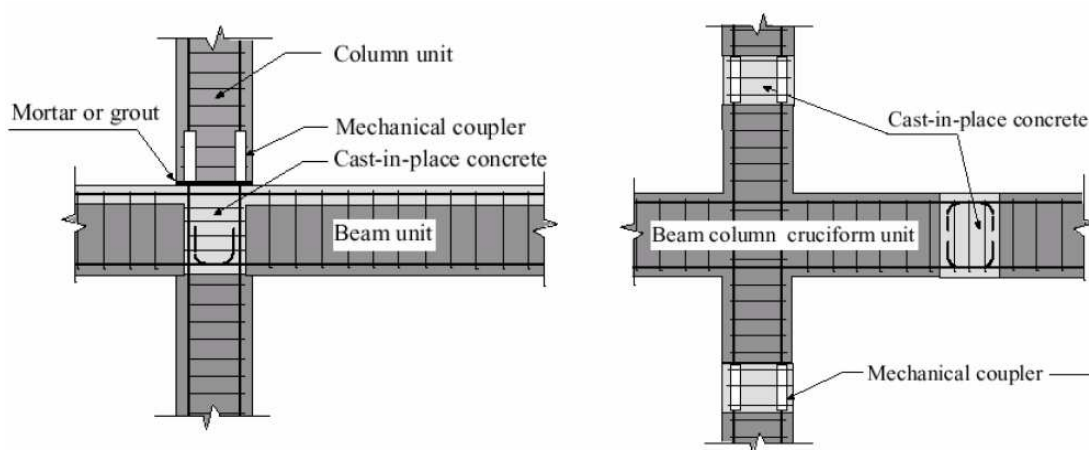


Figura 3.1: Tipiche soluzioni di connessione ad emulazione del calcestruzzo armato gettato in opera

A seguito di estesi studi analitici e sperimentali per la definizione di connessioni per sistemi a telaio in prefabbricato, la filosofia di emulazione è stata ampiamente adottata dalla pratica costruttiva Neozelandese ed ha in seguito trovato favorevole sviluppo in Giappone, nonostante gli evidenti limiti in termini di semplicità di realizzazione e velocità di esecuzione, con conseguenze immediate sui costi.

Studi analoghi su sistemi sismici con connessioni di tipo "umido", conformemente al comune approccio di emulazione del c.a. gettato in opera, sono stati condotti in Italia tra la fine degli anni '80 e i primi anni '90 nell'ambito del Progetto Finalizzato Edilizia del CNR.

La scarsa convenienza economica di tali sistemi, in aggiunta alle peculiarità della prefabbricazione italiana, (sia dal punto di vista realizzativi che normativo), non ne ha però consentito una diffusione sul mercato.

Negli Stati Uniti, invece, lo UBC 97 (Uniform Building Code) prevede che l'emulazione del comportamento di una connessione di tipo monolitico possa essere conseguita secondo una delle seguenti tipologie:

1. Wet connection (connessione umida): la connessione tra elementi strutturali è ottenuta realizzando in opera l'intero nodo o parte di esso;
2. Strong connection (connessione resistente): si richiede che la connessione rimanga in campo elastico e che il comportamento non elastico sia localizzato al di fuori del nodo.

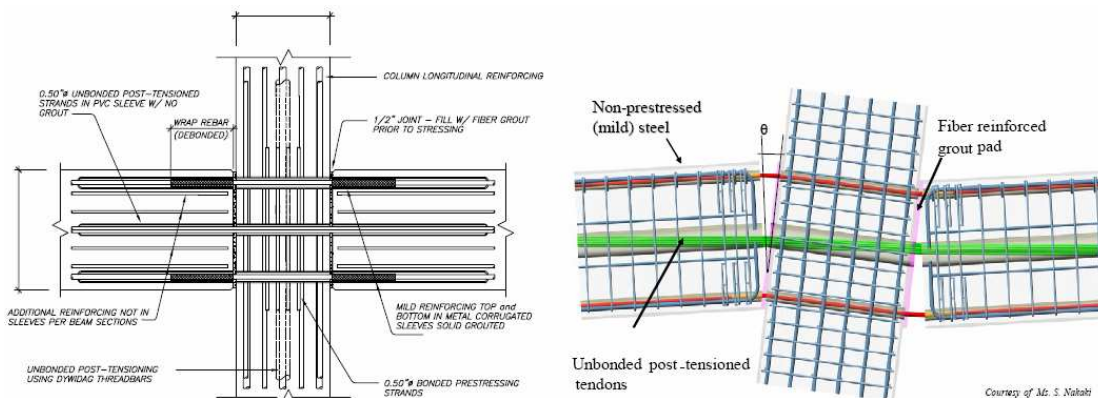


Figura 3.2: Esempio di connessione trave-colonna di tipo ibrido mediante l'uso di cavi post-tesi non aderenti

L'Eurocodice 8 (recepito dalla normativa sismica italiana) d'altro lato fornisce semplicemente una appendice informativa per la progettazione sismica delle strutture in prefabbricato in cui è comunque contemplato l'utilizzo, in zone strutturalmente "critiche", di connessioni di tipo duttile. Per tener conto della presunta ridotta ridondanza, duttilità e capacità dissipativa della struttura in prefabbricato rispetto ad una soluzione equivalente in c.a. gettato in opera, vengono suggeriti coefficienti di struttura q e classi di duttilità in genere estremamente penalizzanti.

§ § § § §

Dopo una prima panoramica generale sul problema sismico nell'ambito della prefabbricazione, nelle prossime sezioni si entrerà nel vivo del discorso, illustrando con maggior dettaglio gli aspetti tecnologici legati a soluzioni innovative adottate per la realizzazione di connessioni tra elementi strutturali per strutture a telaio.

A conclusione dell'argomento, nei prossimi paragrafi, si cureranno gli aspetti progettuali sia a livello di connessione che di sistema sismico nel suo complesso, relativamente ad un giunto di nuovo disegno sviluppato nel corso del presente elaborato.

3.3 Connessioni sismiche innovative per sistemi a telaio

Come anticipatamente discusso nei paragrafi precedenti, i primi Paesi ad occuparsi di come garantire un adeguata risposta in termini di duttilità e di energia dissipata relativamente ad edifici in prefabbricato sono stati Giappone, Nuova Zelanda e Stati Uniti, ognuno attraverso specifici programmi di ricerca e sviluppo.

Il bollettino FIB n.27 del 2003 definisce, a tal riguardo, due grandi categorie di connessioni per sistemi intelaiati: cioè, l'“Equivalent Monolithic Systems”, ovvero sistemi ad emulazione del comportamento monolitico tipico delle sezioni in calcestruzzo armato gettato in opera, e il “Jointed Systems” ad indicare le soluzioni progettuali innovative componibili. Di seguito vedremo le differenze sostanziali che caratterizzano i due sistemi.

3.3.1 Soluzioni a comportamento monolitico

Questo tipo di sistema, altresì definito ad emulazione di soluzioni tradizionali con calcestruzzo armato gettati in opera, o anche detto “connessione ad umido”, presenta due grandi categorie:

1. Connessioni ad elevata resistenza: sono quelle particolari tipologie di connessioni caratterizzate da un adeguato livello di resistenza per cui il manifestarsi di zone plastiche si allontana dalla regione di giunto e può interessare qualsivoglia elemento costituente la struttura. In genere sono sistemi a limitata duttilità;
2. Connessioni duttili: sono progettate per fornire una risposta efficace in termini di rigidezza, resistenza e duttilità. Il comportamento plastico si manifesta nelle zone di interfaccia trave-colonna e va a definire una regione ad elevato potere dissipativo.

L'approccio di emulazione del calcestruzzo armato è comunemente accettato dalle principali normazioni internazionali e anche recepito come standard di base per le più grandi compagnie di prefabbricazione a livello mondiale.

Questo tipo di connessione non sarà considerato altrove nel presente elaborato.

3.3.2 Sistemi di connessione componibili

Per questa categoria le connessioni devono risultare più deboli degli elementi prefabbricati adiacenti e non è previsto l'approccio di emulazione del comportamento monolitico di sezioni in calcestruzzo armato in opera. Anche in questo caso sono previsti due sottoinsiemi che caratterizzano il livello di duttilità esplicito dal sistema:

1. Connessioni a limitata duttilità: sono in genere connessioni a secco realizzate attraverso processi di saldatura, bullonatura o mediante armatura di rinforzo o barre o piatti in aggiunta, ed eventuale getto a completamento da realizzarsi in zone limitate, con presenza di adeguati sistemi per facilitare il controllo e l'ispezione del giunto durante la vita utile dell'opera;
2. Connessioni duttili: sono, anche per questa categoria, connessioni a secco che sfruttano però la presenza di cavi o funi post-tese non aderenti a collegamento dei diversi elementi prefabbricati che realizzano l'opera. Le deformazioni anelastiche sono concentrate all'interfaccia trave-colonna dove si viene ad aprire e chiudere un'unica fessura in occasione di azioni cicliche ripetute. I cavi post-tesi devono assolutamente rispondere in campo elastico lineare per l'intera durata dell'eccitazione sismica.

§ § § § §

Lo studio di strutture prefabbricate in zone sismiche nell'ambito del programma di ricerca statunitense PRESSS PROGRAM (PREcast Seismic Structural System) ha portato alla definizione di una serie di esperimenti sulla validazione ed efficienza di diverse tipologie innovative di connessioni duttili trave-colonna per sistemi componibili. Lo schema base di riferimento per queste connessioni è l'adozione del concetto di zone ad assente o parziale aderenza, in combinazione a barre d'armatura lente non tesate.

Una delle soluzioni innovative sperimentate nell'ambito PRESSS PROGRAM è il *Sistema di Connessione Ibrido*. Questa tipologia fa uso di funi post-tese non aderenti con armatura lenta aggiuntiva disposta longitudinalmente con lo scopo di migliorare la capacità dissipativa del giunto. Se ben realizzato, questo sistema potrà fornire risposte compatibili ad un paritetico giunto monolitico, con il grosso vantaggio riferito alla riduzione del livello di danno e ad un auto-centramento della struttura a sisma cessato.

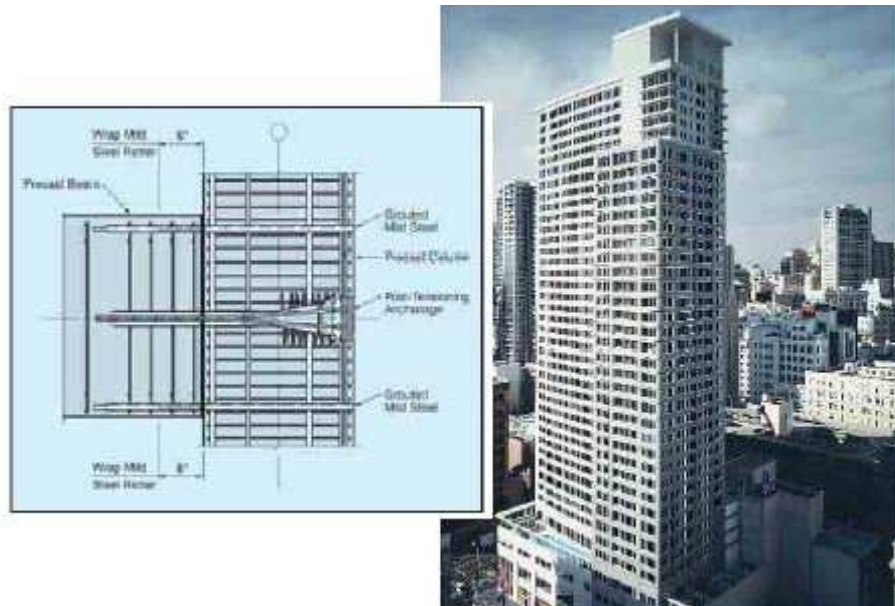


Figura 3.3: Vista del Palazzo Paramount a San Francisco realizzato con sistemi di connessione di tipo ibrido e particolare realizzativo di un pilastro laterale

Un altro programma di ricerca finalizzato agli stessi obiettivi è stato sviluppato in Giappone. Il progetto propone un nuovo sistema strutturale capace di fornire una stima del livello di perdita di funzionalità dell'opera durante il verificarsi dei terremoti più severi. Il sistema innovativo prende il nome di Mild-PRESS Joint ed è stato sviluppato nell'approccio di progettazione sismica a danno controllato ("damage controlled seismic design").

Gli obiettivi fondamentali richiesti al progetto sono quelli di fornire una stima in termini di perdite economiche e di funzionalità dell'opera associato all'uso di materiali da costruzione innovativi. L'idea di base è che gli elementi prefabbricati debbano rimanere in campo elastico mentre la domanda anelastica venga assorbita dalla connessione stessa. Il ridotto livello del danno, se paragonato ad una soluzione analoga di tipo tradizionale, è perciò confermata.

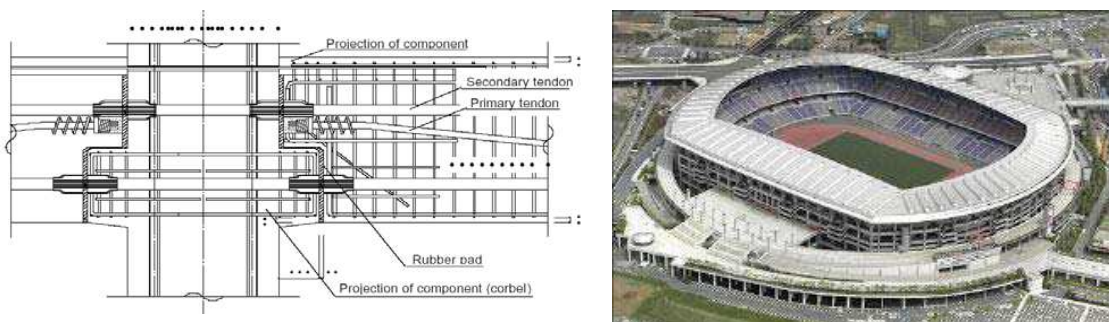


Figura 3.4: Vista dello stadio internazionale di Yokohama e illustrazione di dettaglio del sistema di connessione Mild-PRESS

3.4 Connessioni duttili trave-colonna in sistemi a telaio

Dopo una prima panoramica generale sul problema sismico nell'ambito della prefabbricazione, nelle prossime sezioni si entrerà nel vivo del discorso, illustrando con maggior dettaglio gli aspetti tecnologici legati a soluzioni innovative adottate per la realizzazione di connessioni tra elementi strutturali per strutture a telaio.

A conclusione dell'argomento, nei prossimi paragrafi, si cureranno gli aspetti progettuali sia a livello di connessione che di sistema sismico nel suo complesso, relativamente ad un giunto di nuovo disegno sviluppato nel corso del presente elaborato.

Procediamo con una rassegna delle principali soluzioni di collegamento presenti in letteratura.

3.4.1 Soluzione progettuale n.1

Questa tipologia è stata sviluppata in Giappone ed è documentata nell'articolo di Nakano et al. (2001).

Lo schema a telaio viene a realizzarsi mediante funi pre-tese fatte scorrere all'interno di travi e colonne, tutte prefabbricate. Il comportamento del sistema è quello tipico di una normale costruzione in prefabbricato, qualora l'azione orizzontale sia di entità moderata, e la connessione trave-colonna è di tipo rigido ed è garantita la perfetta aderenza all'interfaccia di contatto trave-colonna. Sotto una forzante sismica importante, invece, si viene a sviluppare una rotazione elastica degli elementi costituenti il giunto prevenendo danni a travi e pilastri. Adeguati sistemi di assorbimento dell'energia d'urto, quali smorzatori o sistemi di dissipazione, sono installati se necessario.

Sono previste due categorie di funi pre-tese. Le prime, ancorate in prossimità della testata di ciascuna membratura, sono tesate per l'85% del carico di snervamento; i cavi che interessano la zona di giunto, in pratica quelli passanti all'interno del pilastro all'altezza della trave, sono invece tesati con una forza di tiro limitata al 50% del carico nominale di snervamento.

Lo sforzo di taglio è trasmesso dalla presenza di mensole integrate alla colonna.

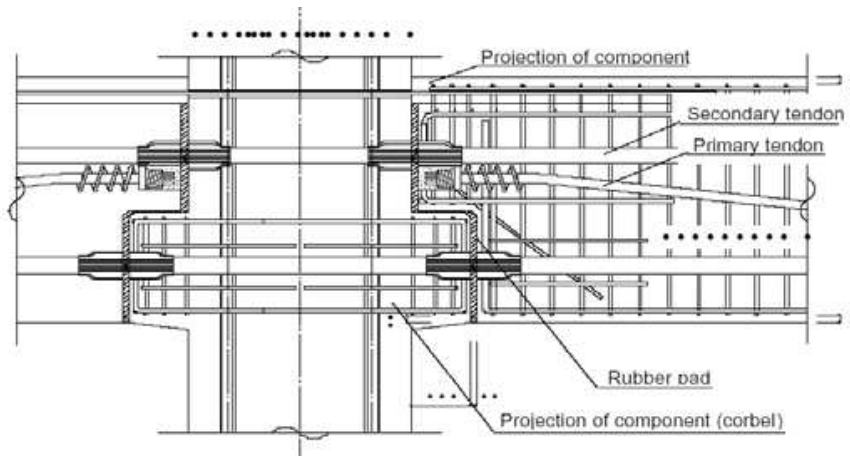


Figura 3.5: Illustrazione di dettaglio del sistema di connessione Mild-PRESS – Soluzione progettuale n.1

3.4.2 Soluzione progettuale n.2

Questa alternativa è stata proposta in un programma di ricerca in Turchia ed è documentata da Ozdil et al. (2002).

Le connessioni trave-colonna sono dotate di cavi post-tesi non aderenti posizionati nel baricentro di sezione per favorire la risposta elastica evitando l'ingresso in campo plastico. In genere sono usate travi con sezione ad I, come mostra la figura seguente.

Non è stato possibile reperire altri articoli riguardanti questo sistema progettuale che comunque non ha avuto larga diffusione nel settore.

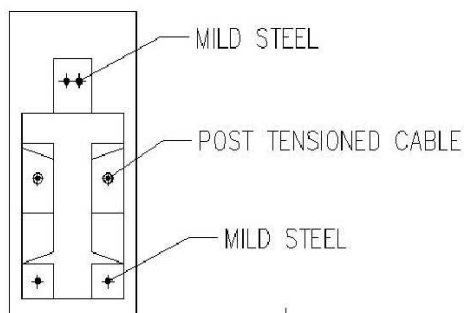


Figura 3.6: Vista della testata di una trave e schema del sistema di connessione – Soluzione progettuale n.2

3.4.3 Soluzione progettuale n.3

L'alternativa progettuale n.3 nasce da un'ipotesi di variazione a partire dalla soluzione precedente. In questo caso alle colonne vengono integrate due mensole

per trasferire gli sforzi di taglio e vengono inserite funi post-tese di lunghezza inferiore rispetto al caso precedente. Inoltre è possibile l'adozione di funi che attraversano l'intera lunghezza di trave allo scopo di migliorarne il comportamento intervenendo sul fattore di resistenza.

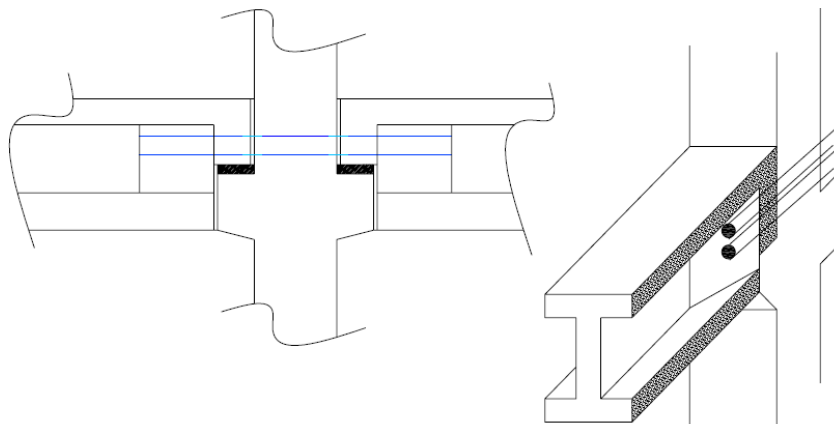


Figura 3.7: Schema illustrativo del sistema di connessione a funi post-tese non aderenti – Soluzione progettuale n.3

3.4.4 Soluzione progettuale n.4

E' quindi giunto il momento di presentare le connessioni di tipo ibrido, il cui discorso è già stato affrontato in alcuni paragrafi precedenti. Il documento a cui fare riferimento è di Pampanin et al. (2000), nell'ambito del programma di ricerca statunitense PRESS PROGRAM.

Il concetto di sistema ibrido che combini proprietà di dissipazione energetica tramite snervamento dell'acciaio (nella forma di armature longitudinali, nel caso del sistema a telaio) con capacità di autocentrimento e riduzione degli spostamenti residui (grazie alla presenza di cavi di post-tensione non aderenti), riveste una particolare attrattiva in campo sismico.

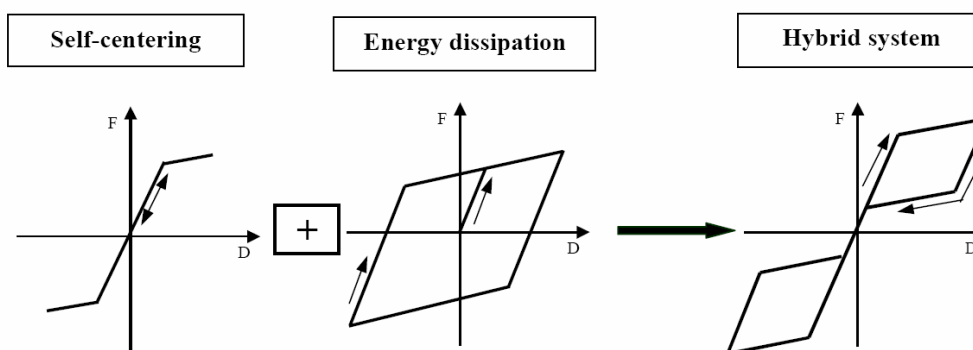


Figura 3.8: Schema illustrativo del sistema di connessione di tipo ibrido – Soluzione progettuale n.4

A parità di momento di progetto (legge monotona momento-rotazione) in una sezione critica, le caratteristiche del comportamento isteretico possono essere a piacere modificate combinando in modo opportuno i contributi flessionali dei cavi non aderenti di post-tensione e della armatura tradizionale.

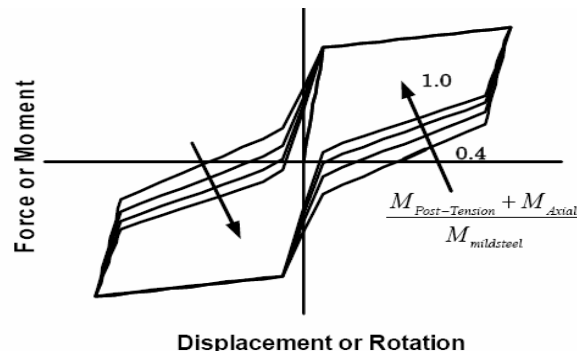


Figura 3.9: Flessibilità del ciclo isteretico di un sistema ibrido al variare del rapporto tra contributo dei cavi non aderenti e dell'armatura lenta

In fase di analisi e progetto si possono dunque combinare due molle rotazionali in parallelo: una con legge non-lineare elastica (NLE), per modellare il contributo dei cavi non aderenti con proprietà autocentrante e l'altra con modello Takeda, per tener conto del contributo dissipativo dell'acciaio e comportamento non-lineare del calcestruzzo.

Smorzamento critico equivalente e spostamento residuo possono dunque essere considerati parametri critici in fase di progetto di un sistema di tipo ibrido. A parità di momento resistente per un dato livello di drift, il rapporto della percentuale di cavi non aderenti post-tesi e armatura tradizionale può essere stabilita a piacere tenendo conto degli effetti dei due parametri critici.

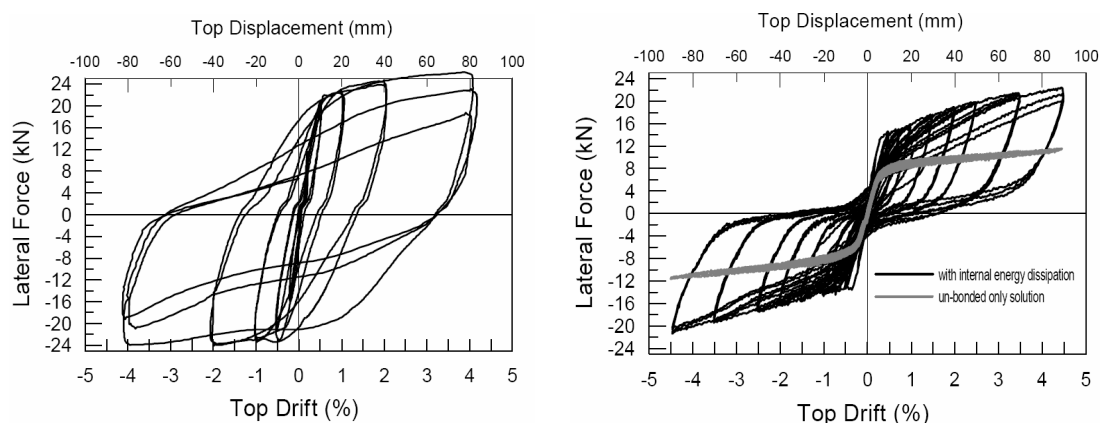


Figura 3.10: Comportamento del ciclo isteretico di una soluzione tradizionale monolitica (sinistra) e di un sistema ibrido (destra)

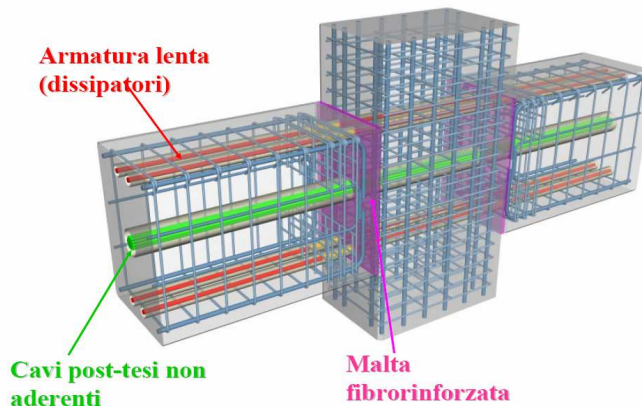


Figura 3.11: Connessione trave-colonna con soluzione "ibrida"

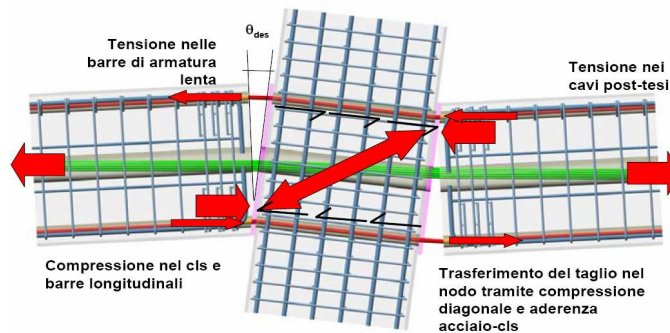


Figura 3.12: Meccanismo della connessione ("Rocking controllato")

In figura 3.13 sono riportati due modelli grafici riferiti ad un sistema ibrido ad un grado di libertà dato dalla combinazione di un modello NLE e un Takeda. Non trattandosi di tabelle dimensionali, le caratteristiche del comportamento monotono momento-rotazione (rigidezza iniziale, rotazione di snervamento, incrudimento, spostamento obiettivo di progetto) sono basate sulle proprietà di un edificio test realizzato in cinque piani. Si sono considerate diverse ipotesi sul modello Takeda.

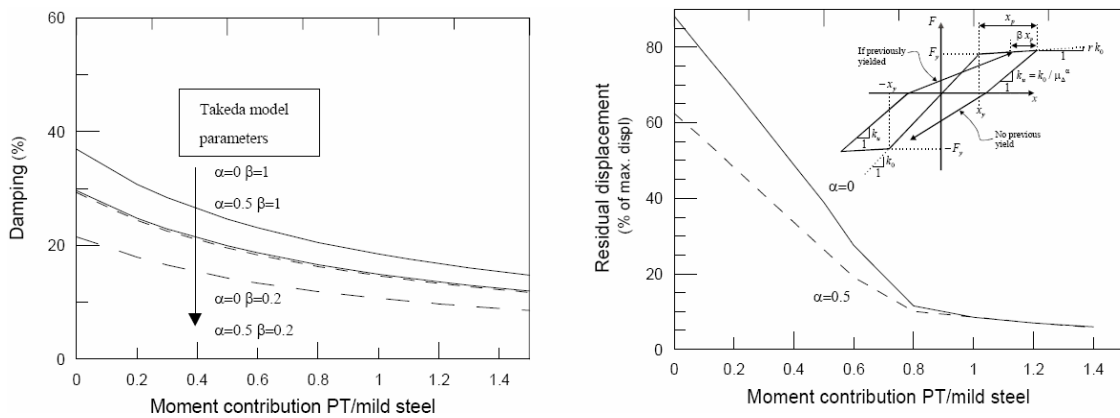


Figura 3.13: Variazione dei parametri critici in un sistema di connessione ibrido - Abachi di progetto

Come noto, gli effetti della dissipazione energetica sulla riduzione dello spostamento massimo raggiunto dalla struttura divengono meno significativi all'aumentare della capacità stessa di dissipazione energetica. A patto di garantire dunque un adeguato valore minimo di dissipazione (i.e. valore di smorzamento viscoso equivalente intorno al 15-20%) si può progettare un sistema ibrido con alta capacità autocentrante senza particolari conseguenze sugli spostamenti massimi raggiunti. Con riferimento agli abachi di figura 3.13, ad esempio, una soluzione progettuale efficiente potrebbe essere data da una scelta del rapporto tra i contributi flessionali PT/armatura tradizionale pari a 0.8-1.

3.4.5 Soluzione progettuale n.5

L'alternativa n.5 è stata proposta sempre nell'ambito del PRESSS Program e documentata da Priestley et al. (1999).

Viene definita dallo stesso Priestley un sistema di connessione elastico a risposta non lineare.

La connessione richiede l'uso di trefoli precompressi fatti scorrere lungo guaine che interessano la lunghezza totale delle travi e si spingono all'interno delle zone nodali. Nelle sole regioni di nodo viene ripristinata l'aderenza acciaio-calcestruzzo tramite iniezione di boiaccia all'interno delle guaine mentre per la restante parte di trave le funi risultano essere non aderenti.

Nessuna armatura lenta tradizionale attraversa l'interfaccia trave- colonna, solo le funi post-tesate collegano le parti della struttura.

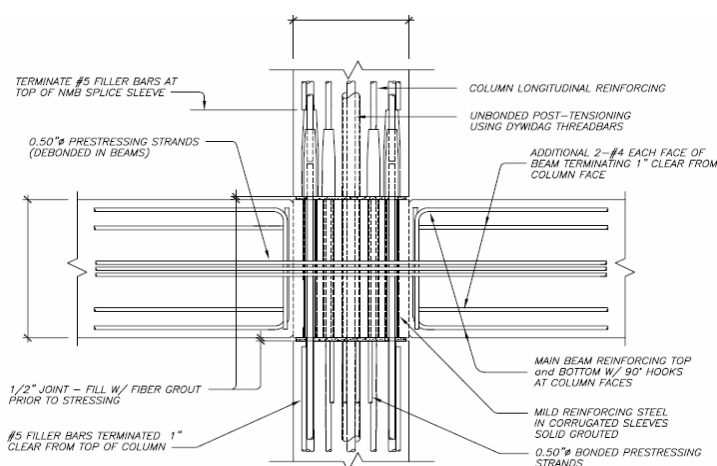


Figura 3.14: Schema illustrativo del sistema di connessione a comportamento elastico non-lineare - Soluzione progettuale n.5

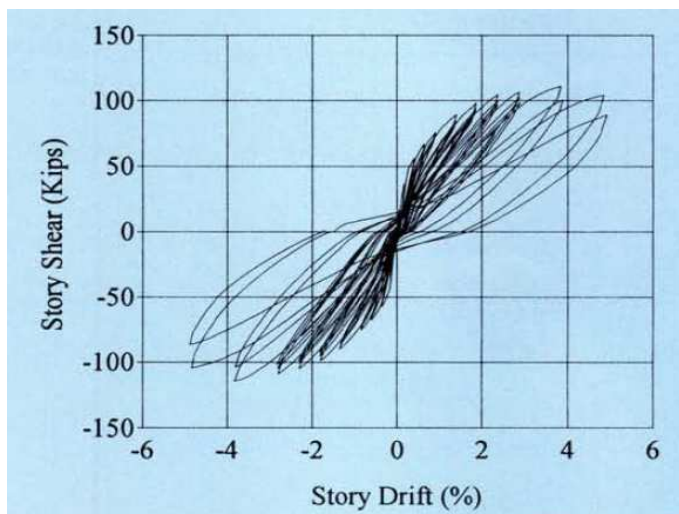
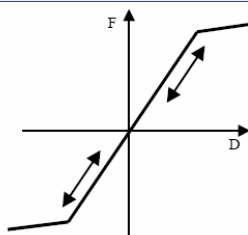


Figura 3.15: Comportamento del ciclo isteretico di una soluzione a comportamento elastico non-lineare

Ricentramento



- Cavi post-tesi non aderenti (PT) + assiale

Il livello di tensione per i cavi post-tesati rimane sempre all'interno del range elastico e si manifesta con una risposta del tipo non lineare, pur presentando valori più elevati di smorzamento viscoso equivalente rispetto ad un paritetico sistema elastico lineare. Forti vantaggi legati all'uso di questa soluzione progettuale sono livelli di danno controllato, accompagnati da ridotti spostamenti di interpiano, ed un effetto ricentrante legato al contributo dei cavi post-tesati.

3.4.6 Soluzione progettuale n.6

L'intensa ricerca nel programma statunitense PRESSS ha condotto alla realizzazione di più soluzioni progettuali, ciascuna contraddistinta da peculiari caratteristiche in termini di resistenza, rigidità e duttilità. E' sempre Priestley et al. (1999) a occuparsi delle pubblicazioni nel settore.

Il sistema qui proposto manifesta un migliore comportamento dissipativo e prende il nome di TCY (Tension-Compression Yielding) Connection System. In questo caso la dissipazione energetica è attribuita all'armatura lenta, presente nelle parti superiori ed inferiori del giunto, che si snerva in tensione e compressione, formando cicli di isteresi ampi e simmetrici.

Il comportamento è perciò simile ad una connessione monolitica con livelli fattore di smorzamento viscoso equivalente dell'ordine del 35%.

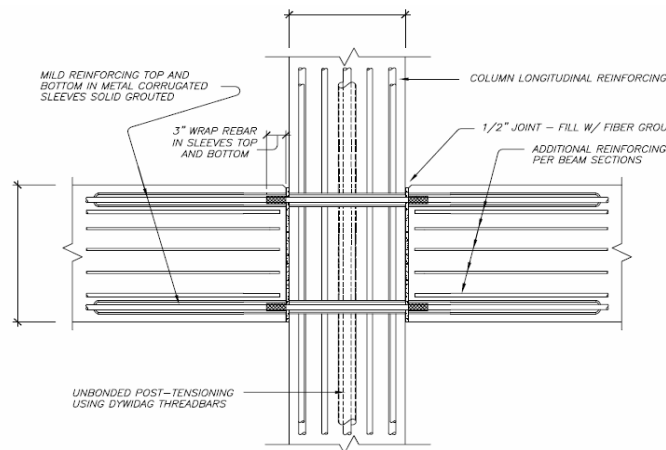


Figura 3.16: Schema illustrativo del sistema di connessione TCY ad elevato potere dissipativo - Soluzione progettuale n.6

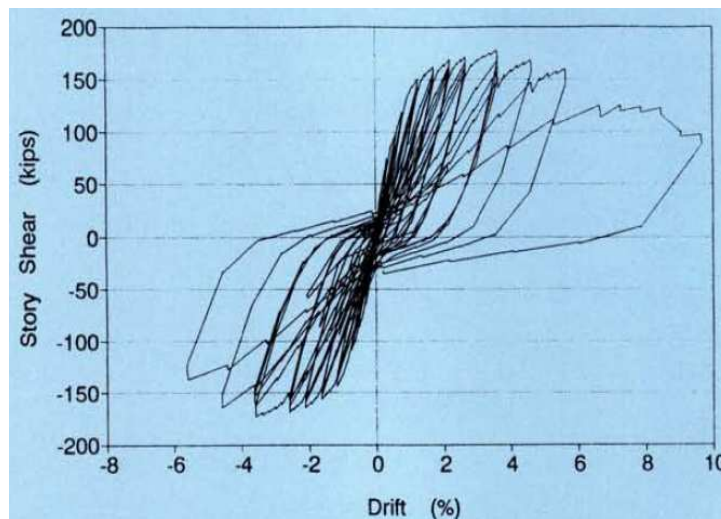
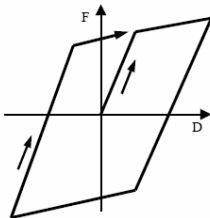


Figura 3.17: Comportamento del ciclo isteretico del sistema di connessione TCY ad elevato potere dissipativo

Dissipazione



- Snervamento barre di armatura lenta

Il taglio è assorbito da specifici getti di malta fibrorinforzata nell'interfaccia trave-colonna, anche se speciali accorgimenti possono essere richiesti per evitare eccessive deformazioni taglianti.

Il forte svantaggio che contraddistingue questa tipologia di connessione è legato ad un evidente livello di spostamento residuo associato a valori piuttosto bassi di rigidità ultima.

3.4.7 Soluzione progettuale n.7

Un'altra soluzione a sistema ibrido è documentata da Englekirk (2002).

L'ormai nota forma a bandiera del diagramma isteretico (vedi Figura 3.8) tipico dei sistemi di tipo ibrido è ottenuta dalla combinazione di cavi post-tesati non aderenti (contributo di ricentraggio) con armatura lenta tradizionale (dissipazione di energia).

Il sistema che ora andremo a presentare sfrutta, inoltre, la presenza di barre tipo Dywidag in sistemi di assemblaggio trave-colonna per migliorare il comportamento anelastico della struttura.

Il sistema DDC (Dywidag Ductile Connectors) ha la capacità di contenere gli spostamenti di interpiano senza forti perdite di rigidità. Inoltre, il fatto di trasferire le zone a comportamento plastico dall'interno del giunto (dove l'effetto di confinamento apportato da un adeguata armatura di staffaggio consente il miglioramento delle caratteristiche di resistenza e duttilità del calcestruzzo) in zone più esterne, permette di contenere il livello di tensione all'estremità delle travi, favorendo le operazioni di verifica della resistenza. Lo sforzo di taglio viene trasferito per mezzo dell'attrito acciaio-acciaio.

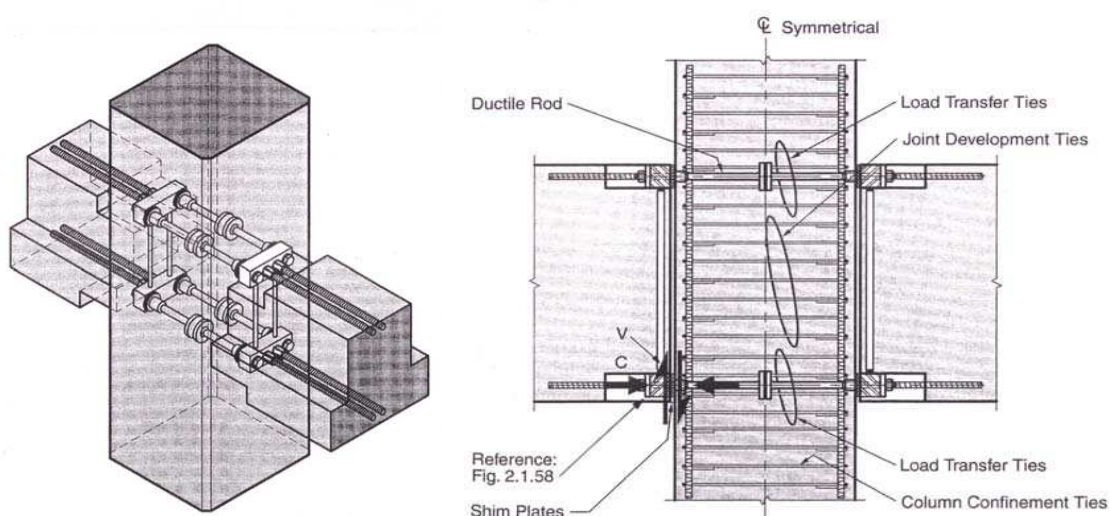


Figura 3.18: Vista assonometria del sistema di collegamento DDC (sinistra) e illustrazione del meccanismo di trasferimento del taglio - Soluzione progettuale n.7

Questo sistema di connessione è stato adottato nella realizzazione del più alto edificio ad elementi prefabbricati in suolo americano in zona sismica, il Palazzo Paramount a San Francisco. Lo stesso complesso ospita inoltre l'alternativa progettuale di tipo ibrido presentata al paragrafo 3.4.4.

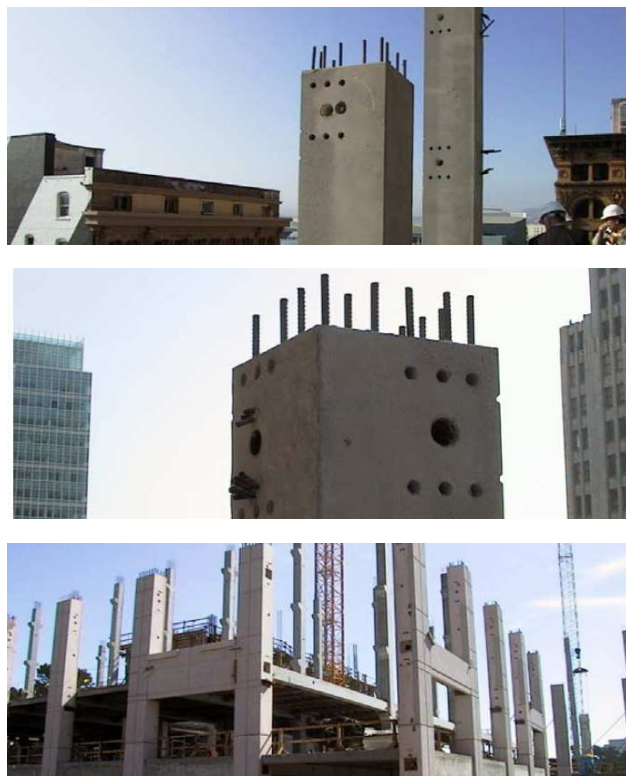


Figura 3.19: Alcune vedute della fase di cantiere nella realizzazione del Palazzo Paramount a San Francisco

3.4.8 Soluzione progettuale n.8

Da questa sezione a seguire verranno presentate alcune soluzioni innovative per nodi trave-colonna che interessano le pratiche progettuali attuate negli Stati del Giappone e della Nuova Zelanda, come riportato nelle pubblicazioni d'interesse (Architectural Institute of Japan (2000), Centre for Advanced Engineering (1999)).

Il primo sistema implica l'uso di elementi prefabbricati ad armatura lenta tradizionale oppure membrature parzialmente precomprese che vanno a realizzare la parte più bassa di travi, come suggerisce la figura 3.20.

L'elemento trave è posizionato tra pilastri in calcestruzzo gettato in opera o prefabbricato, e viene completato mediante getto. L'impalcato è ammorsato alla parte più alta degli elementi trave mediante armatura aggiuntiva annegata in un getto integrativo.

I pilastri possono essere inoltre parzialmente prefabbricati, ovvero cavi: il loro completamento dovrà realizzarsi tramite getto in opera prima di posizionare l'armatura di giunto. Inoltre, spine in acciaio posizionate alla base del pilastro

permettono il corretto flusso tensionale, garantendo un adeguato grado di continuità flessionale.

Una tipologia molto diffusa in Nuova Zelanda prevede l'utilizzo di barre piegate ad uncino nella zona di giunto, come illustrato in figura 3.20.

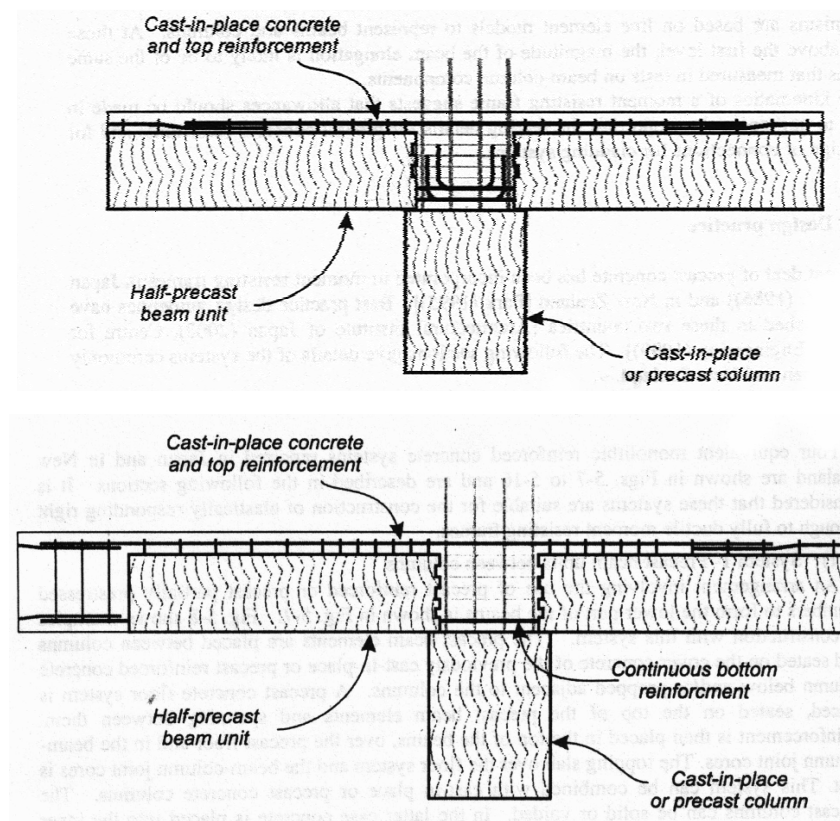


Figura 3.20: Sistema di giunto ad emulazione di una connessione monolitica –
Soluzione progettuale n.8

Tuttavia, per non creare difficoltà nella disposizione delle armature di giunto, il pilastro dovrà rispettare delle dimensioni minime tali da garantire un sufficiente grado di ammassamento dell'armatura stessa.

La lunghezza di ancoraggio per le barre in zona di giunto sarà analoga a quella prevista per zone più esterne; e comunque non meno di $\frac{3}{4}$ dello spessore del pilastro oppure pari alla lunghezza delle barre ad uncino più 8 volte il diametro delle barre stesse.

Un'alternativa al metodo appena esposto prevede l'uso di armatura resa continua nella parte più bassa delle travi. L'armatura verticale del pilastro deve essere opportunamente legata all'armatura delle travi e quest'ultima collegata all'armatura trasversale. Un getto di calcestruzzo va poi a completare la monoliticità del giunto.

Questo metodo è molto applicato in edifici prefabbricati con schema a telaio in entrambe le direzioni.

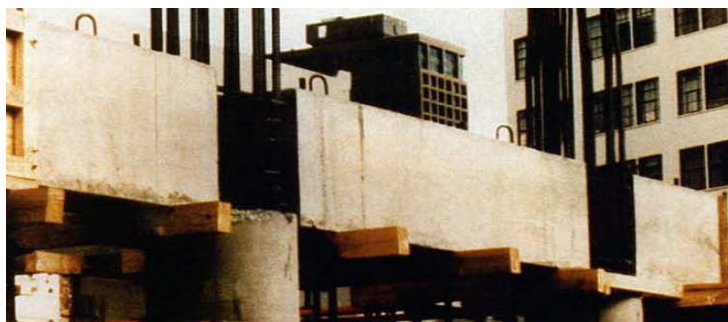


Figura 3.21: Esempio di realizzazione della soluzione di giunto ad emulazione di una connessione monolitica

Punto debole di questi sistemi è dovuto al fatto che una potenziale formazione di cerniere plastiche può interessare la sezione di contatto tra trave prefabbricata e giunto. Modelli in scala reale hanno dimostrato che non si generano fratture verticali nella zona ritenuta critica se le travi sono appoggiate sopra uno strato di calcestruzzo gettato in opera in sommità del pilastro (min 30mm), anche se la superficie di contatto è piuttosto liscia. Inoltre le tensioni di taglio nelle zone di cerniera plastica non devono superare il limite di $0.2\sqrt{f_c}$. La superficie di contatto dovrà essere pulita e sufficientemente rugosa per cui le asperità non dovranno essere inferiori a 5mm. Se non è soddisfatto questo requisito devono essere presenti opportuni meccanismi per trasferire le tensioni di taglio. In Giappone si adottano per l'appunto giunti muniti di chiavi di taglio.

Di contro questo sistema richiede requisiti di tolleranza troppo restrittivi.

3.4.9 Soluzione progettuale n.9

Un metodo più diffuso di giunzione, che non prevede l'uso di getti integrativi nella zona di nodo, è illustrato in figura 3.22.

Il successo di questo sistema è legato al fatto che non richiede strette tolleranze in fase di montaggio.

Le colonne in cemento armato possono essere prefabbricate o gettate in opera purché presentino dimensioni in pianta pari all'altezza delle travi che devono collegare. Il giunto di connessione fra le travi, generalmente realizzato "in umido", non interessa la zona di nodo trave-pilastro. Il collegamento si viene così a definire mediante le armature verticali del pilastro che attraversano la zona

critica all'interno di guaine posizionate in sede di prefabbricazione delle travi. Per garantire la continuità delle barre sono usati manicotti di acciaio oppure il tutto viene affidato all'aderenza acciaio-clt, tramite l'iniezione di malta all'interno delle guaine.

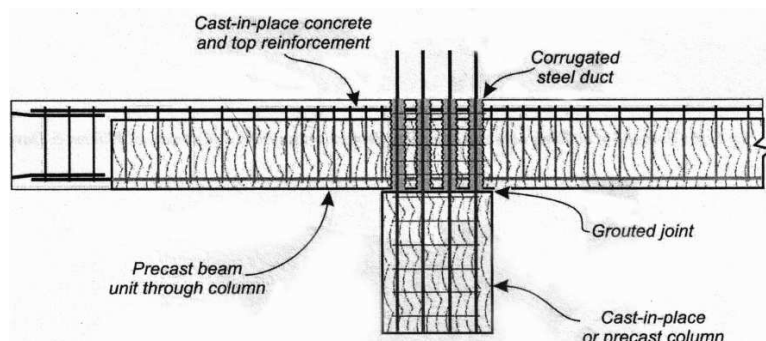


Figura 3.22: Sistema di giunto ad emulazione di una connessione monolitica –
Soluzione progettuale n.9

L'operazione di iniezione è eseguita solo dopo aver sigillato la zona di appoggio della trave al pilastro. Deve essere usata una malta a ritiro compensato e a bassa viscosità, pompata attraverso un sistema in pressione e facendo attenzione a non lasciare sacche d'aria all'interno. Per evitare questo fenomeno devono essere presenti bocchette di ventilazione in almeno tre angoli del nodo (vedi figura 3.23).

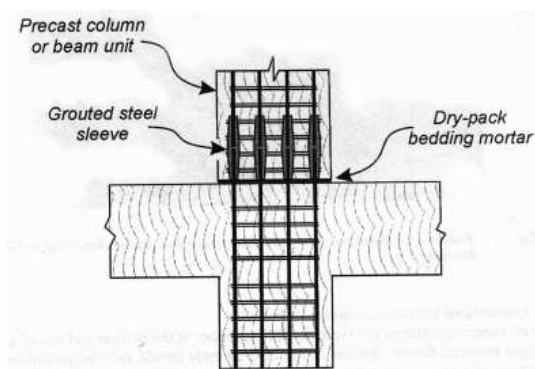


Figura 3.23: Esempio di sistema di giunzione di barre d'armatura lenta per mezzo di
manicotti in acciaio

L'armatura di ripresa della trave prefabbricata deve sovrapporsi all'armatura che andrà a costituire la trave gettata in opera, oppure, in alternativa, potrà essere saldata o unita mediante altre tecniche. Gli orizzontamenti sono poi appoggiati sulle travi e opportunamente collegati.

Un getto di completamento va poi a definire i caratteri di monoliticità alla struttura.

Una variante a questo sistema propone di disporre l'armatura superiore delle travi direttamente all'interno della parte prefabbricata, non richiedendo quindi getti integrativi.

Sistemi di questo tipo sono molto diffusi e consentono un rapido posizionamento degli elementi senza attendere i canonici tempi tecnici di indurimento del getto di calcestruzzo.

I pilastri sono così appoggiati direttamente alle travi e collegati ai pilastri inferiori mediante l'uso di manicotti in acciaio nel caso di colonne prefabbricate, oppure tramite armatura aggiuntiva se si tratta di pilastri gettati in opera.



Figura 3.24: Esempio di costruzione prefabbricata realizzata con sistemi di giunzione ad emulazione del calcestruzzo gettato in opera

3.4.10 Soluzione progettuale n.10

Questa tipologia prevede un collegamento fra elemento ed elemento realizzato mediante spine o manicotti di acciaio. In alternativa si possono realizzare giunzioni gettate in opera, come descritto per i sistemi di collegamento già presentati.

Un grosso vantaggio di questa tecnica costruttiva è dettato dall'uso intensivo di elementi prefabbricati, richiedendo limitati o addirittura assenti getti di integrazione. Di contro, elementi di questo tipo sono molto pesanti e richiedono dispositivi particolari per il sollevamento ed il posizionamento in cantiere.

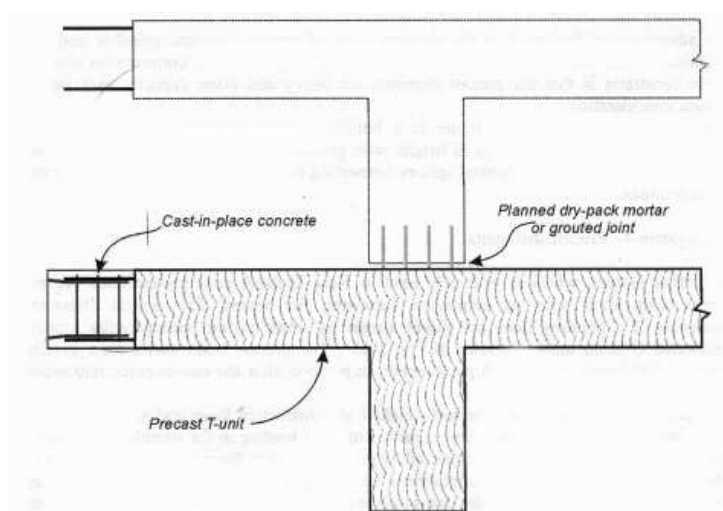


Figura 3.25: Sistema di collegamento per elementi prefabbricati a T o croce – Soluzione progettuale n.10

La figura 3.26 mostra lo schema portante di una costruzione realizzata con elementi prefabbricati a croce e colonne anch'esse prefabbricate collegate mediante manicotti in acciaio.

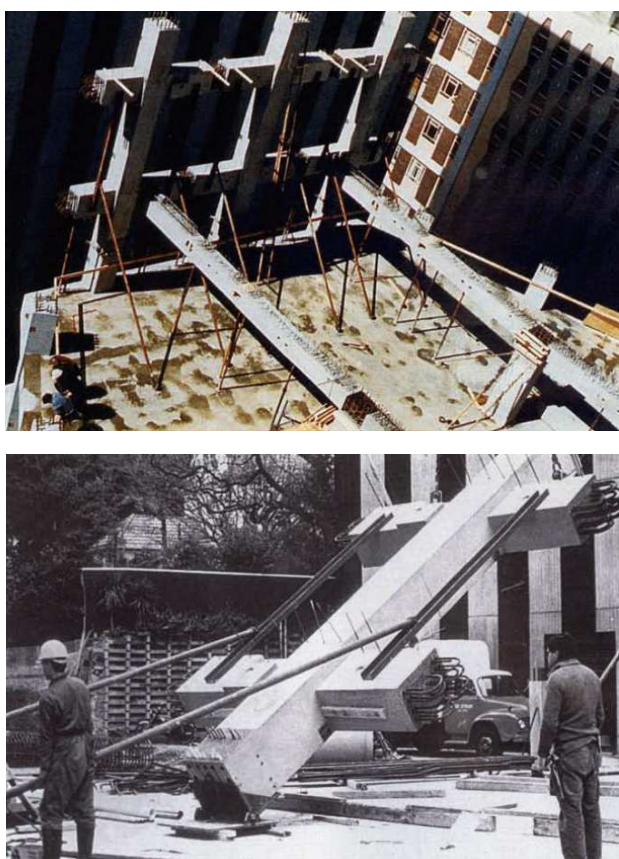


Figura 3.26: Esempio di costruzione prefabbricata realizzata con membrature a croce e giunzioni gettate in opera

Le travi sono completate in opera, con getti di integrazione ed armatura integrativa sagomata ad uncino.

3.4.11 Soluzione progettuale n.11

Un ulteriore sistema, adottato prevalentemente in Nuova Zelanda, prevede l'uso di elementi sagomati ad U in calcestruzzo precompresso che costituiscono casseri a perdere di travi realizzate in opera.

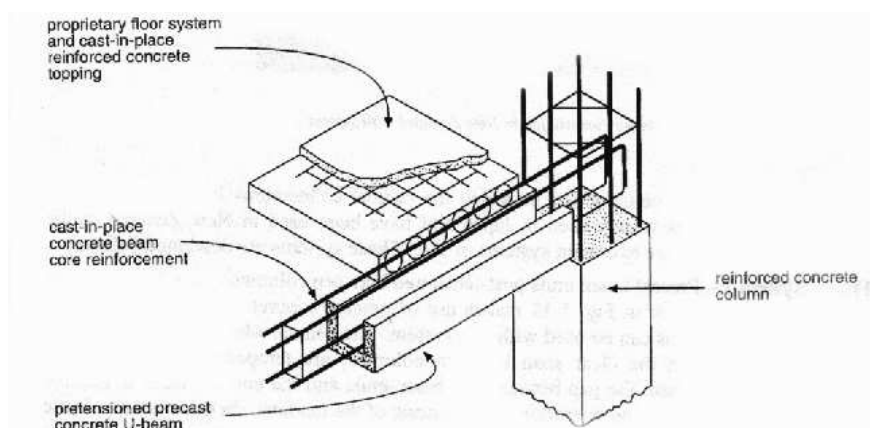


Figura 3.27: Sistema di collegamento ad emulazione del calcestruzzo gettato in opera – Soluzione progettuale n.11

Le travi precomprese sagomate ad U devono essere dimensionate per supportare il peso proprio e i carichi permanenti che costituiscono il sistema strutturale. In fase di esercizio, invece, la sezione resistente della trave è quella completa.

L'elemento ad U in genere è privo di armatura integrativa di connessione al pilastro, e la continuità è garantita dalla superficie scabra di contatto tra l'elemento prefabbricato e la parte di trave gettata in opera. In alcuni casi l'elemento prefabbricato è dotato di staffe di ripresa che andranno ad annegare nel getto di completamento della trave.

Questo sistema è spesso adottato in strutture multipiano a telaio poiché la sezione composta delle travi offre buone riserve di duttilità, esplicitate soprattutto in presenza di terremoti. A riguardo, si sono espressi pareri discordanti sul fatto che questi sistemi possano garantire un sufficiente grado di duttilità alla struttura.

Infatti possibili fratture possono concentrarsi nell'interfaccia di collegamento tra trave e pilastro.

Prove sperimentali hanno dimostrato che, durante scosse sismiche, si evidenzia la formazione di cerniere plastiche lungo la parte di trave gettata in opera dovuta alla rottura della connessione. Quindi rotazioni plastiche che raggiungono il nodo e conseguenti curvature non più tollerabili.

Inoltre è di assoluta importanza garantire che la superficie della trave ad U sia perfettamente pulita prima di eseguire il getto di calcestruzzo per non compromettere il trasferimento degli sforzi taglianti.

3.4.12 Soluzione progettuale n.12

Ritorniamo ora a discutere dei metodi realizzativi che sfruttano il concetto della post-tensione.

Sebbene l'energia dissipata in telai realizzati con tecniche di collegamento a funi post-tese sia relativamente bassa, la capacità sismica non è necessariamente da meno. Per esempio, nel terremoto di Kobe, nel 1995, più di 150 costruzioni realizzate con questa tecnica rimasero illese e solo tre costruzioni riportarono seri danni strutturali. La risposta di queste strutture mostra chiaramente il grosso vantaggio del collegamento a funi post-tesate: il recupero della struttura e il ripristino immediato del suo esercizio.

Il sistema, illustrato nell'immagine seguente, richiede l'utilizzo di travi e pilastri prefabbricati e non prevede soluzioni miste con elementi realizzati in opera.

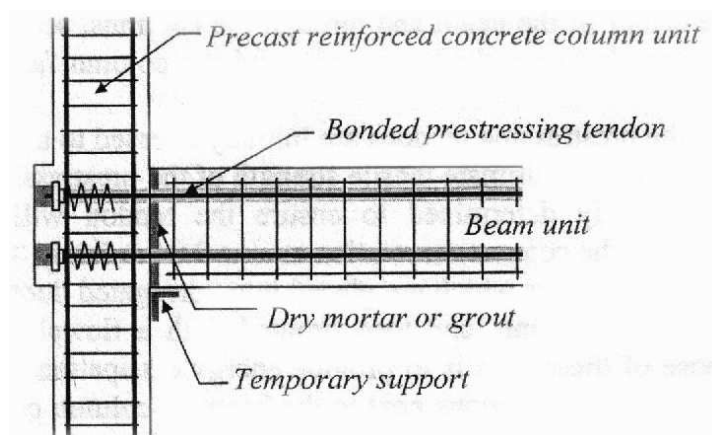


Figura 3.28: Sistema di collegamento mediante funi post-tesate trave-pilastro – Soluzione progettuale n.12

La trave, la cui lunghezza deve risultare leggermente inferiore rispetto alla luce netta tra i pilastri, è temporaneamente appoggiata su supporti provvisori di acciaio. La fessura che si viene a generare viene poi sigillata con boiacca di cemento. La fase successiva prevede la stesura di funi all'interno delle guaine e la

loro tesatura, quindi viene iniettata boiaccia di cemento all'interno delle guaine per garantire il corretto trasferimento della tensione di compressione.

In questo modo le cerniere plastiche vengono a svilupparsi a partire dalla superficie di contatto trave-pilastro e la dissipazione ha luogo per raggiungimento del limite di snervamento delle funi. A loro volta le rotazioni plastiche si diffondono all'interno del giunto e verso la mezzeria della trave per effetto della perdita di aderenza tra le funi e l'impasto di cemento che le circonda. La presenza di armatura lenta può limitare l'ampiezza delle cerniere plastiche così come accade per le strutture in cemento armato ordinario.

Prove sperimentali hanno dimostrato che il comportamento di questo sistema di connessione è paragonabile ad un'equivalente soluzione in calcestruzzo e che questa tipologia può essere utilizzata nella progettazione di strutture a telaio a comportamento duttile.

Inoltre in Nuova Zelanda si raccomanda l'ancoraggio delle funi oltre il nodo per evitare punte di tensione all'interno del giunto che vanno a coinvolgere l'armatura trasversale presente nel pilastro.

3.4.13 Soluzione progettuale n.13

In questa tipologia le travi sono appoggiate su mensole; di conseguenza i carichi gravitazionali sono trasferiti direttamente al pilastro. Le travi sono a sezione prismatica o presentano una risega nella parte finale in funzione della tipologia di realizzazione della mensola, come è illustrato nell'immagine.

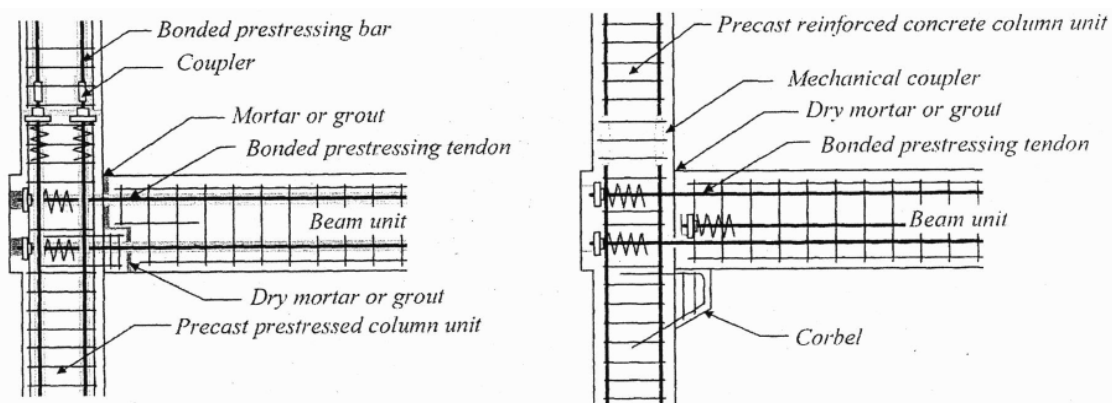


Figura 3.29: Sistemi di collegamento mediante funi post-tesate e differenti realizzazioni della mensola – Soluzione progettuale n.13

Generalmente i pilastri sono a singola altezza, uniti mediante manicotti di acciaio o con altri dispositivi.

Questo sistema è adatto per strutture progettate per rispondere in campo elastico poiché si vengono a formare cinematicismi dovuti alla presenza delle mensole.

3.4.14 Soluzione progettuale n.14

Recentemente, anche in Italia si sono sviluppate nuove ricerche mirate allo studio di soluzioni innovative nel campo della prefabbricazione, preso atto delle potenzialità che possono offrire le costruzioni prefabbricate una volta migliorati i sistemi di connessione (cfr. Capitolo 2) fra gli elementi che costituiscono la struttura portante dell'edificio.

Il sistema di collegamento che andremo a presentare qui di seguito è stato progettato e sviluppato dall'azienda di prefabbricazione EDILMATIC con sede a Pegognaga, Mantova.

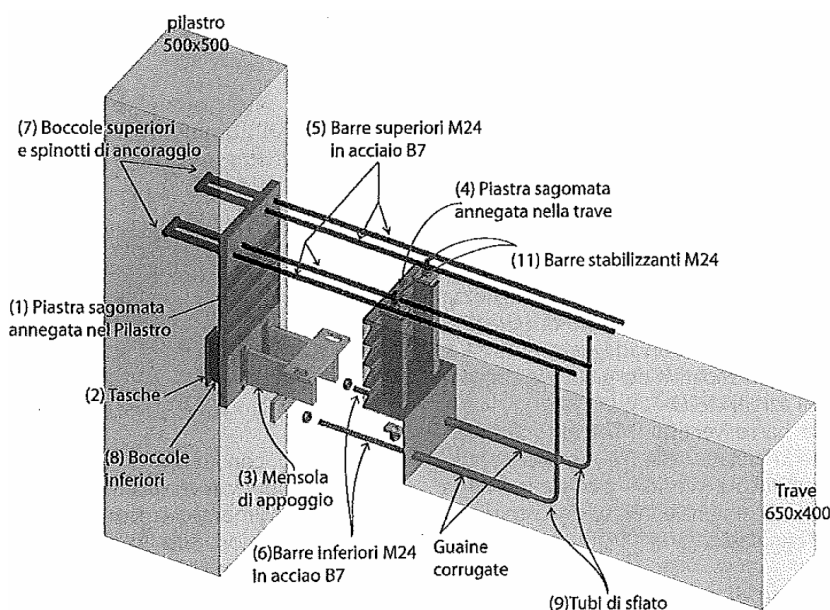


Figura 3.30: Visione assonometrica del sistema di connessione EDILMATIC ETP – Soluzione progettuale n.14

Il giunto è realizzato parzialmente a secco ed è quindi caratterizzato da una evidente semplicità di montaggio, con una conseguente riduzione della congestione di armature nel nodo tipica di connessioni facenti parte di telai sismo-resistenti, nonché delle classiche mensole in c.a. per l'appoggio della trave. Esso si propone, inoltre, come giunto dissipativo per l'impiego in zona sismica, in cui la duttilità e la dissipazione di energia sono affidate allo snervamento di barre filettate in acciaio ad alta resistenza che collegano trave e pilastro.

La presenza di una fessura pre-esistente all'interfaccia trave-pilastro consente la localizzazione del danno senza coinvolgere gli elementi strutturali collegati, consentendo una facile riparazione in seguito ad un evento sismico.

Il sistema è utilizzabile tanto per nodi esterni quanto per quelli interni, quindi è possibile realizzare il collegamento tra il pilastro e una singola trave fino a raggiungere la situazione in cui le travi convergenti nel pilastro siano quattro.

Il sistema di connessione viene realizzato tramite una coppia di inserti metallici (uno annegato nel pilastro e l'altro nella trave) che definiscono l'interfaccia del nodo trave-colonna con il contributo di barre filettate poste alle estremità superiori e inferiori dell'inserto, di una coppia di mensole in acciaio che fungono da appoggio per la trave nella fase iniziale, e di malta fibro-rinforzata autolivellante per il riempimento dell'intercapedine trave-pilastro.

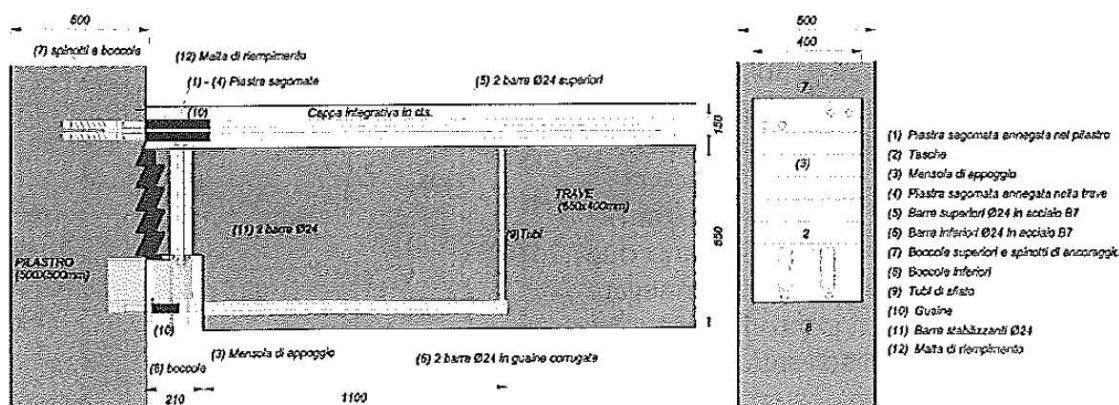


Figura 3.31: Visione prospettica del sistema di connessione EDILMATIC ETP – Soluzione progettuale n.14

Se entriamo nei particolari, con riferimento alle figure 3.30 e 3.31, gli elementi che compongono il sistema di giunto sono:

- Una piastra in acciaio sagomata (1) annegata nel pilastro con quattro boccole per l'ancoraggio delle barre filettate e dotata di due tasche (2) per garantire l'alloggiamento della mensola;
- Una mensola costituita da due piatti in acciaio (3) necessari per trasferire l'azione del taglio dovuta al peso proprio del solaio;
- Una contopiastra (4) sagomata annegata nella trave;
- Quattro barre (5) superiori e due barre (6) inferiori filettate M24 in acciaio B7 utili per il trasferimento del momento nel nodo;
- Quattro spinotti superiori (7) in acciaio saldati alla contopiastra del pilastro per garantire il collegamento delle barre superiori al pilastro;

- Le barre longitudinali inferiori sono inserite in una guaina corrugata di 50mm di diametro predisposta nella trave con un'inclinazione pari allo 0.5%. Durante la fase di montaggio le due barre vengono sfilate parzialmente dalle guaine della trave e avvitate alle boccole (8) saldate alla tasca del pilastro. L'iniezione di una malta fibro-rinforzata a ritiro compensato garantisce l'aderenza delle barre;

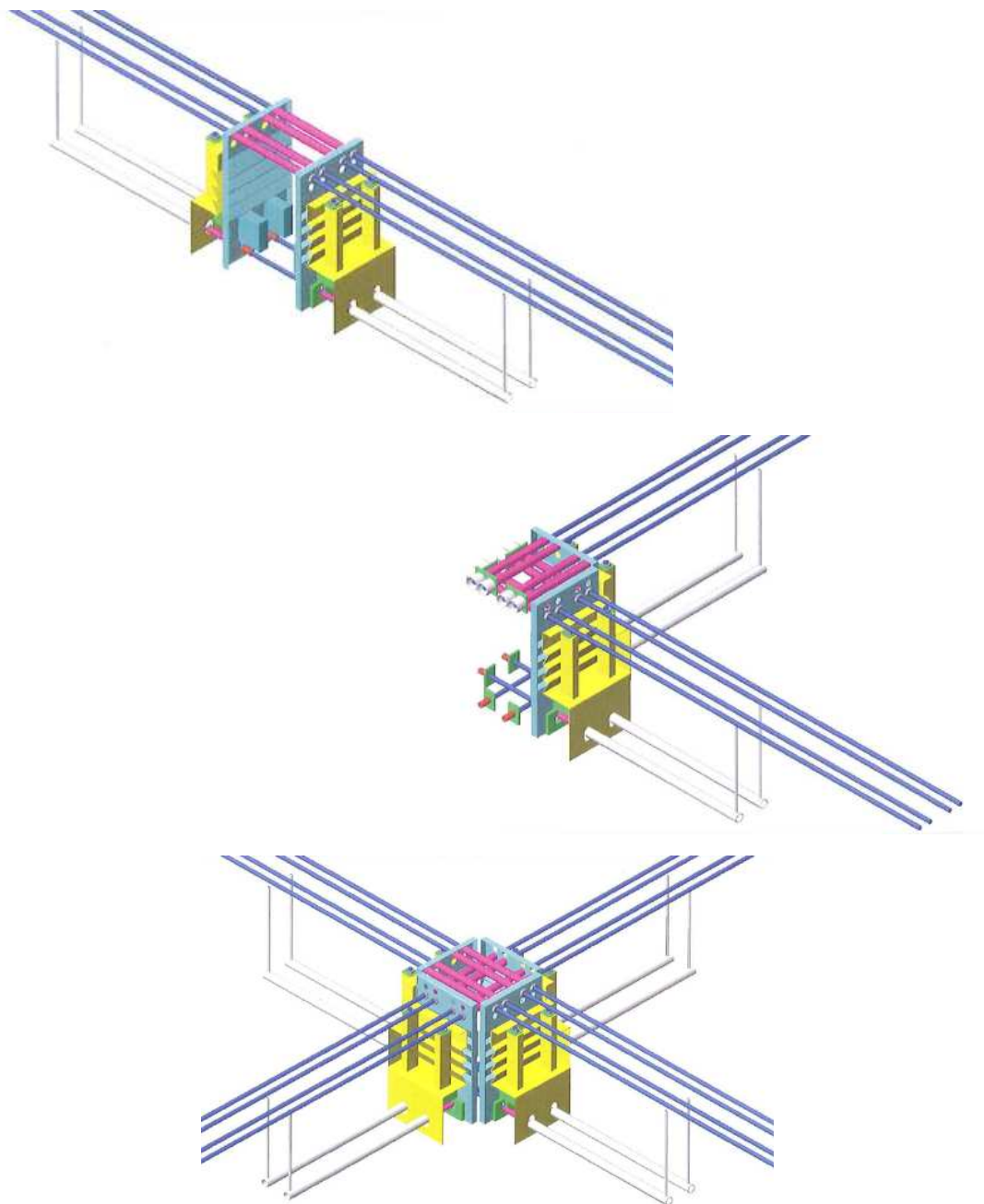


Figura 3.32: Esempi di assemblaggio di nodi realizzati utilizzando il sistema di collegamento EDILMATIC ETP: nodo di facciata (sopra), nodo d'angolo (in mezzo), nodo interno (sotto)

- Due tubi di sfiato di 10 mm di diametro (9) permettono di verificare il riempimento della malta all'interno delle guaine;
- Altre guaine (10) permettono di disattivare l'aderenza delle barre superiori e inferiori per una lunghezza rispettivamente di 20cm e di 10cm, al fine di garantire un'adeguata duttilità e capacità dissipativa del giunto in presenza di azioni cicliche;
- Due barre verticali M24 (11) attraversano la testata della trave e si collegano alla mensola inferiore per garantire la stabilità torsionale in fase di costruzione dell'impalcato.



Figura 3.33: Particolari realizzativi della zona di interfaccia trave-colonna del sistema di connessione EDILMATIC ETP

3.4.15 Soluzione progettuale n.15

Altra soluzione realizzata nel contesto italiano è il sistema trave-pilastro Locatelli. Per la descrizione del sistema entriamo direttamente nel dettaglio.

Per il fissaggio della trave sono necessari quattro collegamenti a ciascuna delle testate della trave, più quattro boccole (50) in ciascun pilastro. Ciascun collegamento da inserire nella trave è costituito da un tubo (31) alle cui testate sono fissate due piastre (32-33), oltre alle cavità per consentire le manovre di ancoraggio. Una barra filettata (34) corre all'interno del tubo. Il diametro del tubo consente regolazioni e le tolleranze adeguate.

Dopo aver montato la trave sulle mensole, si procede con il fissaggio della barra filettata nella boccola inserita nel pilastro. Successivamente si serrano due rondelloni (40) sulle piastre annegate nella trave. A questo punto la cucitura è completa e priva di sollecitazioni.

Le successive azioni esterne caricano il dispositivo con azioni di trazione e di compressione. I carichi verticali caricano solo parzialmente le piastre interne dei giunti superiori e le piastre esterne dei giunti inferiori. Le azioni sismiche attivano completamente le connessioni che possono sviluppare una efficace azione dissipativa. Questo tipo di inserto richiede comunque una verifica tecnica della trave e delle sue armature. Nella versione standard il dispositivo è previsto per l'impiego su travi fino a 10m di lunghezza. Il prodotto si presta a piccole modifiche per corrispondere alle esigenze del prefabbricatore, date le diverse tipologie di travi, di luci e di sollecitazioni.

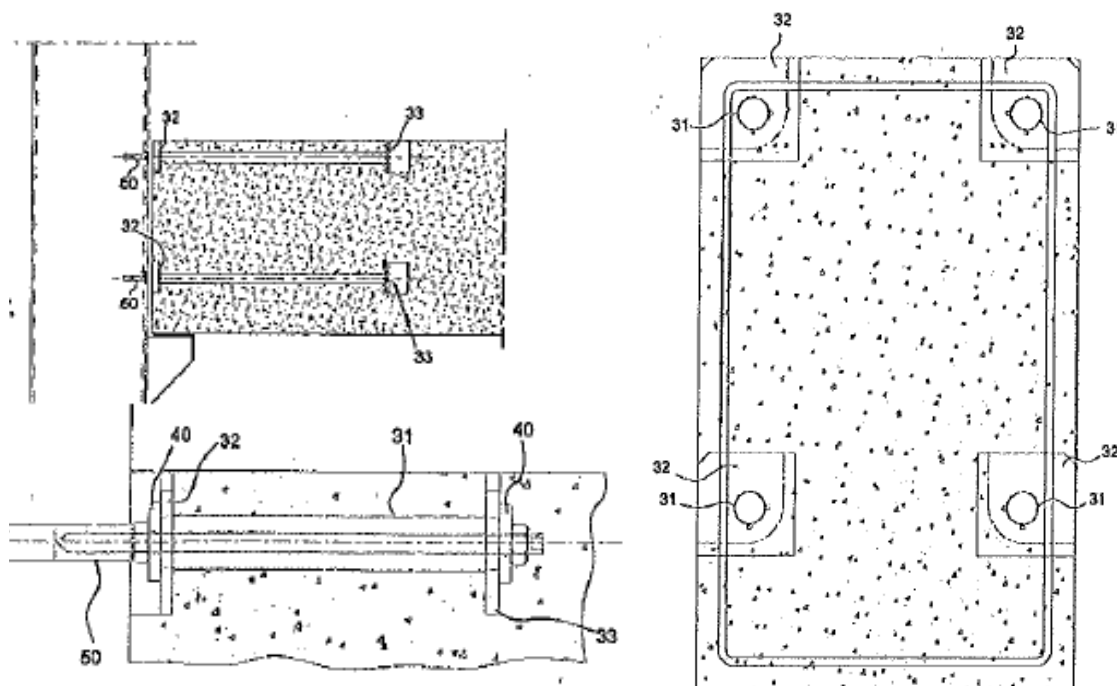


Figura 3.34: Visione prospettica del sistema di collegamento Locatelli – Sistema progettuale n.15

3.4.16 Soluzione progettuale n.16

Ultima soluzione presentata nel presente elaborato è ancora un sistema di connessione nato e sviluppato in Italia: il collegamento Ruredil KAPTOR.

Il sistema è un collegamento meccanico con viti a brugola in due elementi prefabbricati in cui si posizionano due inserti che danno continuità alle barre d'armatura. L'applicazione al nodo trave-pilastro è una derivazione dell'applicazione al nodo pilastro-pilastro, non trattato in questa sede. È possibile effettuare un collegamento in grado di assorbire anche le sollecitazioni taglianti, andando purtroppo a ridurre le prestazioni a trazione.

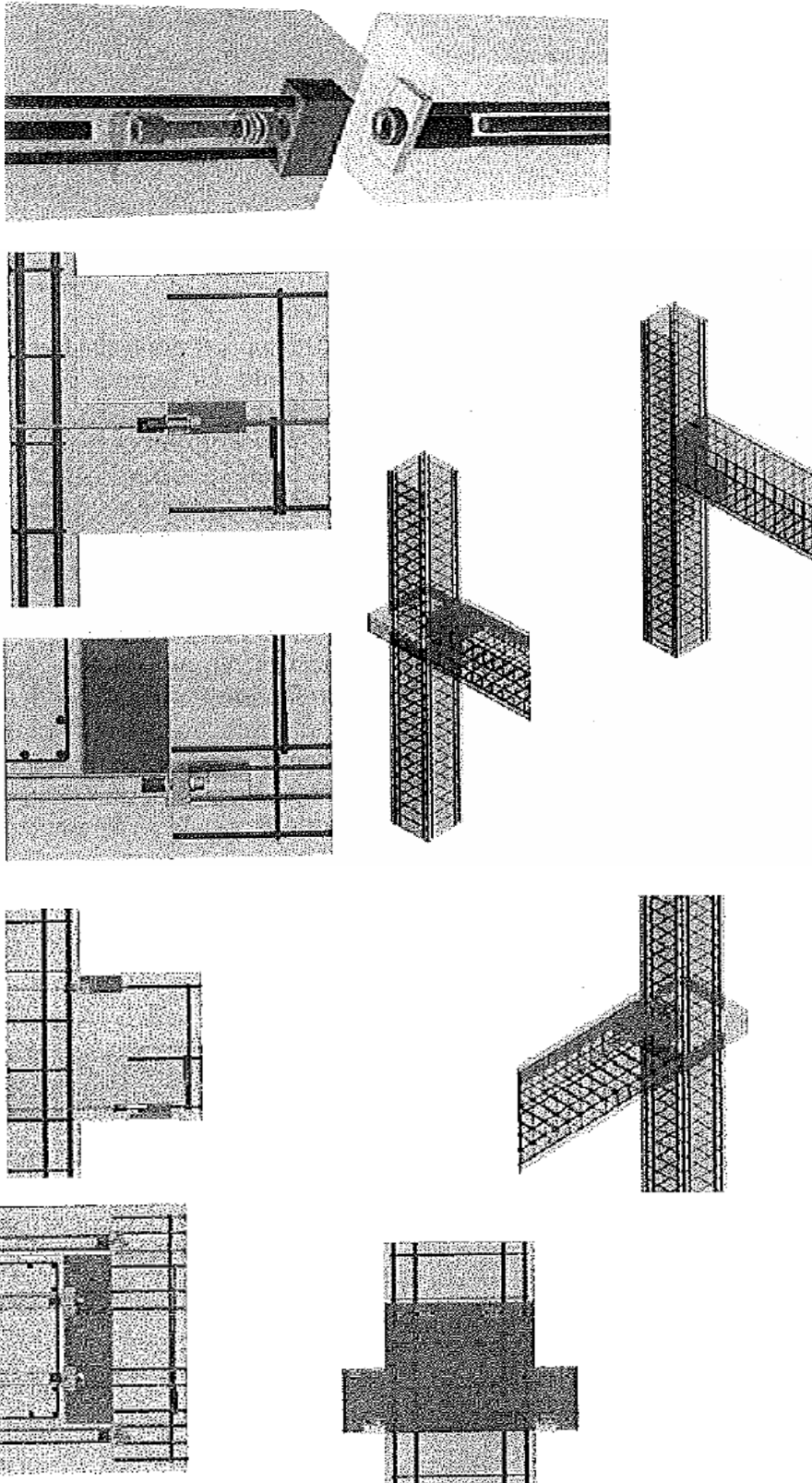


Figura 3.35: Visioni prospettica e assonometrica del sistema Ruredil KAPTOR –
Sistema progettuale n.16

CAPITOLO 4

CASO DI STUDIO: EDIFICIO IN PREFABBRICATO

4.1 Descrizione generale dell'opera

La presente sezione descrive le procedure adottate per il calcolo strutturale (statico e sismico) di un edificio tipo realizzato interamente con elementi prefabbricati in calcestruzzo armato, a pianta regolare, di dimensioni 16,00x16,00, organizzato in 2 campate della dimensione di 8,00m. La costruzione prevede un'altezza interpiano di 5,00m con 2 piani fuori terra e copertura piana.

L'edificio si pensa ubicato ad una quota di 122m s.l.m. in zona 1 ai fini del calcolo del carico da neve e vento.

La struttura è in ossatura portante, realizzata da pilastri continui 60cmx60cm in conglomerato cementizio armato prefabbricati in cantiere che sostengono travi a sezione rettangolare 50cmx100cm, anch'esse prefabbricate.

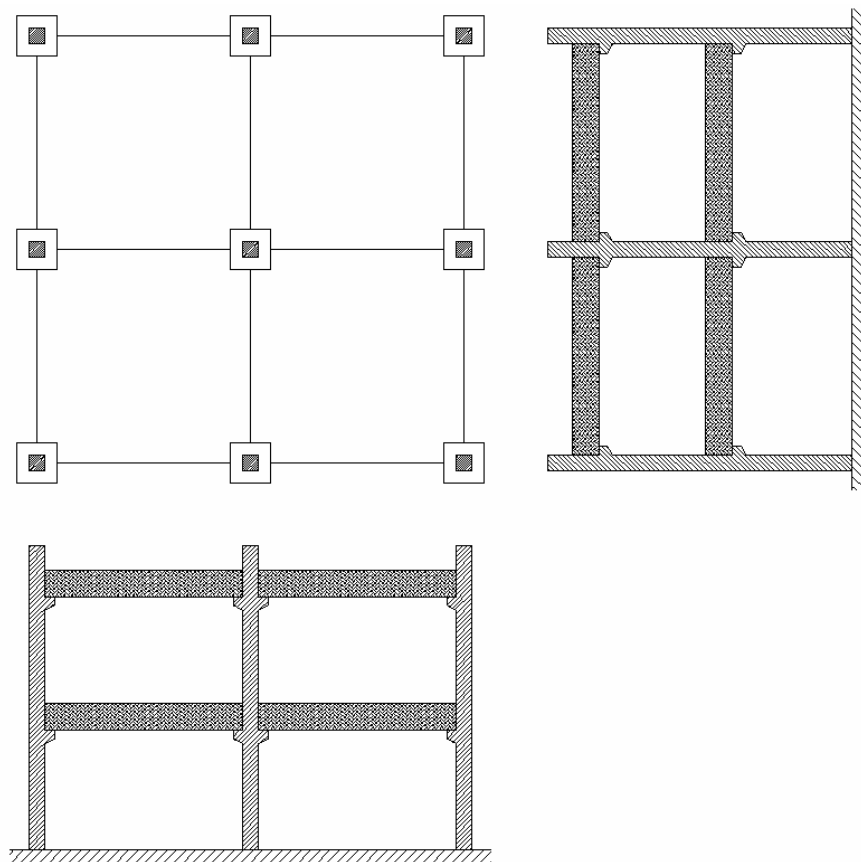


Figura 4.1: Viste in pianta e laterali dello schema portante dell'edificio analizzato

Gli orizzontamenti, in solaio alveolare NEOCEM 28 con cappa da 8cm, sono considerati rigidi nel proprio piano e opportunamente vincolati alle travi secondo le disposizioni sismiche vigenti. I pilastri realizzano un grado di semi-incastro alla base (la cui rigidezza è funzione della tecnica realizzativa adottata) e poggiano su plinti di fondazione realizzati in opera.

Date le caratteristiche di regolarità della struttura, si è approntato uno studio FEM di tipo semplificato che prevede un modello piano dell'edificio.

Lo scopo è quello di individuare le sollecitazioni globali agenti sulla struttura, per poi dimensionare correttamente il sistema di collegamento in modo da consentire la formazione di cerniere plastiche a livello di nodo, conservando travi e colonne in regime elastico-lineare.

Poiché le grandezze in gioco sono fortemente influenzate dalla tipologia di connessione prevista, verrà condotta un'analisi differenziando lo schema statico della struttura.

In particolare verrà studiato il caso di schema strutturale "ibrido", mediante l'impiego di speciali profili angolari che andranno a ripristinare la continuità flessionale tra trave e colonna e alla base dei pilastri, per poi svincolare il tutto e conservando la continuità verticale solo per pilastri, realizzando così uno schema prossimo a quello semipendolare.

4.2 Normativa di riferimento

Per le verifiche dell'edificio in esame e per qualsiasi altro criterio adottato nel corso del presente elaborato, si faccia riferimento alle seguenti norme:

- ❖ DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
 - ❖ DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996 – "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
 - ❖ EUROCODICE 2 – Strutture in calcestruzzo armato – Parte 1: regole generali per edifici;
 - ❖ EUROCODICE 3 – Strutture in acciaio – Parte 1.1: regole generali per edifici;
-

- ❖ EUROCODICE 7 – Strutture di fondazione – Parte 1: regole generali;
- ❖ CNR 10025/98 – Norme tecniche relative a strutture prefabbricate;
- ❖ CNR 10037 – Mensole tozze e selle Gerber;
- ❖ O.P.C.M. 3274/03 - Disposizioni urgenti di protezione civile in materia di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- ❖ O.P.C.M. 3431/05 - Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 3274/03;
- ❖ EUROCODICE 8 – Costruzioni in zona sismica.

4.3 Leggi dei materiali

Per le opere in elevazione, gettate in opera e prefabbricate si prescrive rispettivamente un calcestruzzo C25/30 e C40/50, confezionato con cemento tipo Portland 325, con rapporto a/c < 0,45. Si prevede inoltre una classe di consistenza non minore di S4, con diametro degli inerti non superiore a 30mm. La classe di esposizione è prevista pari a XC3 (umidità moderata). Per le opere di fondazione si utilizza un calcestruzzo con caratteristiche meccaniche inferiori di classe C20/25, con medesime proprietà.

Le armature sono costituite da acciaio FeB44k mentre l'acciaio strutturale è del tipo S355 (FE510). Si prescrive inoltre che vengano rispettate anche le limitazioni richieste dall'OPCM 3274.

Acciaio per armatura FeB44k ₍₁₎		
Resistenza a rottura caratteristica	f_{tk}	540 [MPa]
Resistenza a snervamento caratteristica	f_{yk}	430 [MPa]
Resistenza di calcolo SLU	f_{yd}	374 [MPa]
Tensione ammissibile SLE	s_s	301 [MPa]
Modulo elastico	E_a	200000 [MPa]
Densità	r_a	7850 [kg/m ³]

(1) In zona sismica l'acciaio deve rispettare i seguenti requisiti $\epsilon_{su,k} > 7.5\%$

$$1.15 < f_{tk} / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$

Acciaio da carpenteria S355		
Tensione caratteristica a rottura	f_{su}	510 [MPa]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{sk}	355 [MPa]
Coefficiente di sicurezza dei materiali	γ_s	1,1 [adm]
Resistenza di calcolo SLU	f_{sd}	323 [MPa]
Modulo elastico	E_s	206 [GPa]

Calcestruzzo C40/50 ₍₁₎ per opere prefabbricate		
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	50 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	42 [MPa]
Coefficiente di sicurezza dei materiali	g_c	1,5 [adm]
Resistenza di calcolo SLU	f_{cd}	27,67 [MPa]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,66 [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione frat. 5%	$f_{ctk\ 0,05}$	2,57 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione frat. 95%	$f_{ctk\ 0,95}$	4,76 [MPa]
Tensione ammissibile SLE- Rara	$s_c\ (2)$	20,75 [MPa]
Tensione ammissibile SLE- Quasi permaner	$s_c\ (2)$	16,6 [MPa]
Modulo elastico (CNR 10016/2000 par.3.3)	$E_{c,secante}$	34881 [MPa]
Densità	r_{cls}	2500 [kg/m ³]

(1) In zona sismica non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25

(2) Per le strutture con classe di esposizione: 3 e 4 1 e 2
 combinazione di carico rara 0,50 f_{ck} 0,60 f_{ck}
 combinazione di carico quasi permanente 0,40 f_{ck} 0,45 f_{ck}

Calcestruzzo C25/30 per getti realizzati in opera		
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	30 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza dei materiali	g_c	1,5 [adm]
Resistenza di calcolo SLU	f_{cd}	16,60 [MPa]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,61 [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione frat. 5%	$f_{ctk\ 0,05}$	1,82 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione frat. 95%	$f_{ctk\ 0,95}$	3,39 [MPa]
Tensione ammissibile SLE- Rara	$s_c\ (2)$	12,45 [MPa]
Tensione ammissibile SLE- Quasi permaner	$s_c\ (2)$	9,96 [MPa]
Modulo elastico (CNR 10016/2000 par.3.3)	$E_{c,secante}$	30441 [MPa]
Densità	r_{cls}	2500 [kg/m ³]

Calcestruzzo C20/25 ₍₁₎ per opere di fondazione		
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	25 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	21 [MPa]
Coefficiente di sicurezza dei materiali	g_c	1,5 [adm]
Resistenza di calcolo SLU	f_{cd}	13,83 [MPa]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,31 [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione frat. 5%	$f_{ctk\ 0,05}$	1,62 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione frat. 95%	$f_{ctk\ 0,95}$	3,00 [MPa]
Tensione ammissibile SLE- Rara	$s_c\ (2)$	10,38 [MPa]
Tensione ammissibile SLE- Quasi permaner	$s_c\ (2)$	8,30 [MPa]
Modulo elastico (CNR 10016/2000 par.3.3)	$E_{c,secante}$	29103 [MPa]
Densità	r_{cls}	2500 [kg/m ³]

4.4 Analisi dei carichi statici agenti

Nella modellazione e nella risoluzione di questa struttura sono stati utilizzati i carichi come di seguito presentati. La normativa di riferimento è il DM 16 Gennaio 1996 per le azioni statiche, il sisma segue l'OPCM 3274/2003.

4.4.1 Pesì strutturali

I pesi sono automaticamente considerati nella modellazione FEM con le densità presentate dalle tabelle precedenti. Il valore della massa totale della struttura fornito dal programma di calcolo è di 58.75t.

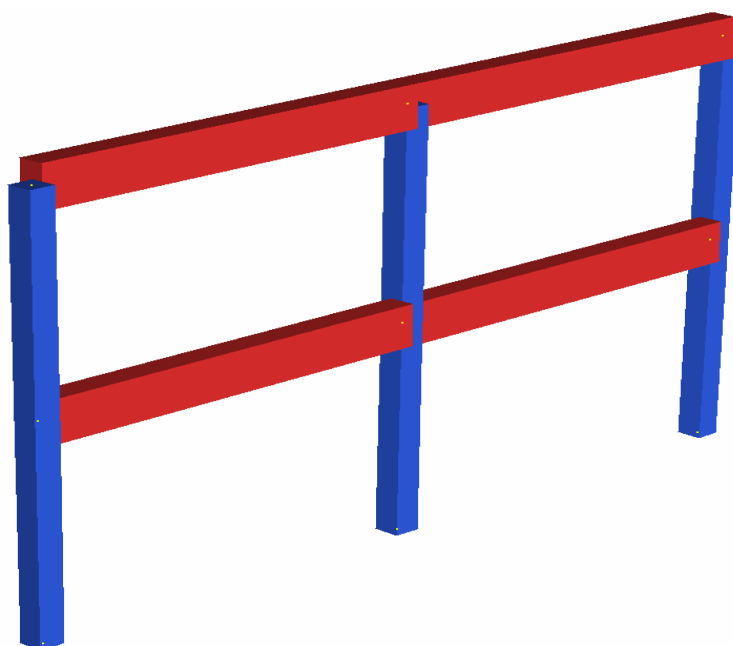


Figura 4.2: Rappresentazione FEM della struttura

4.4.2 Pesì permanenti portati

I pesi sono differenziati per carico di piano nei prospetti di seguito riportati.

Sono previsti pannelli alleggeriti di tamponamento prefabbricati in cantiere che coprono l'intera facciata dell'edificio. Nella modellazione saranno considerati solo i pannelli del primo piano, gravanti sulle travi sottostanti, in quanto i pannelli del piano terreno si ipotizzano poggiare direttamente sulle opere di fondazione.

Inoltre si fa notare che il carico relativo a tali pannellature è nullo in virtù del fatto che il telaio bidimensionale che presenta le caratteristiche di carico più gravose è quello di mezzeria, in quanto si avrà un'area di influenza di solaio doppia rispetto al telaio di bordo (ed il carico di solaio incide maggiormente [34.2kN/m] rispetto al peso dei pannelli esterni [20,0kN/m] sulla trave di bordo).

1°orizzontamento		
Solaio alveolare NeoCEM H28 + 8cm	= (3,80kN/mq+25kN/mcx0,08m) =	5,80 kN/mq
Massetto non strutturale sp.15cm	= (15kN/mcx0,15m) =	2,25 kN/mq
Pavimentazione		0,50 kN/mq
TOTALE (sulla striscia di 8m)		68,40 kN/m

2°orizzontamento		
Solaio alveolare NeoCEM H28 + 8cm	= (3,80kN/mq+25kN/mcx0,08m) =	5,80 kN/mq
Massetto non strutturale sp.15cm	= (15kN/mcx0,15m) =	2,25 kN/mq
Manto di impermeabilizzazione sp.4mm		0,15 kN/mq
TOTALE (sulla striscia di 8m)		65,60 kN/m

Pannelli di facciata		
Pannelli esterni prefabbricati sp.25cm	= (16kN/mcx0,25mx5m) =	20,00 kN/m

4.4.3 Sovraccarichi accidentali

La copertura non è praticabile. Si osserva comunque che i sovraccarichi variabili relativi al montaggio e alla manutenzione sono da considerarsi nella verifica locale degli elementi di copertura. Si ipotizza inoltre un carico accidentale di piano, compresa la tramezzatura mobile, pari a 5,00kN/mq.

Sovraccarico variabile		
Carico accidentale di piano		5,00 kN/mq
TOTALE (sulla striscia di 8m)		40,00 kN/m

4.4.4 Carico da neve

La copertura può essere considerata appartenente alla tipologia "copertura piana ad una falda".

Risultano pertanto definiti i seguenti parametri:

μ_1 = coefficiente di forma = 0.8

μ_2 = non previsto per questo tipo di copertura

μ_3 = non previsto per questo tipo di copertura

q_{sk} = carico di neve al suolo = 1,60kN/mq (h=122m s.l.m.)

Carico neve		
Carico neve sulla copertura	= (1,60kN/mqx0,8)	1,28 kN/mq
TOTALE (sulla striscia di 8m)		10,24 kN/m

In sede di combinazione delle azioni verrà previsto il carico da neve agire sia su tutta la copertura sia su metà falda.

4.4.5 Azione da vento

La costruzione si suppone ubicata in classe di rugosità A ad una distanza superiore a 40km dal mare, avente aperture di superficie inferiore al 33% della superficie totale di parete esposta.

Inoltre, poiché il tetto è piano, la copertura risulterà esclusivamente in depressione.

I parametri significativi per il calcolo della pressione del vento sono di seguito riassunti. L'azione tangenziale alle superfici è trascurata poiché non rilevante.

V_{ref} = velocità di riferimento = 25m/s²

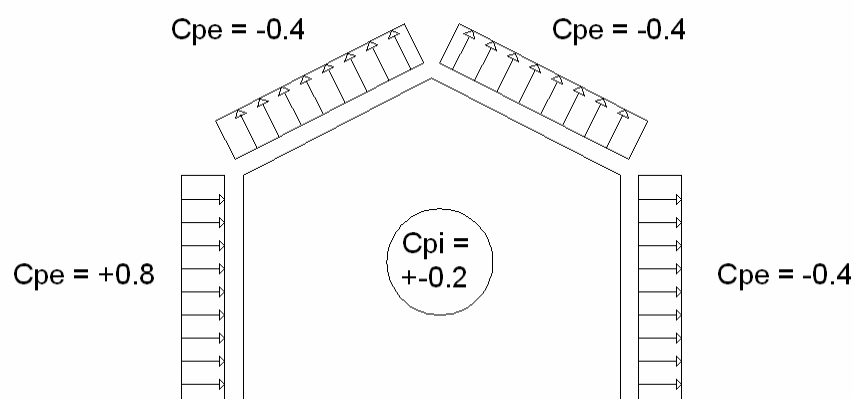
q_{ref} = pressione cinetica = 390 Pa

c_e = coefficiente di esposizione ($z < z_{min} = 12m$) = 1,479

c_t = coefficiente topografico = 1

c_d = coefficiente dinamico = 1

c_p = coefficiente di forma = calcolato come segue:



La pressione del vento sulle superfici è calcolata come:

$$p_v = q_{ref} \times c_e \times c_t \times c_d \times c_p$$

		$c_{pi} = +0,2$	
Superficie	c_e [-]	p_v [kN/mq]	TOT. (sulla striscia di 8m)
Sopravento	0,6	0,347	2,77 kN/m
Sottovento	-0,6	-0,347	-2,77 kN/m
Copertura	-0,6	-0,347	-2,77 kN/m

		$c_{pi} = -0,2$	
Superficie	c_e [-]	p_v [kN/mq]	TOT. (sulla striscia di 8m)
Sopravento	1	0,578	4,62 kN/m
Sottovento	-0,2	-0,116	-0,92 kN/m
Copertura	-0,2	-0,116	-0,92 kN/m

4.5 Combinazioni delle azioni per la verifica statica

Le sollecitazioni sono state determinate attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite, ultimi e di esercizio, secondo i casi.

La normativa a cui ci si è riferiti è il DM 16 Gennaio 1996 che prevede le seguenti combinazioni di calcolo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik}) \right] \quad \text{SLU}$$

$$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{SLE - Rara}$$

I coefficienti utilizzati nelle combinazioni sono evidenziati nella tabella tratta dal decreto:

$\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

Coefficienti delle azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sovraccarico	0,7	0,6	0,3
Vento, Neve	0,7	0,2	0

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

Condizione	Tipologia di carico
P.P. - telaio [gravità]	Travi e pilastri
P.P. - solaio [46,40kN/m]	Solaio alveolare e cappa strutturale
Perm. - Massetto [18,00kN/m]	Massetto alleggerito
Perm. - Pavimento [4,00kN/m]	Pavimentazione
Perm. - Impermeabilizzante [1,20kN/m]	Impermeabilizzazione
Perm. - Pannelli [20,00kN/m]	Pannelli di facciata
Folla - 1°solaio [40,00kN/m]	Accidentale 1°brizzontamento
Vento - Copertura [-2,77kN/m]	Vento con $c_{pi}=+0,2$
Vento - Laterale [+4,62kN/m]	Vento con $c_{pi}=-0,2$
Neve - Tutta Falda [10,24kN/m]	Neve su tutta copertura

Le relative combinazioni di carico utilizzate per le verifiche statiche SLE - Rara e SLU sono presentate nelle tabelle seguenti.

Per rapidità di applicazione dei carichi nel modello, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio prevedono le sole azioni dominanti.

Si fa notare che il carico relativo ai pannelli di facciata è nullo in virtù del fatto che il telaio bidimensionale, che presenta le caratteristiche di carico più gravose, è quello di mezzeria, in quanto si avrà un'area di influenza di solaio doppia rispetto al telaio di bordo (ed il carico di solaio incide maggiormente [34.2kN/m] rispetto al peso dei pannelli esterni [20,0kN/m] sulla trave di bordo).

Condizione	Schema semipendolare a pila sibi parzialmente incastrati alla base														
	Folla dom.	Folla dom.	Folla dom.	Neve dom.	Neve dom.	Neve dom.	Vento dom.	Vento dom.	Vento dom.	Folla dom.	Neve dom.	Neve dom.	Vento dom.	Vento dom.	Statica sismica
P.P. - telajo [gravità]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1	1	1	1	1
P.P. - solajo [66,40kNm]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm. - Massetto [18,00kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Perm. - Pavimento [4,00kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Perm. - Impermeabilizzante [1,20kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Perm. - Pannelli [20,00kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla - 1°solajo [40,00kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento - Copertura [2,77kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento - Laterale [4,62kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Neve - Tutta Falda [10,24kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Combinazione	SLU-1p	SLU-2p	SLU-3p	SLU-4p	SLU-5p	SLU-6p	SLU-7p	SLU-8p	SLU-9p	SLU-10p	SLE-1p	SLE-2p	SLE-3p	SLE-4p	SISM4p
Condizione	Schema a telaio con connessioni che realizzano un grado di semincastro														
	Folla dom.	Folla dom.	Folla dom.	Neve dom.	Neve dom.	Neve dom.	Vento dom.	Vento dom.	Vento dom.	Folla dom.	Neve dom.	Neve dom.	Vento dom.	Vento dom.	Statica sismica
P.P. - telajo [gravità]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P.P. - solajo [66,40kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Perm. - Massetto [18,00kNm]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm. - Pavimento [4,00kNm]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm. - Impermeabilizzante [1,20kNm]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm. - Pannelli [20,00kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla - 1°solajo [40,00kNm]	1,5	1,5	1,5	1,05	1,05	1,05	0	0	0	1	0	0	0	0	0,6
Vento - Copertura [2,77kNm]	0	1,05	0	0	1,05	0	1,5	0	0	0	0	0	1	0	0
Vento - Laterale [4,62kNm]	0	0	1,05	0	0	1,05	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0
Neve - Tutta Falda [10,24kNm]	1,05	1,05	1,05	1,5	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2
Combinazione	SLU-1t	SLU-2t	SLU-3t	SLU-4t	SLU-5t	SLU-6t	SLU-7t	SLU-8t	SLU-9t	SLU-10t	SLE-1t	SLE-2t	SLE-3t	SLE-4t	SISM4t

Condizione	Schema semipendolare + telaio a connessioni con parziale vincolo d'incastro												
	Folla dom.	Folla dom.	Folla dom.	Neve dom.	Neve dom.	Neve dom.	Vento dom.	Vento dom.	Folla dom.	Neve dom.	Neve dom.	Vento dom.	Statica sismica
SLU-1p	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-2p	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-3p	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-4p	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-5p	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-6p	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLU-7p	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLU-8p	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
SLE-1p	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SLE-2p	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
SLE-3p	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
SLE-4p	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
SISMAp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
SLU-1t	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-2t	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-3t	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-4t	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-5t	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU-6t	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
SLU-7t	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
SLU-8t	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
SLE-1t	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
SLE-2t	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
SLE-3t	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
SLE-4t	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
SISMAt	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Combinazione	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	SLU-5	SLU-6	SLU-7	SLU-8	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SISMA

Per completezza della trattazione, sono state inserite le combinazioni delle azioni previste per l'analisi sismica, applicando i coefficienti riduttivi (vedi tabelle paragrafo successivo) secondo quanto richiesto dalla normativa sismica adottata, l'OPCM 3274/2003.

Le combinazioni di carico sono state suddivise in funzione dello schema statico richiesto alla struttura. Infatti, durante le fasi di costruzione dell'edificio lo schema strutturale non conserva le medesime proprietà ma evolve maturando la condizione di parziale incastro ancor prima dell'applicazione dei carichi di esercizio. Il paragrafo che segue sarà dedicato alla descrizione delle fasi realizzative che andranno a susseguirsi nella costruzione dell'opera.

4.6 Fasi di realizzazione

La tipologia di collegamento analizzata prevede l'inserimento a livello di nodo trave-colonna e alla base dei pilastri di una coppia di profili metallici sagomati ad L ai quali si affida la totale trasmissione delle sollecitazioni flettenti. Pertanto una volta posti in opera questi elementi, la struttura potrà essere pensata come un telaio parzialmente incastrato.

La presenza degli angolari metallici, infatti, non può garantire totale assenza di rotazioni in corrispondenza del presunto vincolo interno d'incastro, quindi non soddisfa le condizioni di vincolo d'incastro ideale (peraltro difficilmente realizzabile anche fra elementi metallici connessi fra loro). Il nodo così realizzato si comporta come una molla a rigidezza assegnata. Maggiore sarà la costante di molla e più saremo prossimi alla condizione di incastro perfetto.

Per la connessione innovativa in questione è previsto il seguente iter realizzativo che si articola nelle seguenti fasi di costruzione:

1. Realizzazione delle strutture di fondazione;
 2. Posizionamento dei pilastri ed innesto degli stessi nella tasca ricavata nei plinti di fondazione;
 3. Applicazione degli angolari metallici alla base dei pilastri e serraggio dei bulloni mediante chiave dinamometrica;
 4. Posizionamento delle travi prefabbricate che andranno inserite lateralmente alla posizione della mensola accorpata al pilastro;
 5. Realizzazione degli impalcati di piano e di copertura mediante posa dei pannelli alveolari;
-

6. Posizionamento dell'armatura per la continuità del solaio e posa delle sagome di polistirolo in prossimità dell'attacco di ciascuna trave alla rispettiva colonna (per garantire lo spazio necessario alla collocazione degli angolari metallici), quindi getto della soletta strutturale.

Fino ad ora la struttura risponde mobilitando uno schema statico a pilastri parzialmente incastrati alla base e travi semplicemente appoggiate alle colonne, noto in gergo con il nome di schema statico di tipo semipendolare. In altre parole, l'azione prodotta dal peso proprio strutturale, comprendendo in esso il carico di travi e pilastri, pannelli alveolari prefabbricati e soletta gettata in opera, quindi ad esclusione del massetto alleggerito che andrà ad ospitare gli impianti tecnici, è assorbita dalla struttura che si comporta come un pendolo inverso.

Procedendo con la realizzazione dell'opera:

7. Applicazione dei profili metallici ad ogni nodo trave-colonna ed inserimento delle barre passanti tipo Dywidag all'interno di ciascun foro ricavato su trave e pilastro;
8. Serraggio dei bulloni e applicazione della precompressione alle barre;
9. Getto del massetto non strutturale;
10. Posa di tutte le opere accessorie e di finitura.

Una volta applicati i profili metallici ai nodi trave-colonna viene rimossa la condizione di isostaticità interna, ripristinando la continuità flessionale. Pertanto, il sistema risponde con uno schema statico che più si avvicina alla condizione di telaio quanto maggiore sarà la rigidità offerta dal sistema di connessione.

4.7 Valutazione della massa della struttura

Per quanto concerne le analisi sismiche dell'edificio, assume fondamentale importanza individuare l'entità e la distribuzione delle masse relative ai carichi gravitazionali che vengono mosse durante una scossa sismica. A tal proposito l'OPCM 3274 consiglia di valutare gli effetti dell'azione sismica tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum(\psi_{Ei} Q_{ki})$$

ψ_{Ei} Coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{Ei} Q_{ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando ψ_{2i} per ϕ

Destinazione d'uso	Ψ_{2i}
Abitazioni, uffici	0,3
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,6
Tetti e coperture con neve	0,2
Magazzini, Archivi, Scale	0,8
Vento, variazione termica	0,0

Carichi ai piani	ϕ
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

Nel caso considerato, moltiplicando i carichi per le varie aree di influenza e per i relativi coefficienti Ψ_{Ei} si sono ricavati i seguenti valori di massa.

Tipo	Carico	Intensità [kN/m]	Massa [t/mm]		
			Pilastro	Trave 1°solaio	Trave 2°solaio
G_k	P.P pilastro	6,13	6,250E-04		
	P.P trave	12,26		1,250E-03	1,250E-03
	P.P solaio	46,40		4,730E-03	4,730E-03
	Perm. 1 solaio	22,00		2,243E-03	
	Perm. 2 solaio	19,20			1,957E-03
	TOT.			6,250E-04	8,222E-03
Q_k	Folla	40,00		4,077E-03	
	Neve	10,24			1,044E-03
	Vento	NO		-	

Tipo	Carico	Intensità [kN/m]	Coefficienti [adm]			
			Ψ_2	ϕ	Ψ_E	DF
G_k	P.P pilastro	6,13	-	-	-	-
	P.P trave	12,26	-	-	-	-
	P.P solaio	46,40	-	-	-	-
	Perm. 1 solaio	22,00	-	-	-	-
	Perm. 2 solaio	19,20	-	-	-	-
	TOT.					
Q_k	Folla	40,00	0,6	0,8	0,48	0,48
	Neve	10,24	0,2	1	0,2	0,2
	Vento	NO	-	-	-	-

La prima tabella riporta le masse afferenti a ciascuna condizione di carico ripartite uniformemente su ciascun elemento strutturale.

La seconda presenta i coefficienti adimensionalizzati previsti da normativa che vanno a moltiplicare i carichi accidentali per tener conto delle masse effettive che partecipano al movimento sismico. La voce DF indica il coefficiente dinamico che adotta il programma di calcolo riferito alla masse non strutturali inserite nel modello.

Globalmente l'edificio viene a pesare 359.24t, di cui 277.30t associate ai carichi permanenti e 81.94t alle azioni da neve e accidentali di folla. Dal totale di circa 360t, la massa sismica ottenuta considerando gli opportuni coefficienti riduttivi risulta di circa 312t. La massa effettiva che verrà mobilitata dal sisma dovrà tener conto della quota parte di carico sismico che grava a terra e non interessa i modi di vibrare della struttura.

Il prospetto riassuntivo che segue illustra le masse riferite alle diverse modalità.

Alcune quantità	
Massa totale	359,24 t
Massa ridotta DF	311,96 t
Massa a terra	4,69 t
Massa sismica	307,27 t

4.8 Valutazione del fattore di struttura

Una struttura come quella oggetto di calcolo non ha indicazioni precise in normativa. È quindi necessario stabilire ipotesi sul fattore di struttura e sul dimensionamento degli elementi strutturali.

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche. L'intento progettuale è quello di realizzare una connessione in modo da introdurre nella struttura condizioni di vincolo sovrabbondanti, cioè creare le condizioni necessarie per cui si riesca ad esplicitare un meccanismo duttile ad elevata capacità dissipativa. Il collegamento deve essere tale da conservare gli elementi strutturali, quindi travi e pilastri, in regime elastico lineare sotto l'azione del sisma mentre la dissipazione viene totalmente demandata alle connessioni travi-pilastro e a quelle presenti alla base delle colonne.

A tal proposito la normativa individua tre possibili situazioni, a ognuna delle quali corrisponde un diverso criterio di dimensionamento:

- Collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento in elastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- Collegamento situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- Collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e quantità di energia dissipabile.

Il sistema di collegamento che si intende realizzare appartiene all'ultima di queste tre possibilità.

Il dimensionamento del profilo angolare con cui viene realizzata la giunzione deve essere tale da garantire per le azioni statiche il corretto trasferimento delle sollecitazioni date dall'analisi; in particolar modo è necessario assicurare il passaggio del momento flettente senza dare origine a locali formazioni di zone plastiche. In buona sostanza il nodo deve assicurare, per le condizioni statiche, la continuità flessionale, evitando la formazione di meccanismi anelastici.

Solo per le azioni sismiche il giunto deve operare fornendo un taglio delle forze e questo si rende possibile solo abbandonando il comportamento elastico lineare per inoltrarsi in campo plastico, superando la soglia di snervamento che caratterizza la legge di comportamento del materiale con cui è realizzato il profilo angolare. Inoltre il nodo deve presentare caratteristiche di duttilità e una sufficiente energia dissipabile da poter preservare l'integrità dell'organismo strutturale anche sotto le azioni sismiche più gravose.

4.8.1 Ipotesi di calcolo e modello FEM della connessione

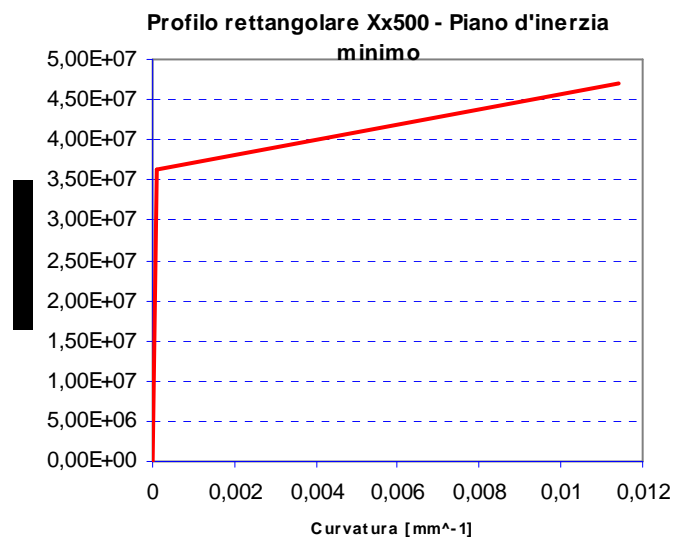
Per il dimensionamento del profilo angolare è necessario ricorrere ad un processo iterativo in quanto le proprietà geometrico-meccaniche dell'angolare stesso modificano la risposta del sistema strutturale e, di conseguenza, potrebbe essere richiesta una correzione alle dimensioni affinché la soglia di prima plasticizzazione del nodo debba essere superiore alle massime sollecitazioni date dall'analisi statica.

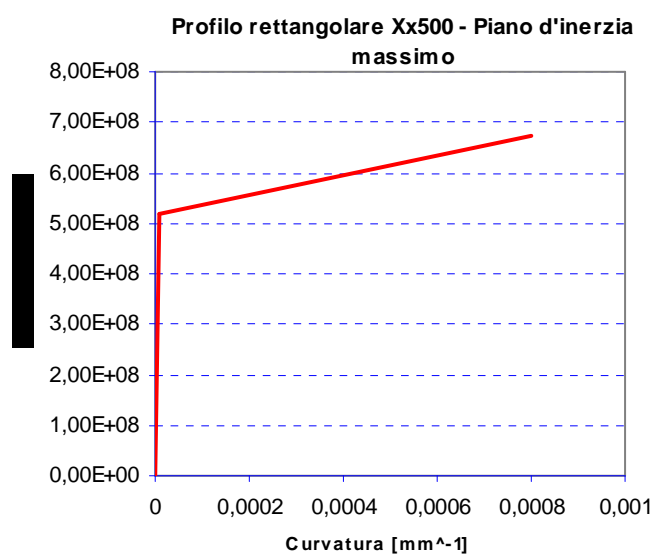
In questa ottica è stato approntato un modello FEM che descrive le caratteristiche del giunto in questione. Lo studio è riferito ad un nodo tipo trave-colonna, ma il comportamento osservato si può di fatto estendere anche per il sistema di connessione che lega la base dei pilastri al plinto sottostante.

Il modello fa uso di soli elementi monodimensionali tipo BEAM, ciascuno con assegnate caratteristiche geometrico-meccaniche che descrivono le proprietà di travi, colonne e profilo metallico. L'angolare segue il suo reale posizionamento perciò risulta staccato dall'asse geometrico di trave e colonna rispettivamente per la metà dell'altezza di sezione di tali elementi. Si sono a tal scopo adoperati elementi monodimensionali a comportamento rigido per simulare il contorno di trave e di colonna. L'angolare è collegato ad essi mediante elementi BEAM ai quali è stata assegnata la proprietà delle barre in acciaio tipo Dywidag che rendono il profilo perfettamente ammorsato alle superfici in calcestruzzo di trave e colonna. Elementi di contatto che seguono l'intero sviluppo dell'angolare

dettano le condizioni di vincolo per cui ai corpi in contatto non è permessa la compenetrazione. Un collegamento di tipo MASTER/SLAVE unisce trave a colonna per il solo trasferimento delle sollecitazioni taglianti che vengono trasmesse nella realtà per mezzo della mensola tozza. Tutti gli elementi finiti hanno una formulazione elastica lineare eccetto l'angolare per cui è stata assegnata una legge elasto-plastica ad incrudimento isotropo, qui di seguito riportata. L'angolare presenta spessore di 35mm, ciascun lato è lungo 55cm e i dispositivi di fissaggio sono posizionati ad 11cm dal bordo. E' richiesto l'uso di acciaio ad elevata resistenza, S355.

<i>Caratteristiche geometrico-meccaniche della sezione rettangolare Xx500</i>		
L	500 mm	profondità angolare
s	35 mm	spessore angolare
Jm	1,79E+06 mm ⁴	inerzia minima
JM	3,65E+08 mm ⁴	inerzia massima
<i>Proprietà del materiale S355</i>		
fsk	355 MPa	tensione caratteristica di snervamento
fsu	510 MPa	resistenza ultima
E	206000 MPa	modulo elastico
eps y	1,72E-03 adm	deformazione a snervamento
eps u	0,2 adm	deformazione a rottura
<i>Diagramma M-Curv. Per il piano di minima inerzia</i>		
My	3,62E+07 Nmm	momento a snervamento
chi y	9,85E-05 mm ⁻¹	curvatura a snervamento
Mu	4,71E+07 Nmm	momento ultimo (1,3My)
chi u	1,14E-02 mm ⁻¹	curvatura ultima
<i>Diagramma M-Curv. Per il piano di massima inerzia</i>		
My	5,18E+08 Nmm	momento a snervamento
chi y	6,89E-06 mm ⁻¹	curvatura a snervamento
Mu	6,73E+08 Nmm	momento ultimo (1,3My)
chi u	8,00E-04 mm ⁻¹	curvatura ultima





L'angolare è interessato dal fenomeno di plasticizzazione lungo la direzione che presenta minor rigidità. Il momento di snervamento risulta di 36.2kNm.

Il modello FEM è illustrato dall'immagine qui riportata.

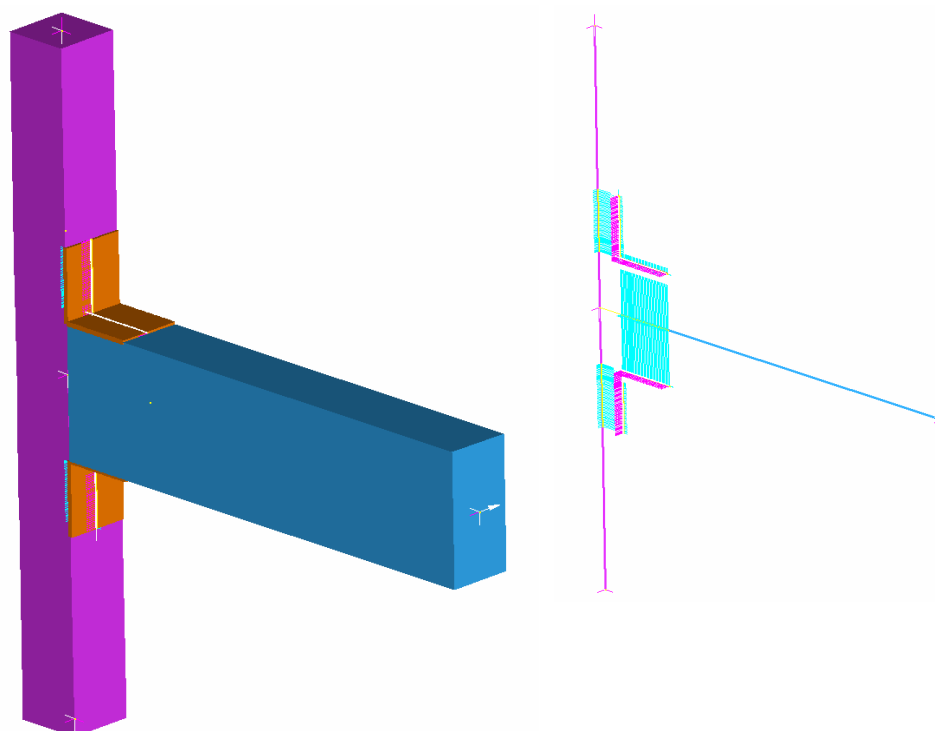


Figura 4.3: Rappresentazione FEM del giunto sismico

Un'analisi statica non lineare per incremento progressivo monotono di rotazione ha permesso di individuare il comportamento del nodo.

E' stata applicata una rotazione antioraria all'estremo libero della trave e progressivamente amplificata secondo incrementi di carico dal passo molto

ridotto. Il momento è quello registrato per la trave, la rotazione è stata misurata in corrispondenza dell'estremo vincolato della trave e letta con un riferimento relativo, ovvero è stato depurato del contributo di rotazione mobilitato dalla colonna. Il sistema così definito presenta il seguente comportamento:

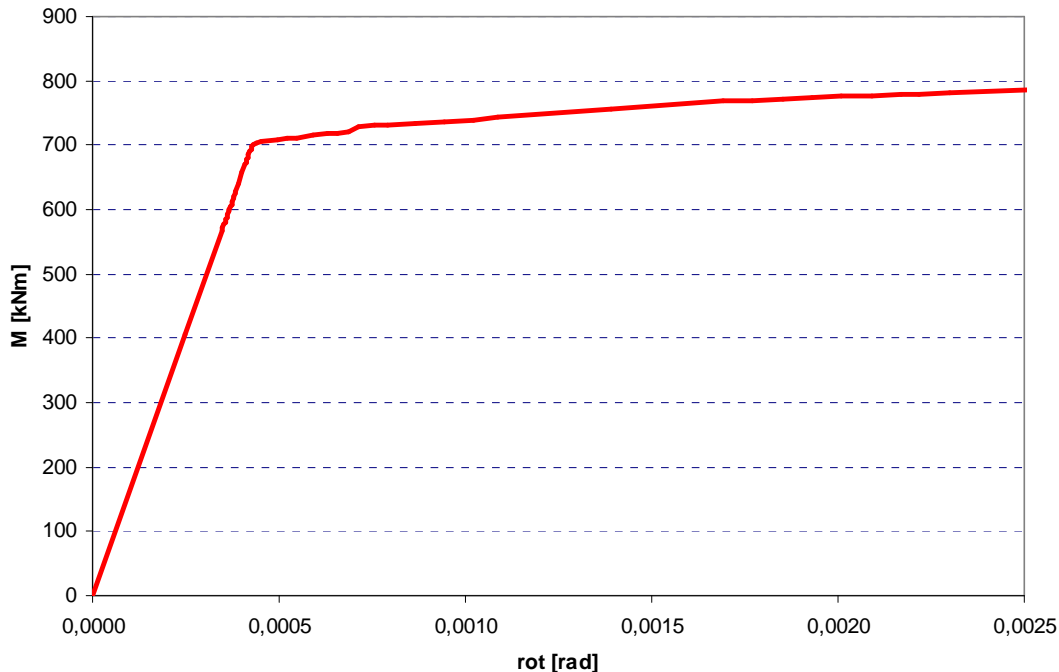


Figura 4.4: Legge di comportamento elasto-incrudente del sistema di connessione studiato

La rigidezza elastica è facilmente individuabile e vale $1.5 \times 10^{12} \text{ Nmm/rad}$.

Con questo valore è possibile tarare la costante elastica che andrà a realizzare le condizione di vincolo di continuità, in ipotesi statiche, per il modello dell'organismo strutturale studiato.

Per caratterizzare qualsivoglia comportamento di una struttura è importante considerare due aspetti intimamente collegati ed ambedue importanti: rigidezza e resistenza.

La prima viene chiamata in causa nella fase di modellazione, la seconda è necessaria per la verifica degli elementi strutturali.

In questo caso la resistenza assume un ruolo fondamentale: non solo è necessaria per stabilire se le sollecitazioni date dall'analisi statica consentono all'angolare di rispondere in campo elastico-lineare, non interessando alcuna fase plastica, ma permettono di fornire una stima del fattore di struttura che andrà a caratterizzare l'intero complesso strutturale.

Infatti il comportamento del nodo offre una sorta di taglio delle forze, o meglio, una volta superata la fase di snervamento, il momento flettente che riesce a trasferire il giunto è fortemente ridotto.

Non si è di fronte all'apertura di una cerniera plastica in virtù del fatto che la legge caratterizzante il materiale presenta una fase di incrudimento che, per quanto possa essere poco rilevante, determina comunque una rigidità, non nulla, per la fase plastica.

La stima più corretta del fattore di struttura q potrà effettuarsi solo mediante un'analisi dinamica non lineare (per integrazione delle equazioni del moto) applicata all'intera struttura o, ancor meglio, da un'analisi di Pushover che fornisce in modo esatto la valutazione delle capacità dissipative dell'edificio. Prima di affrontare questo studio è necessario, preventivamente, individuare il comportamento del nodo a carichi di natura ciclica.

Per una stima del fattore di struttura si potrà procedere lanciando un'analisi dinamica modale e considerando la struttura in campo lineare, ad esempio mediante l'applicazione di uno spettro elastico. Le massime sollecitazioni flettenti, registrate in corrispondenza del nodo, dovranno essere rapportate al momento di prima plasticizzazione dell'angolare. Il rapporto ottenuto fornisce la stima del fattore di struttura.

Da tener presente che la normativa fissa, coerentemente alle strutture prefabbricate, un fattore di struttura pari a 5 per edifici a telaio che scende rapidamente a 3,75 se il complesso edilizio presenta uno schema statico a pilastri isostatici.

4.9 Individuazione della forzante sismica

Come già preannunciato alla sezione precedente, per il dimensionamento degli elementi che realizzano il complesso strutturale, ci si è affidati ad un'analisi dinamica modale. Le peculiarità del metodo consentono di considerare la struttura a comportamento lineare, mentre la capacità dissipativa è messa in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, che prende il nome di fattore di struttura. L'azione sismica di progetto è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte del coefficiente q .

Nella sezione che segue verranno illustrati gli spettri di risposta adottati relativamente alla zona sismica che interessa l'edificio in esame.

4.9.1 Spettri di risposta elastico e di progetto

L'azione sismica è determinata assumendo una zona sismica di riferimento caratterizzata dall'accelerazione misurata al suolo di $a_g=0,35g$. Inoltre si è convenuto di considerare il terreno appartenente al gruppo A: "Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi".

Il prospetto che segue riassume i parametri adottati nella definizione dello spettro:

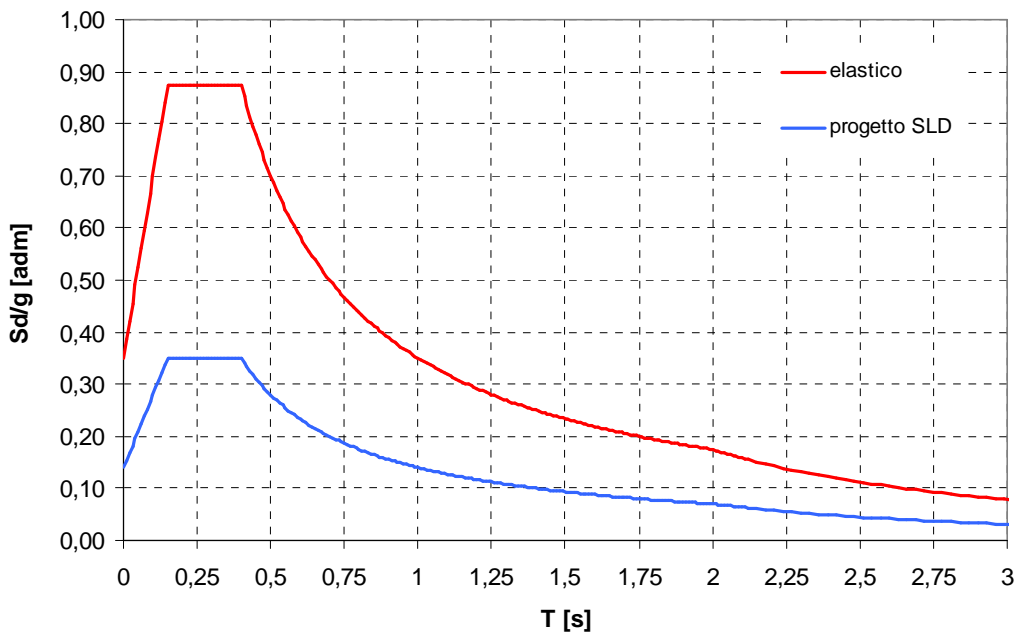
AZIONE SISMICA

(Ord. PCM n°3274 20.03.2003)

Zona sismica	1	
accelerazione max al suolo (a_g)	0,35	
g (9,81m/s ² o 9810mm/s ² o 1)	1	
Categoria suolo di fondazione	a	
S	1	
T_B	0,15	
T_C	0,4	
T_D	2	
coefficiente di importanza γ_i	1	DATO DI INPUT DI DEFAULT
fattore di struttura q	-	

Lo spettro di risposta elastico e di progetto per lo stato limite di danno:

Spettro di risposta in accelerazione



Si può osservare che alla voce "Fattore di struttura" non è stato assegnato alcun valore. Infatti, come già anticipato, il calcolo di q viene a determinarsi una volta individuate le massime sollecitazioni elastiche registrate per l'edificio, a sua volta rapportate al momento di prima plasticizzazione che caratterizza la connessione sismica. Per queste motivazioni non è stato possibile determinare in questa sede lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo.

4.9.2 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

L'OPCM 3274 impone che per la verifica allo SLU o di danno deve essere effettuata la seguente combinazione sismica con le altre azioni caratteristiche:

$$\gamma_1 E + G_k + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{ki}$$

Dove:

- γ_1 Fattore di importanza
- E Azione sismica per lo stato limite in esame
- G_k Carichi permanenti al loro valore caratteristico
- P_k Valore caratteristico della azione di precompressione
- ψ_{2i} Coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i
- Q_{ki} Valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Il fattore di importanza assunto è pari a 1.

Per la definizione delle altre grandezze, nonché per la combinazione delle azioni statiche, si faccia riferimento alla tabella riportata al paragrafo 4.5.

CAPITOLO 5

ANALISI GLOBALI SULLA STRUTTURA

5.1 Generalità

Si presentano in questo capitolo i risultati globali sulla struttura ottenuti dalle analisi sul modello FEM con il software Straus7 R 3.3.7. Essi saranno principalmente mostrati in termini di sollecitazioni massime e spostamenti della struttura.

Tutte le verifiche strutturali successive tengono conto delle combinazioni più gravose oppure di ogni singola combinazione effettuata.

Prima di presentare le soluzioni ottenute, risulta doveroso descrivere il modello FEM della struttura al fine di evidenziarne le peculiarità e gli artifici numerici che si sono adottati per rappresentare al meglio il sistema strutturale dell'opera in questione.

5.2 Criteri di modellazione FEM

Il modello FEM prevede lo studio di un caso piano in virtù del fatto che l'edificio presenta non solo regolarità in altezza ma soddisfa pure i criteri di regolarità in pianta. Si è deciso pertanto di studiare la risposta della struttura riferita ad una direzione principale, potendo facilmente estendere i risultati alla direzione del piano ad essa ortogonale.

Travi e colonne sono state simulate con elementi finiti monodimensionali con le proprietà dei materiali di progetto presentate all'inizio della relazione.

I modelli sono differenziati per analisi statiche e analisi sismiche. Più precisamente per la statica dell'edificio si è resa attiva la massa degli elementi che costituiscono l'ossatura portante dell'edificio, quindi travi e pilastri, e sono stati applicati i carichi di progetto definiti nel paragrafo 4.4. Coerentemente all'analisi dinamica, si sono attivate le masse associate ai carichi gravitazionali e si sono applicate in modo distribuito su tutta la struttura.

Per entrambe le analisi sono stati approntati due modelli FEM.

Il primo prevede la realizzazione di un grado di semi-incastro alla base dei pilastri mentre le travi sono semplicemente appoggiate alle colonne, in sostanza lo schema statico è di tipo semi-pendolare.

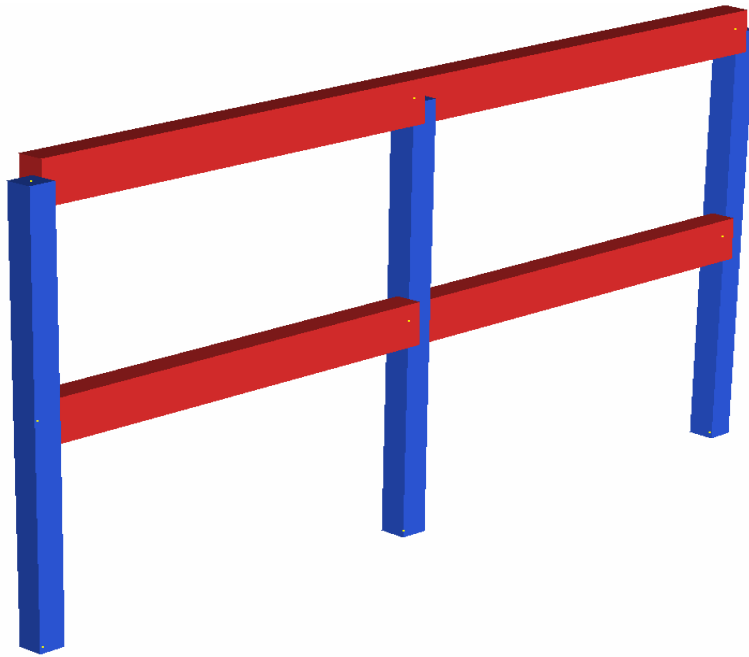


Figura 5.1: Rappresentazione tridimensionale degli elementi che costituiscono l'ossatura portante dell'organismo strutturale

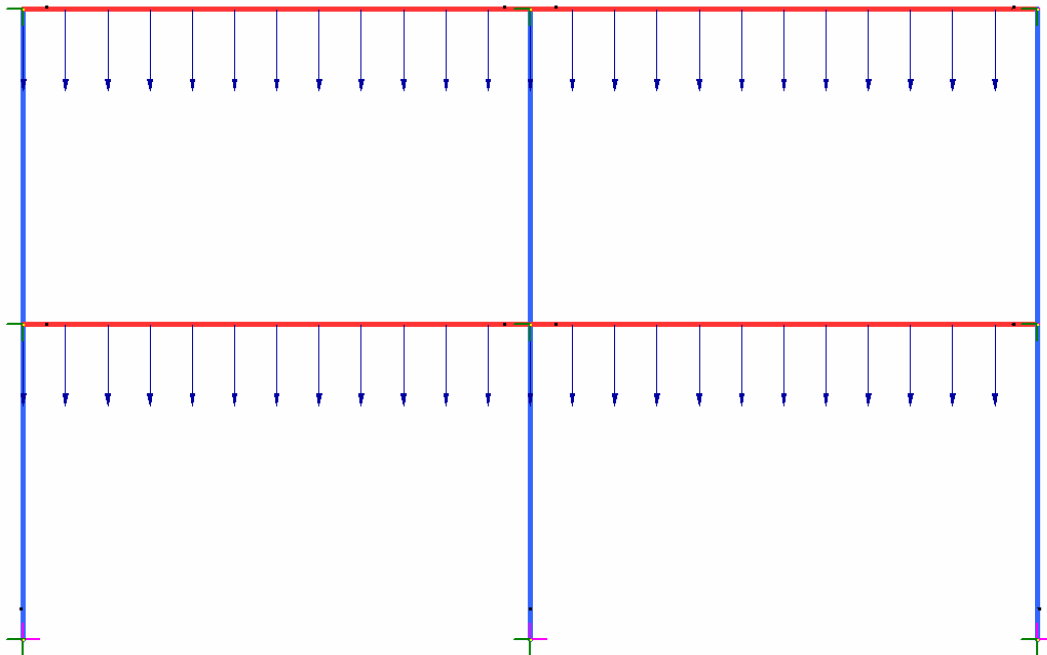


Figura 5.2: Schema statico tipo semi-pendolare con realizzazione di un grado di parziale incastro alla base dei pilastri

Questa condizione fa riferimento alle prime fasi di realizzazione, prima della posa in opera dei profili angolari su travi e colonne. Per questo modello sono state pertanto svincolate le rotazioni alle estremità di ciascuna trave, sfruttando il

comando END-RELEASE ROTATIONAL. La presenza dei profili angolari applicati alla base delle colonne impone un vincolo di parziale incastro, è come se si trattasse di una molla a costante elastica assegnata. Se la rigidezza elastica fosse infinita, la molla andrebbe a realizzare la condizione di incastro ideale. Per il caso studio in esame, si è visto che la rigidezza mobilitata dal sistema di connessione per la fase elastica vale $1,5 \times 10^{12}$ Nmm/rad. Per ulteriori dettagli si faccia riferimento al paragrafo 4.8.1.

In ambiente numerico si ottiene il risultato voluto assegnando all'estremità degli elementi d'interesse un fissato valore di rigidezza, attraverso la funzione END-RELEASE ROTATIONAL.

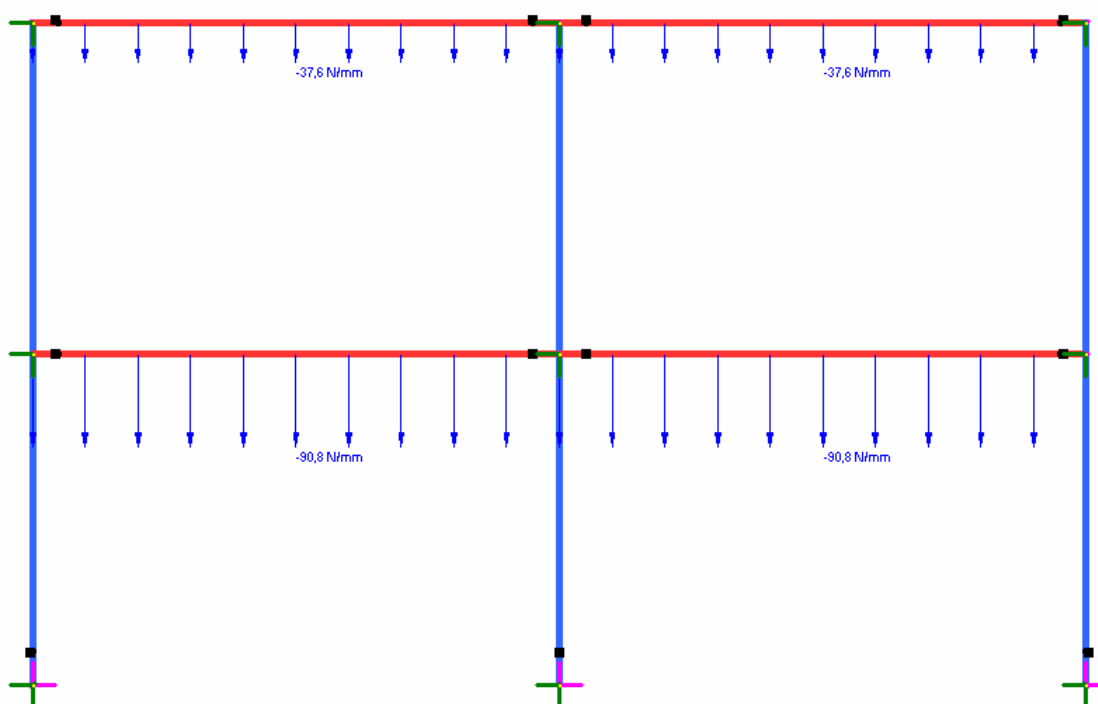


Figura 5.3: Schema statico con vincoli di semi-incastro a ripristinare la continuità flessionale degli elementi di piano

Fissati gli angolari ai nodi trave-colonna viene a generarsi un vincolo che permette la continuità flessionale a livello di piano, la struttura risponde con uno schema statico che più si avvicina all'ideale condizione di telaio quanto più rigido sarà il sistema di connessione realizzato. Anche in questo caso il giunto creato mobilita una rigidezza elastica di $1,5 \times 10^{12}$ Nmm/rad. Il secondo modello deve appunto cogliere questa variazione di schema statico e sarà riferito alle condizioni di carico generate dalle azioni di neve e vento, ai carichi da folla e al peso proprio del massetto non strutturale.

L'analisi sismica verrà caricata sul modello che presenta completa continuità flessionale in virtù del fatto che è logico attendersi che un potenziale terremoto possa manifestarsi ad opera realizzata, quindi che possa mobilitare la rigidità offerta da vincoli a parziale grado di incastro.

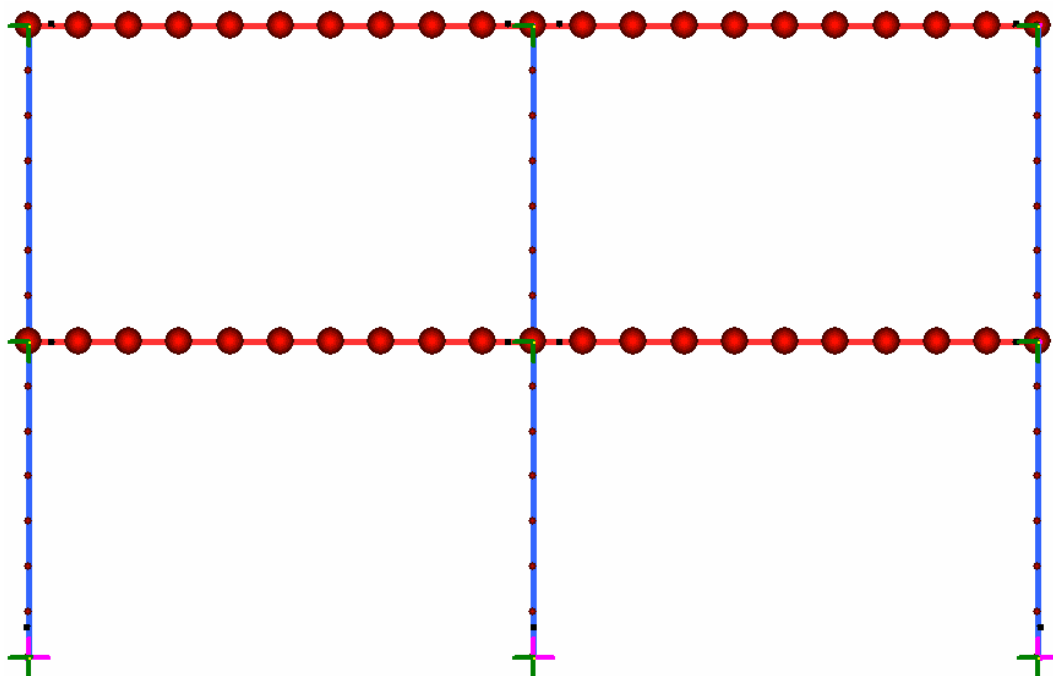


Figura 5.4: Adeguata distribuzione di massa su travi e pilastri richiesta per il modello sismico

Il modello realizzato per l'analisi sismica prevede l'utilizzo di un modulo di elasticità del calcestruzzo pari al 70% di quello utilizzato per verifiche statiche per simulare la fessurazione delle sezioni sollecitate (OPCM permette una riduzione fino al 50%).

5.3 Analisi statica della struttura

Per entrambi i modelli strutturali adottati è stata lanciata un'analisi statica lineare. Le soluzioni sono state sommate successivamente applicando il principio della sovrapposizione degli effetti che risulta valido solo per quelle analisi che prevedono un comportamento elastico lineare del sistema strutturale.

Sono state prese in considerazione quelle condizioni di carico che massimizzano le singole sollecitazioni per ciascun elemento strutturale. Nello specifico la tabella qui riportata mostra un riepilogo delle quantità registrate che saranno adottate per le successive fasi di verifica degli elementi strutturali.

Sollecitazione da massimizzare			Mmax ⁺	Mmax ⁻	Tmax	Nmax ⁺	Nmax ⁻
STATICA Semipendolare +telaio	Trave 50x100	Comb.	SLU-2	SLU-2	SLU-2	SLU-5	SLU-3
		M [kNm]	1000	-641	-641	918	801
		V[kN]	65	756	756	12	20
	Pilastro 60x60	N [kN]	0	0	0	17	-41
		Comb.	-	SLU-2	SLU-2	SLU-7	SLU-1
		M [kNm]	-	-107	-107	-15	0
STATICA Connessioni con parziale vincolo d'incastro	Trave 50x100	V[kN]	-	44	44	14	0
		N [kN]	-	-452	-452	-283	-2576
		Comb.	SLU-2	SLU-2	SLU-2	SLU-5	SLU-3
	Pilastro 60x60	M [kNm]	1057	-407	-407	971	822
		V[kN]	0	712	712	10	7
		N [kN]	12	12	12	17	-41
Pilastro 60x60	Comb.	-	SLU-2	SLU-2	SLU-7	SLU-1	
	M [kNm]	-	108	-108	-15	0	
	V[kN]	-	45	45	15	0	
N [kN]	-	-502	-502	-286	-2520		

Sono state riportate, per confronto, le sollecitazioni ottenute sommando gli effetti prodotti dai carichi agenti per uno schema semi-pendolare e quelli relativi alla struttura che realizza il comportamento a telaio.

Si può osservare come la presenza dei giunti a parziale vincolo d'incastro produca una riduzione dei momenti negativi a favore delle sollecitazioni flettenti misurate in mezzeria. Non solo, anche i valori di taglio e sforzo assiale per ciascun elemento sono, in genere, più bassi rispetto al caso di struttura a vincoli ideali.

Infatti il sistema di connessione progettato mobilita una rigidità flessionale inferiore a quella tipica per la condizione di incastro perfetto.

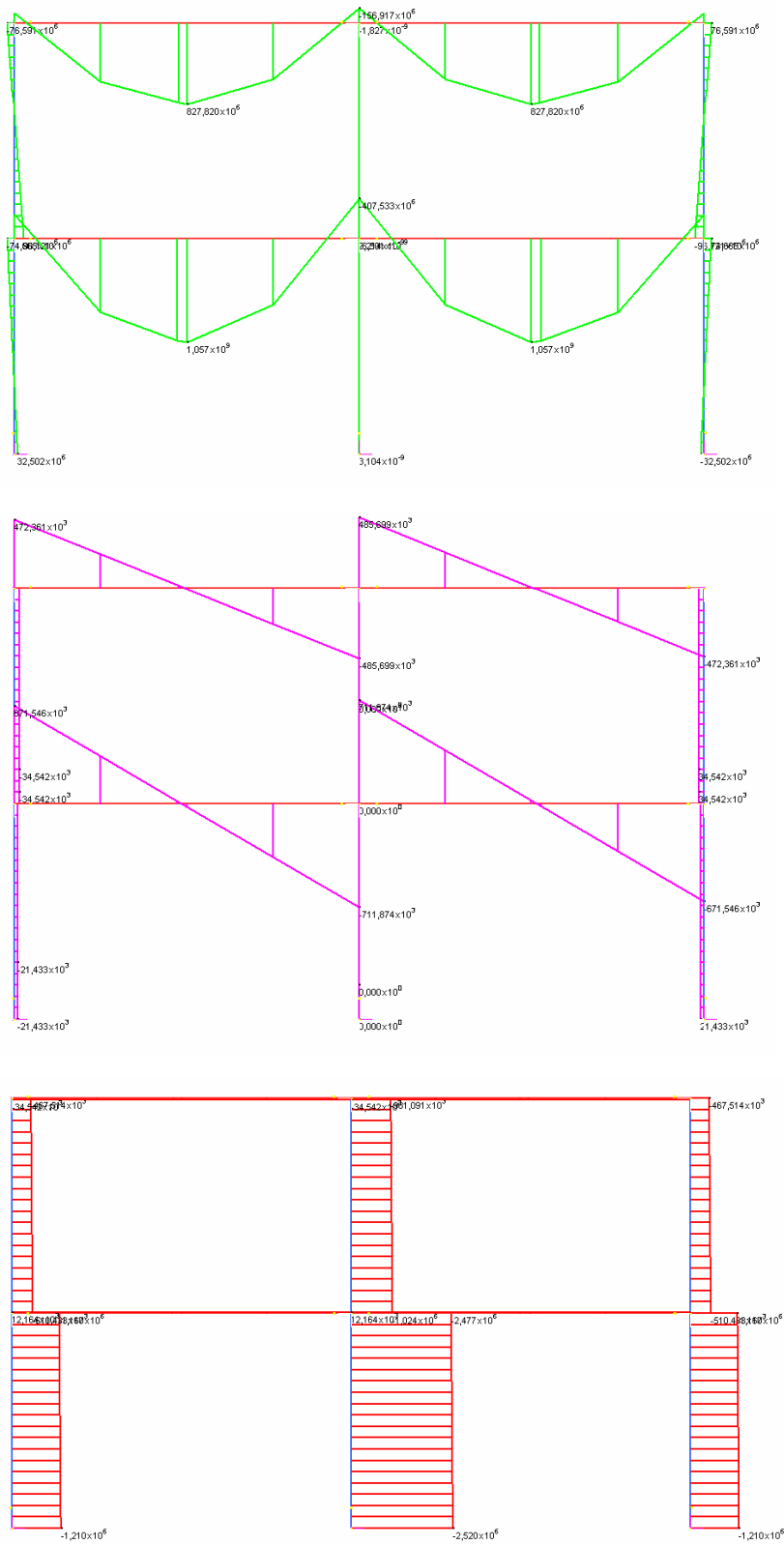


Figura 5.5: Diagrammi delle sollecitazioni per la condizione di carico SLU-2 che risulta essere una delle più gravose per la verifica statica dell'edificio

Le massime sollecitazioni flettenti registrate dalla trave in prossimità delle zone di giunto dovranno essere di gran lunga inferiori rispetto al momento di prima plasticizzazione dell'angolare. Se questa ipotesi non fosse soddisfatta allora il profilo angolare non sarebbe in grado di trasmettere azioni flettenti senza manifestare un comportamento anelastico. Analoghe considerazioni vanno estese per la base dei pilastri.

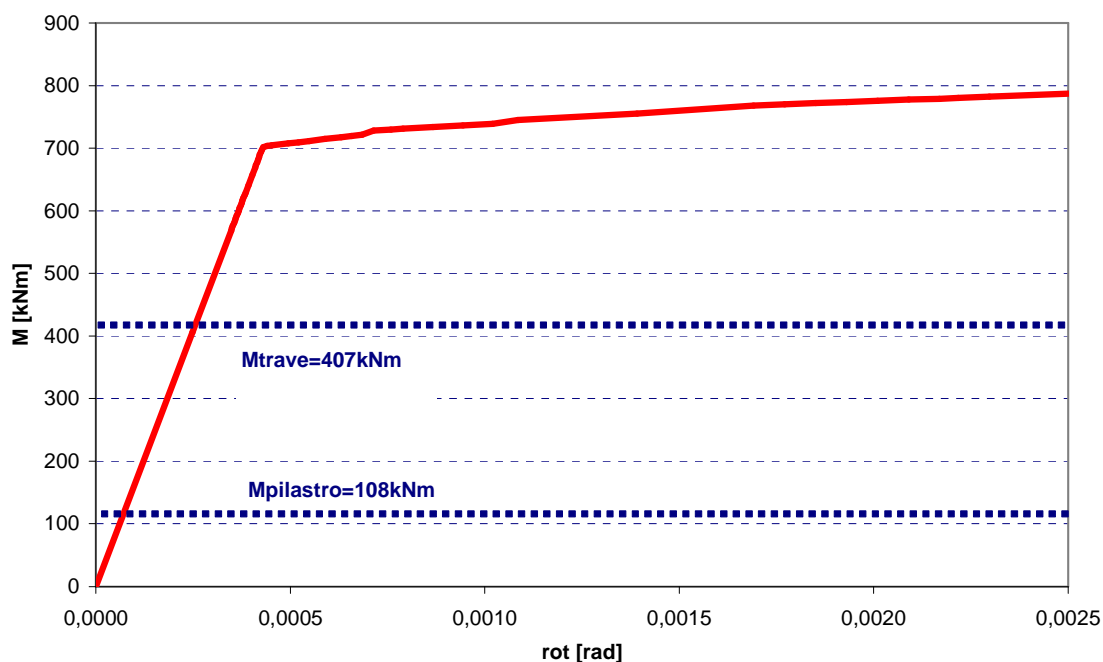


Figura 5.6: Raffronto sollecitazioni flettenti date dall'analisi statica con la risposta anelastica data dal sistema di connessione studiato

Come mostra la figura 5.6, sia il momento flettente osservato su travi e sia quello su pilastri è decisamente inferiore alla soglia di plasticizzazione per la connessione. In questo caso il fattore di sicurezza (700/400 circa) è piuttosto elevato. E' consigliabile comunque procedere con le dimensioni assegnate al profilo angolare in virtù del fatto che una volta dimensionati tutti gli elementi che compongono il giunto sismico, l'angolare stesso potrebbe subire modifiche alla propria geometria, condizionando, quindi, il comportamento sotto carichi monotoni e ciclici.

5.4 Analisi dinamica della struttura

5.4.1 Estrazione delle frequenze naturali

Il modello assunto per l'analisi dinamica dell'edificio è quello in cui si sono applicate, per ciascun estremo di trave, molle a rigidezza elastica assegnata. Le masse sono considerate uniformemente distribuite sullo sviluppo di ciascun elemento strutturale e sono stati conteggiati i fattori di riduzione applicati alle condizioni di carico accidentali.

L'estrazione delle frequenze naturali della struttura ha portato ai seguenti risultati:

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.364E+00	1.961E+02	93.698	0.000	0.000
2	3.676E+00	2.492E+02	6.301	0.000	0.000
3	1.304E+01	1.020E+02	0.000	50.469	0.000
4	1.795E+01	1.049E+02	0.000	0.000	0.000
5	1.805E+01	1.051E+02	0.000	44.943	0.000

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			100.000	95.413	0.000

Come era logico aspettarsi, date le caratteristiche di regolarità dell'edificio, il primo modo è sufficiente per descrivere il comportamento dinamico dell'opera. Le masse associate sono superiori a quelle minime richieste da normativa.

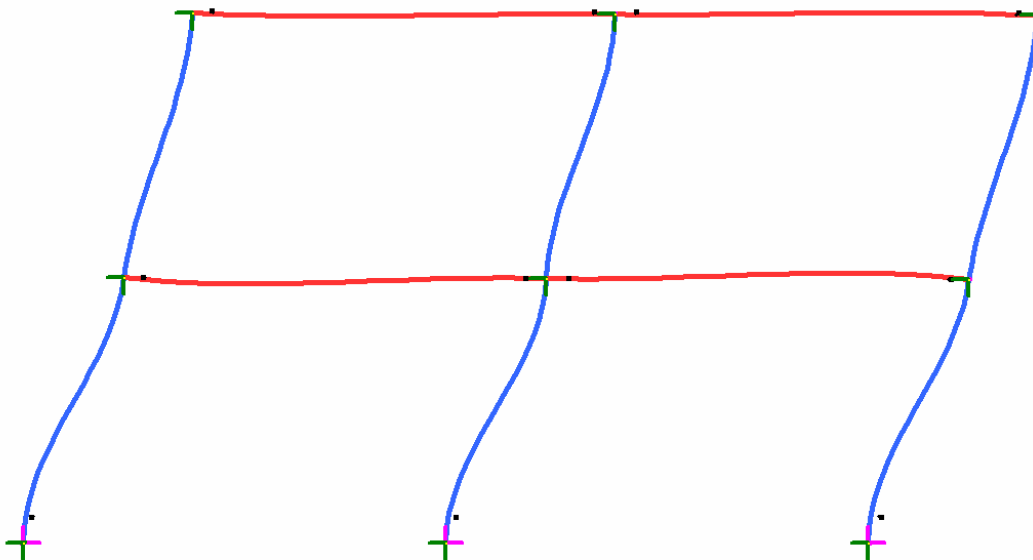


Figura 5.7: Modo di vibrare fondamentale $f=1.36$ Hz

5.4.2 Analisi dinamica modale con spettro elastico

Per fornire una stima del fattore di struttura q , come ampiamente discusso al paragrafo 4.8, è necessario individuare l'entità delle massime sollecitazioni flettenti registrate in prossimità del sistema di connessione per un azione sismica "elastica". L'analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico ha evidenziato per la trave un momento massimo negativo di 1177 kNm. La soglia di plasticizzazione per il sistema di connessione progettato è di 700kNm (vedi figura 5.6). Considerando un margine di tolleranza legato alla possibile ipotesi di dover ridurre le dimensioni dell'angolare o di modificarne la geometria dei fori (che sarà funzione dei parametri richiesti dalla tipologia di collegamento adottata), si ritiene opportuno applicare un fattore riduttivo al limite di proporzionalità elastico dell'angolare, per un valore pari al 20% M_y . Pertanto si avrà:

$$\frac{M_{TRAVE}(q=1)}{80\% M_{yGIUNTO}} = \frac{1170}{80\% \cdot 700} = 2.09 \cong 2$$

E' doveroso ricordare che la normativa fissa, nel caso di edifici prefabbricati, un fattore di struttura pari a 5 per strutture a telaio mentre per costruzioni con pilastri isostatici è assunto un valore di 3.75 (con riferimento a sistemi strutturali ad alta capacità dissipativa "CDA" $\rightarrow KD=1$, che soddisfano i criteri di regolarità in altezza $\rightarrow KR=1$). Appare quindi fortemente riduttivo assumere un coefficiente di struttura pari a 2. Verrà assunto ragionevolmente un valore di **q pari a 3**. Sarà un'analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo a dare supporto a questa assunzione.

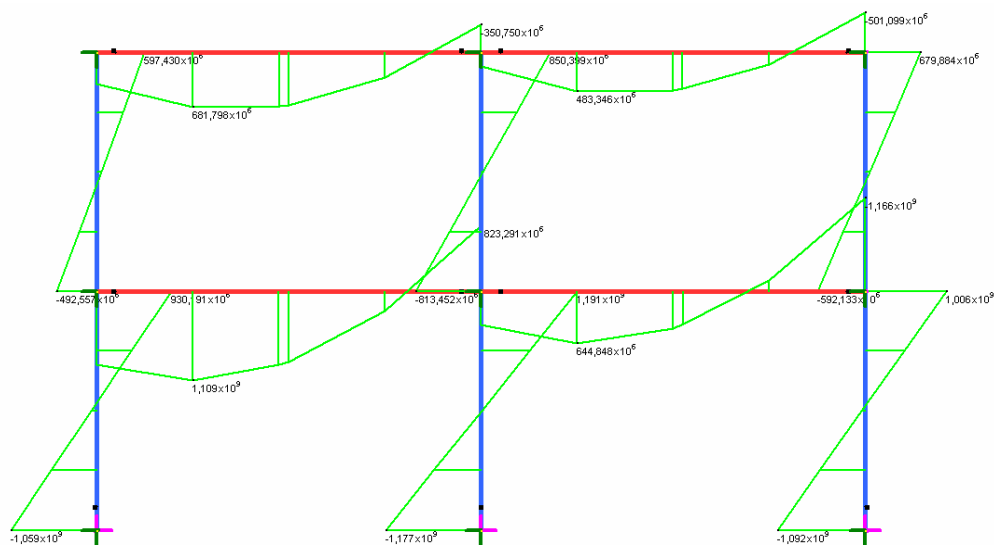
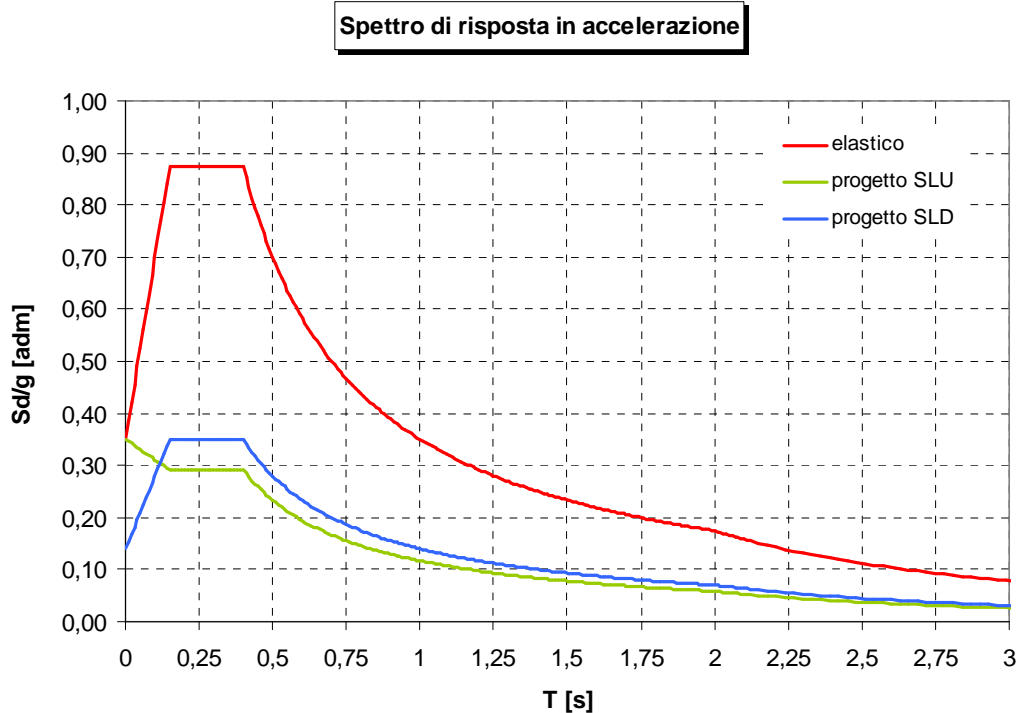


Figura 5.8: Diagramma delle sollecitazioni flettenti per analisi modale "elastica"

5.4.3 Analisi dinamica modale con spettro di progetto SLU

Determinato il fattore di struttura si è costruito lo spettro di progetto in accelerazione utile per l'analisi modale.



Per completezza, la figura sopra mostra anche gli spettri elastico e allo stato limite di danno, per fornire il quadro completo delle azioni sismiche applicate alla struttura.

Gli effetti prodotti dall'analisi modale, associati ai risultati della combinazione delle azioni statiche previste per la sismica, sono riassunti nella tabella che segue:

Sollecitazione da massimizzare			CENTRO Trave	BORDO Trave		Tmax	Nmax ⁺	Nmax ⁻
			Mmax ⁺	Mmax ⁺	Mmax ⁻			
DINAMICA Semipendolare +telato [q=3]	Trave 50x100	Comb.	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex
		M [kNm]	720	234	-670	-803	-803	531
		V [kN]	0	325	513	570	570	0
	N [kN]	23	23	23	23	23	-29	
	Pilastro 60x60	Comb.		+Ex = -Ex		+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex
		M [kNm]		420		-420	96	-420
V [kN]			104		104	32	104	
N [kN]		-1616		-1616	-280	-1616		
DINAMICA Connessioni con parziale vincolo d'incastro [q=3]	Trave 50x100	Comb.	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex
		M [kNm]	745	220	-472	-411	745	535
		V [kN]	20	340	477	497	20	25
	N [kN]	28	28	-14	28	28	-29	
	Pilastro 60x60	Comb.		+Ex = -Ex		+Ex = -Ex	+Ex = -Ex	+Ex = -Ex
		M [kNm]		396		396	87	396
V [kN]			158		158	29	158	
N [kN]		-1587		-1587	-285	-1587		

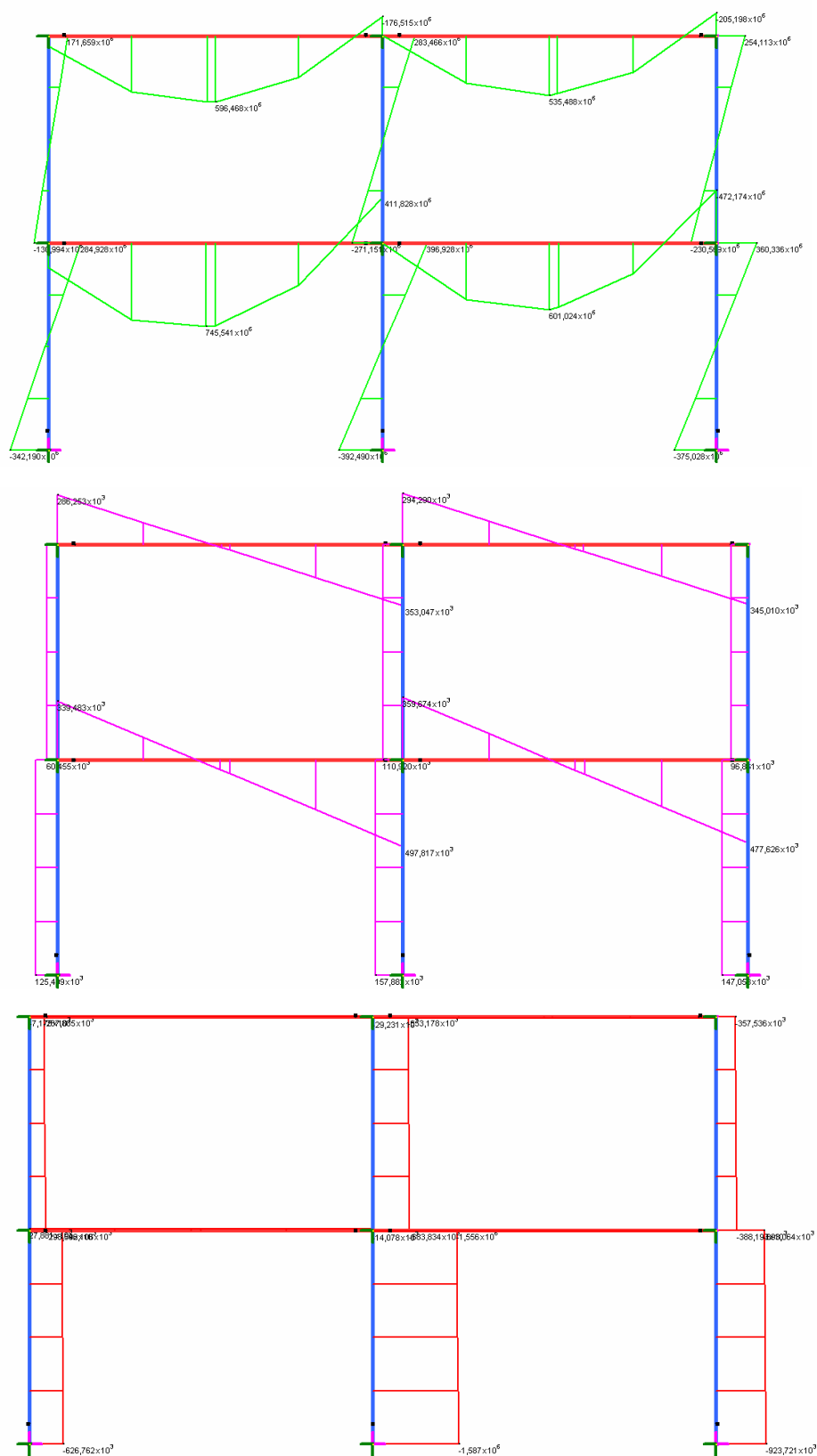


Figura 5.9: Diagramma delle sollecitazioni per analisi dinamica modale con $q=3$ e sisma proveniente da sinistra verso destra

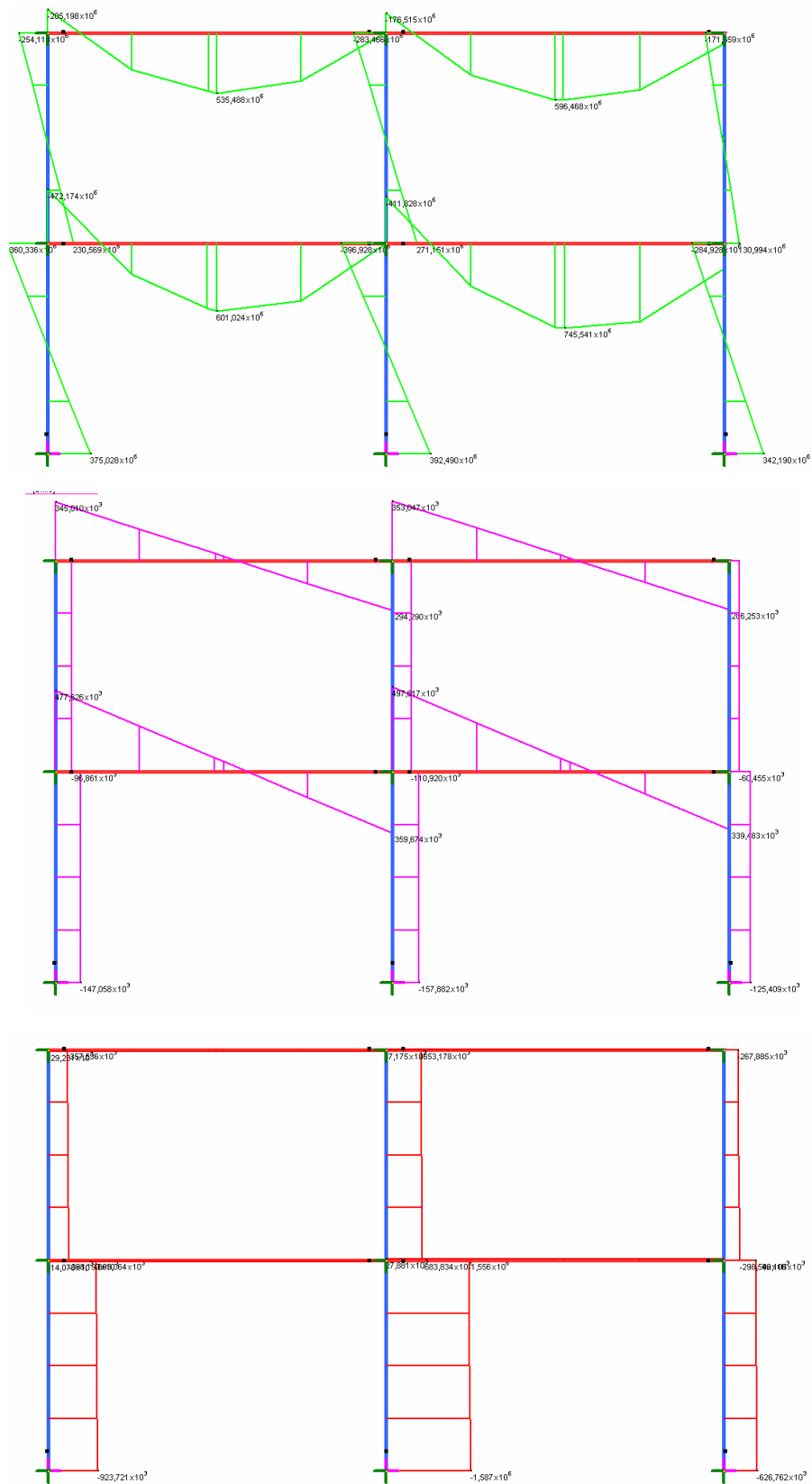


Figura 5.10: Diagramma delle sollecitazioni per analisi dinamica modale con $q=3$ e sisma proveniente da destra verso sinistra

Per validare le soluzioni fornite dal codice di calcolo, sono state poste a paragone le azioni di taglio registrate alla base della struttura con le stesse sollecitazioni calcolate applicando l'accelerazione spettrale alle masse totali dell'edificio. I risultati ottenuti hanno confermato la validità della soluzione numerica.

f [Hz]	PF [adm]	m [t]	Sd(q=1) [adm]	Sd(q=5) [adm]	V(q=1) [kN]	V(q=5) [kN]
1,364	0,94	307,27	0,486	0,097	1374	274
3,676	0,06	307,27	0,875	0,175	163	33

f [Hz]	V(q=1)			V(q=5)		
	Analitico [kN]	Straus [kN]	Err. [%]	Analitico [kN]	Straus [kN]	Err. [%]
1,364	1374	1349	1,8	274	270	1,6
3,676	163	166	-1,6	33	33	-0,9

5.4.4 Analisi dinamica modale con spettro di progetto SLE

Relativamente allo stato limite di danno la normativa impone che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

Pertanto sono stati registrati i massimi spostamenti interpiano osservati dal complesso strutturale sotto l'azione sismica richiesta per lo stato limite di danno.

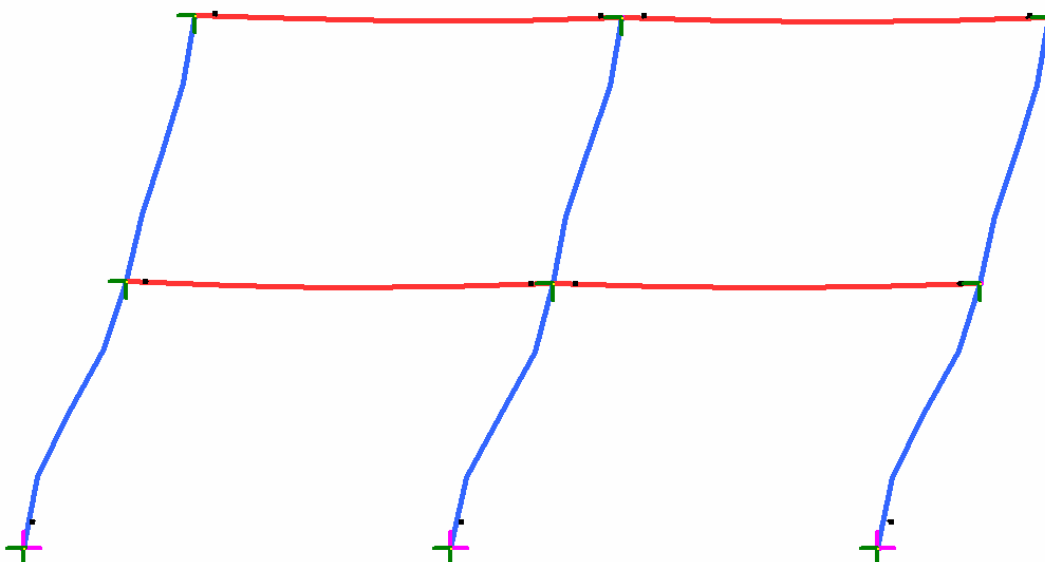


Figura 5.11: Configurazione deformata assunta dalla struttura sotto l'azione sismica per lo stato limite di danno

I risultati sono mostrati nel seguente prospetto riepilogativo:

		Semipendolare + telaio	Semi-incastro
Piano 1	[mm]	18	18
Piano 2	[mm]	29	30

Le soluzioni sono praticamente coincidenti. Ciò sta a dimostrare che i profili angolari, in termini deformativi, possiedono una rigidezza sufficiente per poterli paragonare ad un vincolo di incastro.

CAPITOLO 6

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

6.1 Generalità

In questo capitolo sono raccolte tutte le verifiche strutturali degli elementi che definiscono il complesso edilizio.

Le sollecitazioni statiche sono state utili per il dimensionamento geometrico delle travi (50x100) mentre le sollecitazioni dinamiche hanno portato alla definizione delle dimensioni in sezione dei pilastri (60x60). Sezioni di dimensioni inferiori avrebbero richiesto percentuali di armatura eccessiva e il mancato soddisfacimento di alcune verifiche di resistenza, specialmente per i pilastri, non contando le difficoltà di posa e fissaggio degli angolari sulle superfici in calcestruzzo. Inoltre la testata della trave, sagomata in modo tale da ospitare la mensola tozza accorpata al pilastro, richiede un quantitativo d'armatura notevole trattandosi di un meccanismo resistente del tipo tirante-puntone. Sezioni inferiori non avrebbero permesso la corretta gestione e posizionamento di tale armatura, se considerata associata alle armature a flessione della trave.

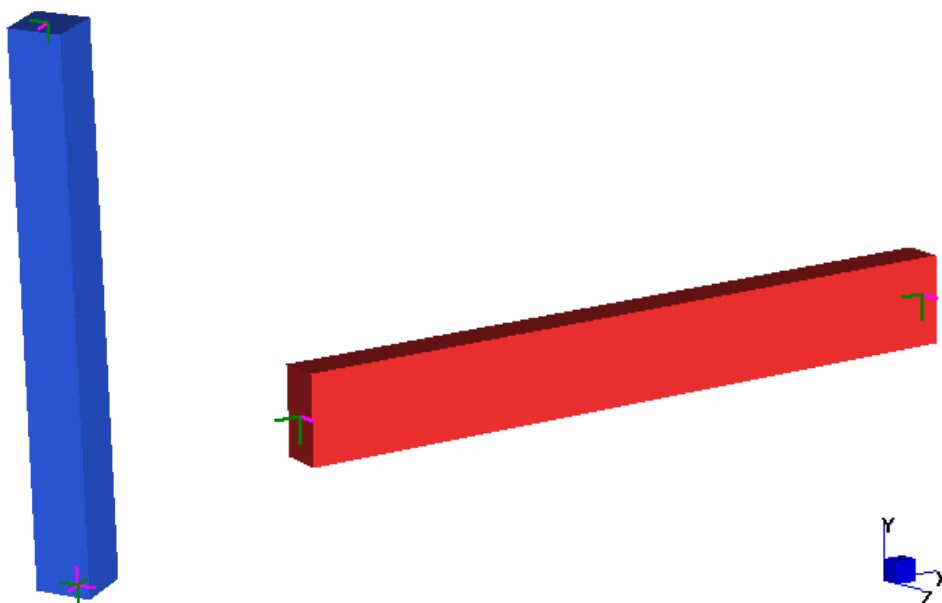


Figura 6.1: Ossatura portante realizzata con pilastri 60x60 e travi 50x100

Nei paragrafi che seguono sono mostrate alcune tabelle riepilogative delle fasi di verifica di travi e pilastri in calcestruzzo, relativamente alle sollecitazioni date dall'analisi statica. Il dimensionamento di tutti gli altri elementi strutturali seguirà le regole imposte dal principio di gerarchia delle resistenze.

6.2 Verifica statica degli elementi strutturali

6.2.1 Travi prefabbricate in c.a.

	elemento 0 Caratteristiche sollecitazione M _{Sd} [kNm] 1057 V _{Sd} [kN] 0 N _{Sd} [kN] -12	TRAVE 50X100 M max + Combinaz. SLU - 2 Tipo sez. Rettangolare
--	--	--

Verifica a pressoflessione [D.M. 09.01.96]

Rottura della sezione in CAMPO 2

Prescrizioni da normativa [D.M. 09.01.96]	A _s [mm ²] 3588 A _c [mm ²] 500000 A _s > 0,15 % A _c	Armatura longitudinale in zona tesa Area della sezione di cls VERIFICA SODDISFATTA
---	--	---

Dominio di resistenza per sezioni presso-inflesse

Caratteristiche sollecitazione	elemento	0	TRAVE 50X100 M max	
	M_{sdu} [kNm]	-407	Combinaz.	SLU - 2
	V_{sdu} [kN]	712	Tipo sez.	Rettagonolare
	N_{sdu} [kN]	-12		

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

Titolo: N° strati barre: Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	500	1000	1	2526	50
			2	402	950

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N_{Sd} kN
M_{xSd} kNm
M_{ySd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali: FeB44k / C40/50

ϵ_{su} ‰ ϵ_{cu} ‰
 f_{yd} N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s N/mm² α ?
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Barre: N°

As Calcola Inserisci

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ mm Col. modello

Precompresso

Verifica a pressoflessione [D.M. 09.01.96]

Rottura della sezione in CAMPO 2

Prescrizioni da normativa [D.M. 09.01.96]	A _s [mm²]	2526	
	A _c [mm²]	500000	
	A _s >	0,15 % A _c	

Armatura longitudinale in zona tesa

Area della sezione di cls

VERIFICA SODDISFATTA

Dominio M-N

trave 50x100

M [kNm]

N [kN]

— MRd
● MSd

N_{Sd} kN M_{Sd} kNm

Valori Infittisci punti

Dominio di resistenza per sezioni presso-inflesse

				TRAVE 50X100 (Taglio max)	
Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50		
	ϵ_s	[adm]	1,5		
	f_{yk}	[MPa]	430	Combinaz.	SLU -2
	ϵ_{yk}	[adm]	1,15	Tipo sez.	Rettangolare
Caratteristiche sollecitazione	elemento		0		
	M_{sdu}	[kNm]	-407		
	V_{sdu}	[kN]	712		
	N_{sdu}	[kN]	-12	<i>(Valore positivo se di compressione)</i>	
	x_0	[m]	3,60	<i>Punto di momento massimo*</i>	
Caratteristiche elemento	b	[mm]	500	<i>Base della sezione</i>	
	h	[mm]	1000	<i>Altezza della sezione</i>	
	b_w	[mm]	500	<i>Lunghezza della membratura resistente a taglio</i>	
	d	[mm]	950	<i>Altezza utile della sezione</i>	
	A_{sl}	[mm ²]	2526	<i>Armatura longitudinale di trazione</i>	
	$\phi_{l,min}$	[mm]	16	<i>Armatura longitudinale minima</i>	
	r	[mm]	1	<i>Coefficiente amplificativo</i>	
	ρ	[adm]	0,01	<i>Rapporto di armatura tesa</i>	
	M_0	[kNm]	2,00	<i>Momento di decompressione</i>	
	ρ	[adm]	1,00	<i>Coefficiente di sollecitazione</i>	
Capacità portante [D.M. 09.01.96]	V_{sdu}	[kN]	712 > 258	V_{rd1}	Resistenza a TAGLIO <u>NECESSARIO ARMARE A TAGLIO</u>
Armatura trasversale	ϕ_s	[mm]	10	<i>Diametro staffe</i>	
	n	[adm]	2	<i>Bracci staffe</i>	
	A_{sw}	[cm ²]	1,57	<i>Area staffe</i>	
	$A_{st,min}$	[cm ² /m]	6,425	<i>Area di staffaggio minima</i>	
	s = min	[cm]	24,45		
		[cm]	33,00	<i>Passo staffe max in zona centrale</i>	
	s, centrale	[cm]	76,00	<i>[0,8xd]</i>	
		[cm]	30	Passo staffe adottato in zona centrale	
	s, appoggio	[cm]	19	<i>Passo staffe max in zona appoggio [12x $\phi_{l,min}$]</i>	
	s, appoggio	[cm]	12	Passo staffe adottato in zona appoggio	
$L_{r, appoggio}$	[cm]	95	<i>Lunghezza zona appoggio*(Armatura minima)</i>		
$L_{r, appoggio}$	[cm]	191	<i>Lunghezza zona appoggio*(Armatura di progetto)</i>		
Verifica del conglomerato [D.M. 09.01.96]	α	[°]	90	<i>Inclinazione armatura a taglio (rispetto orizzontale)</i>	
	V_{sdu}	[kN]	712 < 3943	V_{rd2}	Resistenza BIELLE COMPRESSE <u>VERIFICA DEL CONGLOMERATO SODDISFATTA</u>
Verifica dell'armatura trasversale [D.M. 09.01.96]	V_{cd}	[kN]	490	<i>Resistenza a trazione del cls</i>	
	V_{wd}	[kN]	418 > 356	<i>Resistenza dell'armatura trasversale (>$V_{sdu}/2$)</i>	
	V_{sdu}	[kN]	712 < 908	V_{rd3}	Resistenza ARMATURA D'ANIMA <u>VERIFICA DELL'ARMATURA D'ANIMA SODDISFATTA</u>

* a partire dall'estremo dove si registra il taglio massimo

6.2.2 Pilastri prefabbricati in c.a.

elemento	0	PILASTRO 60X60 M max		
Caratteristiche sollecitazione	M _{sdu} [kNm] 108			Combinaz. SLU - 2
	V _{sdu} [kN] 45			Tipo sez. Rettangolare
	N _{sdu} [kN] 502			
Caratteristiche elemento	b [mm] 600	Base della sezione		
	h [mm] 600	Altezza della sezione		
	A _c [cm ²] 3600	Area della sezione in cls		
Sollecitazioni di progetto [D.M. 09.01.96]	e _a = max [mm] 20	Eccentricità geometrica		
	[mm] 20	[lato massimo di sezione/30]		
	M _{sdu, tot} [kNm] 118			
	N _{sdu} [kN] 502			

Verifica a pressoflessione [D.M. 09.01.96]

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

Titolo: pilastro 600x600

N° strati barre 2

N°	b [mm]	h [mm]	N°	A _s [mm ²]	d [mm]
1	600	600	1	1018	50
			2	1018	550

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{sdu} 502 kN
M_{sdu} 118 kNm
V_{sdu} 0 kN

P.to applicazione N: Centro

Materiali: FeB44k, C40/50

σ_{su} 10 ‰, σ_{cu} 3,5 ‰
f_{yd} 373,9 N/mm², f_{cd} 25 N/mm²
E_s 200.000 N/mm², α 0,85
E_s/E_c 15, f_{cc}/f_{cd} 0,8
σ_{s,adm} 1.870 ‰, σ_{c,adm} 14,75 N/mm²
τ_{s,adm} 255 N/mm², τ_{c1} 2,4

M_{xRd} 328,4 kNm
σ_c -21,18 N/mm²
σ_s 373,9 N/mm²
ε_c 1,884 ‰, ε_s 10,00 ‰
d 550,0 mm
x 87,21 mm, x/d 0,1586
δ 0,7000

Metodo di calcolo: S.L.U.+, Metodo n
Tipo flessione: Retta

Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello

Precompresso

Prescrizioni da normativa [D.M. 09.01.96]	f _{yd} [MPa] 374	Armatura longitudinale di progetto VERIFICA SODDISFATTA
	A _s [mm ²] 2036	
	ρ = 0,3%-6%	
	A _s > 0,15 N _{sdu} /f _{yd}	

Dominio di resistenza per sezioni presso-inflesse

Dominio M-N

pilastro 600x600

N_{sdu} 502 kN, M_{sdu} 118 kNm

Valori, Infiltrisci punti

Caratteristiche sollecitazione	elemento	0	PILASTRO 60X60 N max
	M_{sdu} [kNm]	0	
	V_{sdu} [kN]	0	
Caratteristiche elemento	N_{sdu} [kN]	2520	Combinaz. SLU - 1
	b [mm]	600	Tipo sez. Rettangolare
	h [mm]	600	Base della sezione
	A_c [cm ²]	3600	Altezza della sezione
Sollecitazioni di progetto [D.M. 09.01.96]	$e_a = \max$ [mm]	20	Eccentricità geometrica
	[mm]	20	[lato massimo di sezione/30]
	$M_{sdu, tot}$ [kNm]	50	
	N_{sdu} [kN]	2520	

Verifica a pressoflessione [D.M. 09.01.96]

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo: pilastro 600x600

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm ²]	d [mm]
1	600	600	1	763	50
			2	763	550

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Sd} 2520 kN
 M_{xSd} 50 kNm
 M_{ySd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro
 Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB44k, C40/50

ϵ_{su} 10 ‰, ϵ_{cu} 3.5 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm², f_{cd} 25 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm², α 0.85
 E_s/E_c 15, f_{cc}/f_{cd} 0.8
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², $\sigma_{c,adm}$ 14.75 N/mm²
 τ_{co} 0.8667, τ_{c1} 2.4

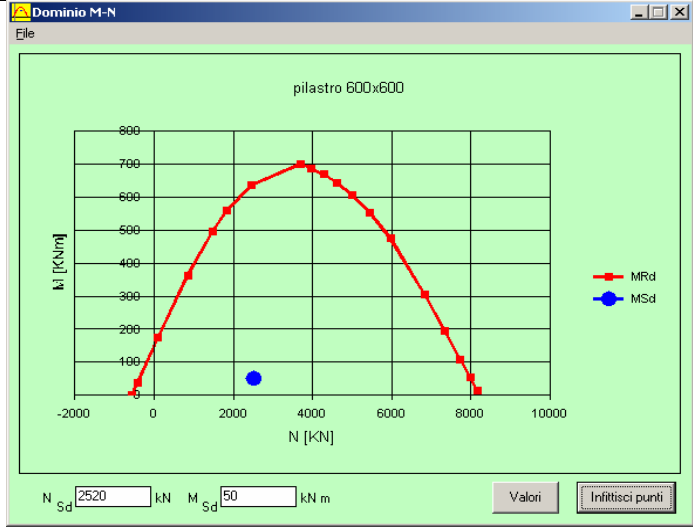
M_{xRd} 642.7 kNm
 σ_c -21.25 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_c 3.500 ‰
 ϵ_s 4.385 ‰
 d 550.0 mm
 x 244.1, x/d 0.4439
 δ 0.9948

Metodo di calcolo: S.L.U.+, Metodo n
 Tipo flessione: Retta, Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd, Dominio M-N
 L₀ 0 mm, Col. modello
 Precompresso

Rottura della sezione in CAMPO 3

Prescrizioni da normativa [D.M. 09.01.96]	f_{yd} [MPa]	374	Amatura longitudinale di progetto <u>VERIFICA SODDISFATTA</u>
	A_s [mm ²]	1526	
	ρ	= 0,3%÷6%	
	A_s	> 0,15 N_{sd}/f_{yd}	

Dominio di resistenza per sezioni presso-inflesse



elemento		0	PILASTRO 60X60 N max -	
Caratteristiche sollecitazione	M _{sdu} [kNm]	0		
	V _{sdu} [kN]	0		
	N _{sdu} [kN]	2520		
Combinaz.		SLU - 1	Tipo sez. Rettangolare	
Ipotesi semplificative di analisi	SI ASSUME L'IPOTESI CHE LA STRUTTURA SIA DOTATA DI APPOSITI SISTEMI DI CONTROVENTAMENTO TALI DA CONSIDERARE LA STRUTTURA STESSA A NODI FISSI. NON E' NECESSARIO RICORRERE AD ANALISI PIU' COMPLESSE PER VALUTARE LA DEFORMAZIONE STRUTTURALE COMPLESSIVA. SI RICORRE AL METODO DELLA COLONNA MODELLO PER LA VERIFICA DELL'INSTABILITA' LOCALE			
Caratteristiche elemento	b [mm]	600	Base della sezione	
	h [mm]	600	Altezza della sezione	
	A _c [cm ²]	3600	Area della sezione in cls	
	J _{min} [mm ⁴]	1,08E+10	Momento d'inerzia minimo	
	i _{min} [mm]	173	Raggio giratorio minimo	
	L [mm]	5000	Lunghezza elemento	
Calcolo della snellezza dell'elemento [D.M. 09.01.96]	Vincolo [adm]	incastro-appoggio		
	L ₀ [mm]	4000	Lunghezza libera d'inflessione	
	λ [adm]	23	Snellezza	
	λ* [adm]	24	Snellezza limite	
	λ <	λ*	ELEMENTO TOZZO - VERIFICA AD INSTABILITA' SODDISFATTA	
Sollecitazioni di progetto [D.M. 09.01.96]	e _{ni} = max [mm]	20	Eccentricità non intenzionale	
	[mm]	13	[L ₀ /300]	
M _{sdu,tot} [kNm]	50			
N _{sdu} [kN]	2520			

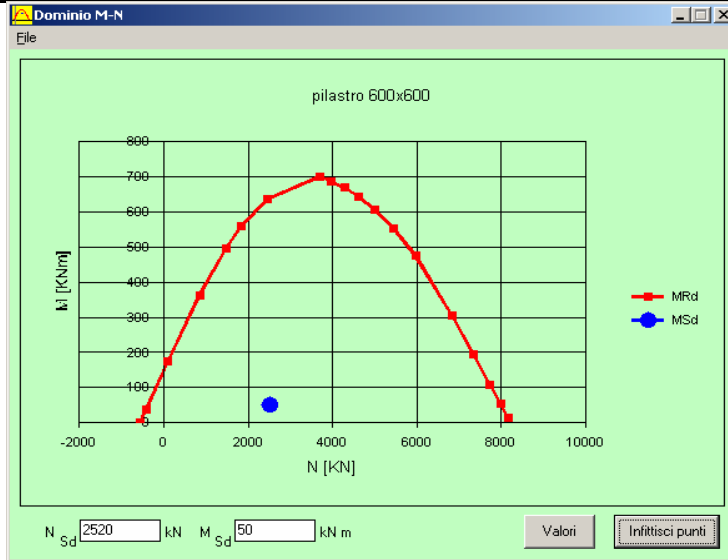
Verifica a pressoflessione per instabilità locale [D.M. 09.01.96]

Rottura della sezione in CAMPO 3

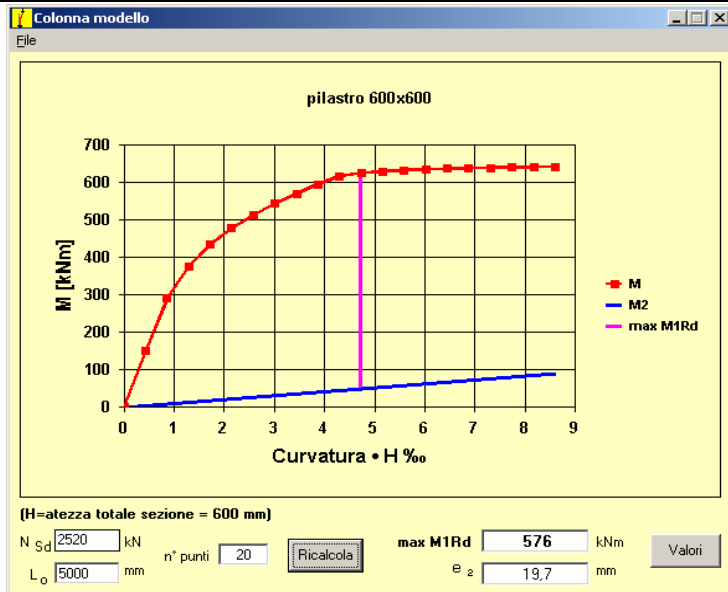
elemento		0		PILASTRO 60X60 N max -	
Sollecitazioni di progetto [D.M. 09.01.96]	$M_{sdu, tot}$	[kNm]	50		
	V_{sdu}	[kN]	0		
	N_{sdu}	[kN]	2520		
Combinaz.		SLU - 1		Tipo sez. Rettangolare	

Prescrizioni da normativa [D.M. 09.01.96]	f_{yd}	[MPa]	374	<i>Armatura di progetto a pressoflessione per instabilità</i> VERIFICA SODDISFATTA
	A_s	[mm ²]	1526	
	ρ	=	0,3%÷6%	
	A_s	>	0,15 N_{sd}/f_{yd}	

Dominio di resistenza per sezioni presso-inflesse



Verifica ad instabilità secondo il metodo della colonna modello [D.M. 09.01.96]



N_{sd}	[kN]	2520	n° punti	20	$\max M1Rd$	[kNm]	576
L_o	[mm]	5000	e_2	[mm]	19,7		

e_2 [mm] 19,7 Eccentricità del secondo ordine
 M_{rd1} [kNm] 576 Momento resistente del primo ordine
 $M_{sdu, tot} < M_{rd1}$

VERIFICA AD INSTABILITA' SODDISFATTA

				PILASTRO 60X60 T max		
Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50			
	σ_c	[adm]	1,5			
	f_{yk}	[MPa]	430	Combinaz.	SLU - 2	
	σ_s	[adm]	1,15	Tipo sez.	Rettangolare	
Caratteristiche sollecitazione	elemento		0			
	M_{sdu}	[kNm]	-108			
	V_{sdu}	[kN]	45			
	N_{sdu}	[kN]	502	<i>(Valore positivo se di compressione)</i>		
Caratteristiche elemento	b	[mm]	600	Base della sezione		
	h	[mm]	600	Altezza della sezione		
	b_w	[mm]	600	Lunghezza della membratura resistente a taglio		
	d	[mm]	550	Altezza utile della sezione		
	A_{sl}	[mm ²]	763	Armatura longitudinale di trazione		
	$\sigma_{l,min}$	[mm]	18	Armatura longitudinale minima		
	$\sigma_{l,max}$	[mm]	18	Armatura longitudinale massima		
	r	[mm]	1,05	Coefficiente amplificativo		
	σ_t	[adm]	0,00	Rapporto di armatura tesa		
	M_0	[kNm]	50,20	Momento di decompressione		
	σ	[adm]	1,46	Coefficiente di sollecitazione		
Capacità portante <i>[D.M. 09.01.96]</i>	V_{sdu}	[kN]	45 < 242	V_{rd1}	Resistenza a TAGLIO <u>ARMATURA MINIMA DA REGOLAMENTO</u>	
Armatura trasversale	Per pilastri	$\sigma_s = \max$	[mm]	6	Diametro staffe minimo	
			[mm]	5	$[0,25 \times \sigma_{l,max}]$	
		s = min	[cm]	25	Passo staffe massimo	
			[cm]	27	$[15 \times \sigma_{l,min}]$	
	Minima da regolamento	σ_s	[mm]	10	Diametro staffe	
		n	[adm]	2	Bracci staffe	
		A_{sw}	[cm ²]	1,57	Area staffe	
		$A_{st,min}$	[cm ² /m]	6,825	Area di staffaggio minima	
		s = min	[cm]	23,02		
			[cm]	33,00	Passo staffe max in zona centrale	
			[cm]	44,00	$[0,8 \times d]$	
	s	[cm]	22	Passo staffe max in zona appoggio $[12 \times \sigma_{l,min}]$		
	Di progetto	$s_{centrale}$	[cm]	25	Passo staffe adottato in zona centrale	
$s_{appoggio}$		[cm]	25	Passo staffe adottato in zona appoggio		
$L_{appoggio}$		[cm]	55	Lunghezza zona appoggio* (Armatura minima)		
$L_{appoggio}$		[cm]	#RIF!	Lunghezza zona appoggio* (Armatura di progetto)		
Verifica del conglomerato <i>[D.M. 09.01.96]</i>	α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio (rispetto orizzontale)		
	V_{sdu}	[kN]	45 < 2739	V_{rd2}	Resistenza BIELLE COMPRESSE <u>VERIFICA DEL CONGLOMERATO SODDISFATTA</u>	
Verifica dell'armatura trasversale <i>[D.M. 09.01.96]</i>	V_{cd}	[kN]	496	Resistenza a trazione del cls		
	V_{wd}	[kN]	116 > 22,5	Resistenza dell'armatura trasversale ($> V_{sdu}/2$) <u>$V_{sdu}/2$ ASSORBITO DALL' ARMATURA TRASVERSALE</u>		
	V_{sdu}	[kN]	45 < 612	V_{rd3}	Resistenza ARMATURA D'ANIMA <u>VERIFICA DELL'ARMATURA D'ANIMA SODDISFATTA</u>	

* a partire dall'estremo dove si registra il taglio massimo

6.2.3 Verifica di deformabilità

La verifica dello stato limite di deformazione ha lo scopo di evitare che, a causa dell'eccessiva deformabilità degli elementi strutturali di calcestruzzo armato, possano verificarsi, in condizioni normali di esercizio, danni agli elementi portanti oppure vengano meno le condizioni di utilizzazione della struttura.

Poiché il calcolo della deformabilità delle travi secondo la procedura esatta risulta di difficile applicazione, verrà usata la verifica semplificata. Per sezioni rettangolari, aventi luce di calcolo fino a 10m, la verifica di deformabilità si intenderà soddisfatta se il rapporto fra luce di calcolo e altezza della trave risulta inferiore ai valori minimi ammessi.

Nel caso in esame, trattandosi di una trave di sezione piuttosto importante (500x1000), la verifica a deformabilità sarà sicuramente soddisfatta. Infatti:

$$\frac{L}{h} = \frac{8000}{1000} = 8 < 20$$

(20 è il valore limite per travi semplicemente appoggiate).

6.3 Verifica sismica degli elementi strutturali

Prima di affrontare la parte di verifica vera e propria degli elementi che compongono l'organismo strutturale, è di primaria importanza stabilire l'entità delle sollecitazioni con cui andrà a svolgersi la progettazione.

E' richiesta una progettazione in classe di duttilità alta (CDA).

6.3.1 La gerarchia delle resistenze

E' noto che gli edifici in cemento armato posseggono una adeguata capacità di dissipare energia, ma perché si verifichi questa condizione, le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, evitando al contempo che si manifestino negli elementi meno duttili dei meccanismi di resistenza di tipo fragile.

Il procedimento per conseguire tale risultato va sotto il nome di GERARCHIA DELLE RESISTENZE.

Nel caso esaminato, gli elementi capaci di offrire deformazioni anelastiche, quindi dotati di adeguate caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile, sono il giunto trave-colonna e il collegamento alla base del

pilastro. In genere, per le costruzioni ordinarie, il principio di gerarchia delle resistenze stabilisce che il nodo trave-colonna deve risultare più resistente di trave e pilastro, allontanando in questo modo la formazione di meccanismi duttili in prossimità del nodo evitando il conseguente collasso parziale o totale della struttura. Pertanto dovranno essere rivisti alcuni punti nella scala della classificazione delle resistenze:

- Travi e pilastri più resistenti dei collegamenti;
- Elementi di connessione (spinotti, barre o quant'altro) più resistenti dell'elemento dissipativo del sistema di giunto (profilo angolare);
- Resistenza a taglio maggiore della resistenza flessionale;
- Resistenza delle fondazioni maggiore della resistenza della sovrastruttura.

Seguendo questi punti sono state definite le sollecitazioni di progetto per ciascun elemento strutturale.

Nelle tabelle, a partire dalle pagine a seguire, sono presentate, in forma compatta, le verifiche adottate secondo normativa. Ora, alla luce di quanto esposto, riportiamo le formulazioni che hanno portato al calcolo delle sollecitazioni di progetto.

- PROFILO ANGOLARE

$$\begin{cases} M_{sd} = M_{analisi} \\ V_{sd} = V_{analisi} \end{cases}$$

- TRAVE

$$\begin{cases} M_{sd} = \gamma_{trave} M_{rd,angolare} = 1.2 \cdot M_{rd,angolare} \\ V_{sd} = da \cdot gerarchia \cdot delle \cdot resistenze \end{cases}$$

- PILASTRO

$$\begin{cases} M_{sd} = \gamma_{pil} \cdot M_{rd,angolare} = 1.2 \cdot M_{rd,angolare} \\ V_{sd} = da \cdot gerarchia \cdot delle \cdot resistenze \end{cases}$$

- ELEMENTI DI CONNESSIONE (BARRE O SPINE)

Sollecitazioni di progetto a partire dall'entità del momento sollecitante di progetto della trave individuato al precedente punto

Il momento resistente della connessione è rappresentato dal valore della sollecitazione flettente che comporta la nascita della prima zona plastica per l'angolare.

6.3.2 Verifica di resistenza della trave

Caratteristiche materiale	R_{ck} [MPa]	50	PROGETTO a flessione TRAVE per M_{sd} pari ad alfa volte (=1,2) il M_y della connessione
	α_c [adm]	1,5	
	f_{yk} [MPa]	430	Combinaz. +Ex--Ex
	α_s [adm]	1,15	Tipo sez. Rettangolare
Caratteristiche sollecitazione	elemento	0	
	$M_{analisi}$ [kNm]	-472	
	$M_{connessione}$ [kN]	-700	
Caratteristiche elemento	M_{sdu} [kN]	-840	
	b [mm]	500	Larghezza della sezione di trave
	h [mm]	1000	Altezza della sezione di trave
	d_1 [mm]	500	Larghezza della sezione di pilastro
	d_2 [mm]	500	Altezza della sezione di pilastro
Verifica di duttilità - Limiti geometrici [O.P.C.M. 3274.03]	CLASSE DI DUTTILITA'		CDA
	b [mm]	500 > 200	[?20cm]
	b [mm]	500 < 1000	[?d1+d2]
	b/h [adm]	0,5 > 0,25	[?0.25]

Verifica a pressoflessione [D.M. 09.01.96]

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. 2

Titolo: **trave 500x1000**

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	500	1000	1	3057	50
2			2	3057	950

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{sdu} 0 kN
 M_{sdu} 840 kNm
 M_y 0 kNm
 M_z 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1.036 kNm

Materiali: **FeB44k** **C40/50**

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{cu} 3,5
 f_{yd} 373,9 N/mm² f_{cd} 25
 E_s 200.000 N/mm² α 1
 $E_s \cdot \epsilon_{cC}$ 15 f_{cc} / f_{cd} 0,8
 $\sigma_{s,adm}$ 1,870 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -22,03 N/mm²
 σ_{cs} 373,9 N/mm²
 ϵ_c 1,311 ‰
 ϵ_{cs} 10,00 ‰
 d 950,0 mm
 x 110,1 x/d 0,1159
 δ 0,7000

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Verifica di duttilità - Armatura longitudinale [O.P.C.M. 3274.03]	$A_{s,tesa}$ [mm²]	3057	Armatura di progetto in zona tesa
	$A_{s,compres}$ [mm²]	3057	Armatura di progetto in zona compressa
	ρ	=	$(1,4f_{yk}) \div (\rho_{compres} + (3,5f_{yk}))$

SEGUIRE DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER LE ARMATURE DELLE TRAVI [O.P.C.M. 3274.03]

Dominio di resistenza per sezioni presso-inflesse

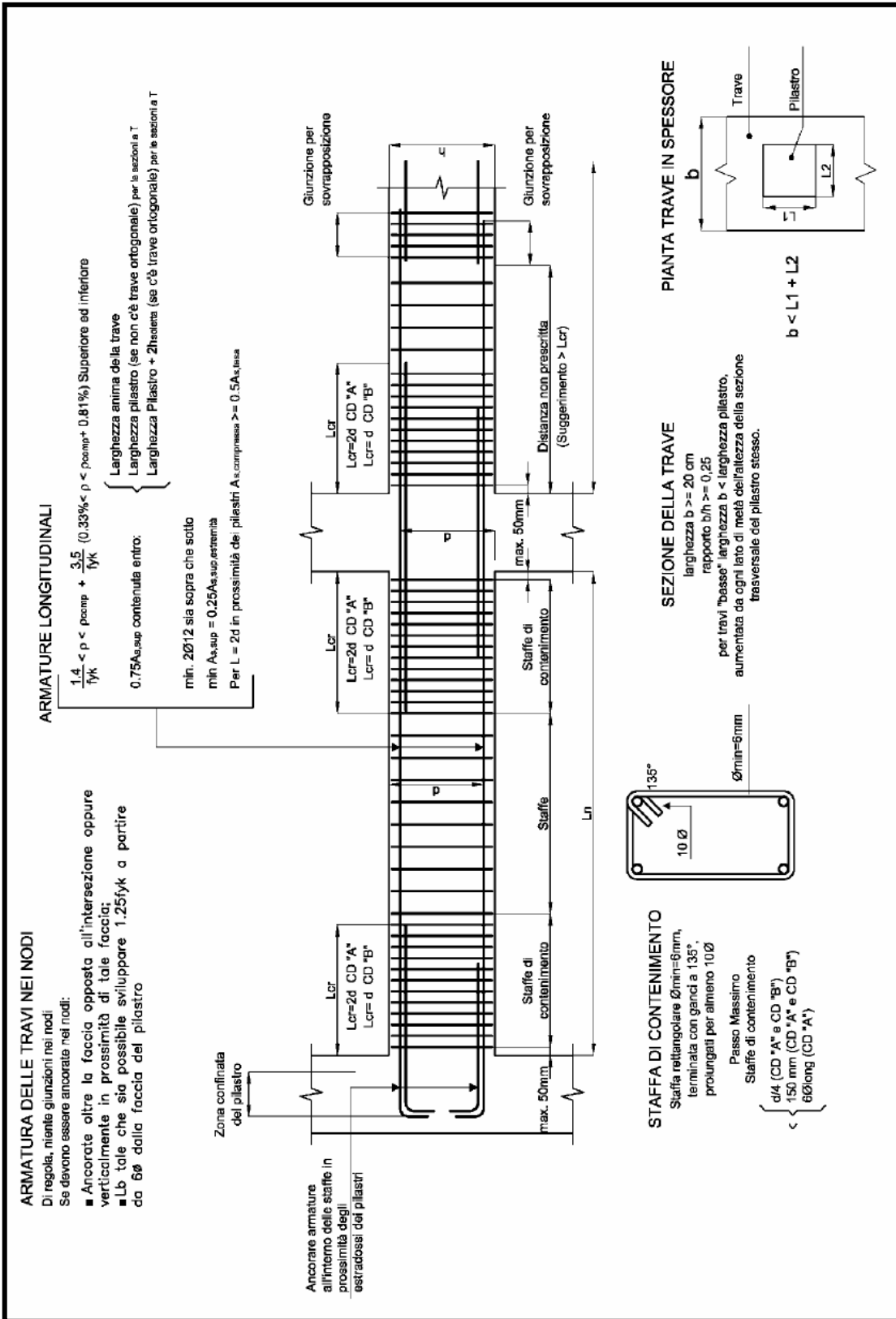
Dominio M-N

trave 500x1000

N_{sdu} 0 kN M_{sdu} 840 kNm

Valori Infiltrici punti

				TRAVE 50X100 Taglio		
Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50			
	ρ_c	[adm]	1,5			
	f_{yk}	[MPa]	430	Combinaz.	+Ex=-Ex	
	ρ_s	[adm]	1,15	Tipo sez.	Rettagonolare	
Sollecitazioni date dall'analisi	elemento		0			
	M_{sdu}	[kNm]	-472			
	V_{sdu}	[kN]	477			
	N_{sdu}	[kN]	-14			
Caratteristiche elemento	b	[mm]	500	Larghezza della sezione di trave		
	h	[mm]	1000	Altezza della sezione di trave		
	b_w	[mm]	500	Larghezza dell'anima della trave		
	d	[mm]	950	Altezza utile della trave		
	l	[m]	8,00	Lunghezza della trave		
	ρ	[kN/m ³]	25	Densità dell'elemento		
CLASSE DI DUTTILITA'				CDA		
Momenti resistenti delle sezioni di estremità	Mrd,A	[kNm]	1036	Momento resistente di progetto estremo A		
	Mrd,B	[kNm]	1036	Momento resistente di progetto estremo B		
	ρ_{rd}	[adm]	1,20	Fattore di sovrarresistenza		
Condizioni elementari di carico	P.P.	[kN/m]	12,50	Peso proprio elemento strutturale		
	P.P.	[kN/m]	46,40	Peso proprio solaio alveolare e cappa strutturale		
	Perm.	[kN/m]	18,00	Massetto alleggerito		
	Perm.	[kN/m]	4,00	Pavimentazione		
	Perm.	[kN/m]	1,20	Impermeabilizzazione		
	Var.	[kN/m]	40,00	Folla		
	Var.	[kN/m]	10,24	Neve		
Contributo di taglio - trave incernierata agli estremi [O.P.C.M. 3274.03]	Gk, 1°solaio	[kN/m]	80,90	Permanenti 1°solaio		
	Gk, 2°solaio	[kN/m]	78,10	Permanenti solaio di copertura		
	Qk, 1°solaio	[kN/m]	40,00	Variabili 1°solaio		
	Qk, 2°solaio	[kN/m]	10,24	Variabili solaio di copertura		
	Gd, calcolo	[kN/m]	113,26	Permanente di calcolo SLU		
	Qd, calcolo	[kN/m]	60,00	Variabile di calcolo SLU		
Sforzo di taglio di calcolo [O.P.C.M. 3274.03]	$V_{0,max}$	[kN]	693,04	Contributo carichi gravitazionali		
	$V_{0,min}$	[kN]	453,04			
	$V_{Mrd,min}$	[kN]	310,80	Contributo momenti resistenti		
	Vsd,max	[kN]	1004	Taglio sollecitante massimo		
	Vsd,min	[kN]	142	Taglio sollecitante minimo		
Verifica dell'armatura trasversale [O.P.C.M. 3274.03]	ρ_{Rd}	[MPa]	0,48	$[Rck^{(2/3)/28}]$		
	V_{cd}	[kN]	0	Contributo del cls alla resistenza a taglio		
	Vsd,max	<	2302	$[10 (\rho_{Rd} b_w d)]$		
	Vsd,min	<	2302	$[10 (\rho_{Rd} b_w d)]$		
					<u>ARMATURA DI DUTTILITA'</u>	
	Vsd,max	<	3454	$[15 (\rho_{Rd} b_w d)]$		
Vsd,min	<	3454	$[15 (\rho_{Rd} b_w d)]$			
<u>VERIFICA SODDISFATTA</u>						
Verifica di duttilità - Armatura trasversale [O.P.C.M. 3274.03]	ρ_s	[mm]	10	Diametro staffe		
	n	[adm]	2	Bracci staffe		
	A_{sw}	[cm ²]	1,57	Area staffe		
	$A_{st,min}$	[cm ² /m]	6,43	$[0,1(1+0,15d/b_w)b_w]$		
	s = min	[cm]	24			
	s = min	[cm]	33	[33cm]		
	s = min	[cm]	76	[0,8d]		
	s centrale	[cm]	25	Passo staffe adottato in zona centrale		
	$\rho_{,long}$	[mm]	16	Diametro minimo armatura longitudinale		
	s = min	[cm]	24	[0,25d]		
	s = min	[cm]	15	[15cm]		
s = min	[cm]	10	[6 ($\rho_{,long}$)]			
s critico	[cm]	10	Passo staffe adottato in zona critica			
L_{cr}	[cm]	190	Estensione zona critica [2d]			



6.3.3 Verifica di resistenza del pilastro

Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50	PILASTRO 50X50 [M max + N max]
	f_c	[adm]	1,5	
	f_{yk}	[MPa]	430	
	f_s	[adm]	1,15	
Combinaz.		+Ex-Ex		
Tipo sez.		Rettangolare		
Sollecitazioni date dall'analisi	elemento		0	
	M_{sdu}	[kNm]	396	
	V_{sdu}	[kN]	158	
	N_{sdu}	[kN]	1571	
Sollecitazione flettente di calcolo [O.P.C.M. 3274.03]	η	[adm]	1,20	fattore di sovrarresistenza
	$M_{rd, angolare}$	kNm	700	Momento resistente per l'angolare
	M_{sdu}	[kNm]	840	
	Caratteristiche elemento			
d_1	[mm]	600	Larghezza della sezione di pilastro	
d_2	[mm]	600	Altezza della sezione di pilastro	
L	[m]	5	Lunghezza del pilastro	
Verifica di duttilità - Limiti geometrici [O.P.C.M. 3274.03]	CLASSE DI DUTTILITA'			
	b	[mm]	600 > 200	CDA [?30cm]
	b/h	[adm]	1 > 0,30	[?0.30]

Verifica a pressoflessione [D.M. 09/01/96]

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo: pilastro 600x600

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	600	600	1	3717	50
			2	3717	550

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{sdu} 1571 0 kN
 M_{sdu} 840 0 kNm
 M_{ysdu} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1.081 kNm

Materiali FeB44k C40/50

ϵ_{su} 10 ‰ ϵ_{cu} 3,5
 f_{yd} 373,9 N/mm² f_{cd} 25
 E_s 200.000 N/mm² α 1
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,870 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -25,00 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,175 ‰
 ϵ_s 10,00 ‰
 d 550,0 mm
 x 132,5 x/d 0,2410
 δ 0,7412

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Verifica di duttilità - Armatura longitudinale [O.P.C.M. 3274.03]	A_s	[mm²]	3717	Armatura di progetto
	ρ	=	1% ÷ 4%	VERIFICA SODDISFATTA
	$s_{long.}$	<	25	[interasse barre <25cm]

SEGUIRE DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER LE ARMATURE DEI PILASTRI [O.P.C.M. 3274.03]

Dominio di resistenza per sezioni pressoflesse

Dominio M-N

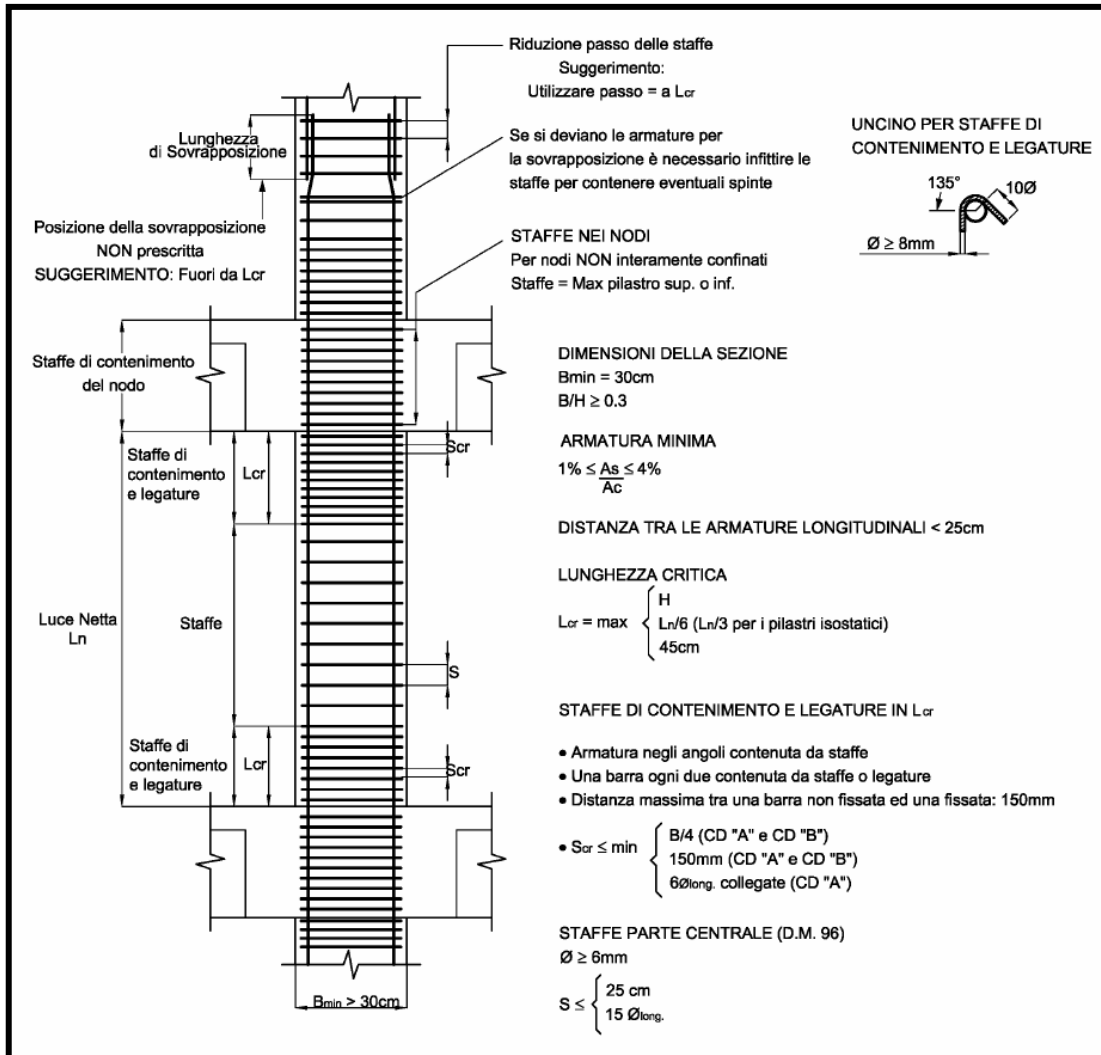
pilastro 600x600

M [kNm]

N [kN]

N_{sdu} 1571 kN M_{sdu} 840 kNm

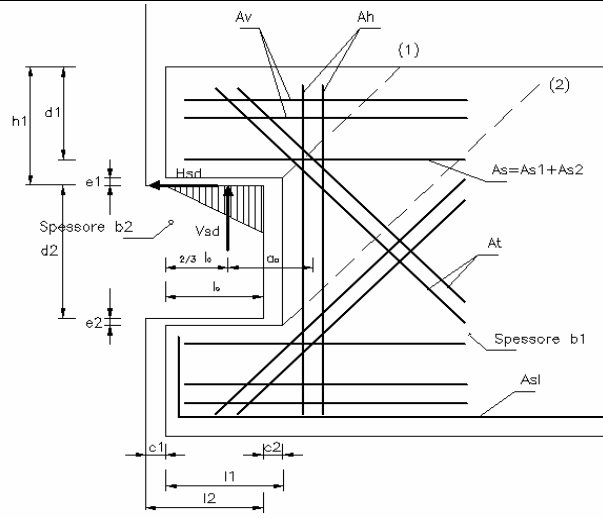
Valori Infiltrici punti



				PILASTRO 60X60 T max		
Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50			
	f_{ck}	[adm]	1,5			
	f_{yk}	[MPa]	430			
	f_{sd}	[adm]	1,15			
				Combinaz.	SLU - 2	
				Tipo sez.	Rettangolare	
Sollecitazioni date dall'analisi	elemento		0			
	M_{sdu}	[kNm]	396			
	V_{sdu}	[kN]	158			
	N_{sdu}	[kN]	1571	<i>(Valore positivo se di compressione)</i>		
Sforzo di taglio di progetto [O.P.C.M. 3274.03]	CLASSE DI DUTTILITA'			CDA		
	$M_{rd,A}$	[kNm]	1081	<i>Momento resistente di progetto estremo A</i>		
	$M_{rd,B}$	[kNm]	1081	<i>Momento resistente di progetto estremo B</i>		
	γ_{rd}	[adm]	1,20	<i>Fattore di sovraresistenza</i>		
	V_{sd}	[kN]	519			
Caratteristiche elemento	d_1	[mm]	600	<i>Larghezza della sezione di pilastro</i>		
	d_2	[mm]	600	<i>Altezza della sezione di pilastro</i>		
	L	[m]	5,00	<i>Lunghezza del pilastro</i>		
	b_w	[mm]	600	<i>Lunghezza della membratura resistente a taglio</i>		
	d	[mm]	550	<i>Altezza utile della sezione</i>		
	A_{sl}	[mm ²]	3717	<i>Armatura longitudinale di trazione</i>		
	(l_{min})	[mm]	26	<i>Armatura longitudinale minima</i>		
Capacità portante [D.M. 09.01.96]	(l_{max})	[mm]	26	<i>Armatura longitudinale massima</i>		
	r	[mm]	1,05	<i>Coefficiente amplificativo</i>		
	(l)	[adm]	0,01	<i>Rapporto di armatura tesa</i>		
	M_0	[kNm]	157,10	<i>Momento di decompressione</i>		
	(γ)	[adm]	1,40	<i>Coefficiente di sollecitazione</i>		
	V_{sdu}	[kN]	519 > 323	V_{rd1}	Resistenza a TAGLIO	
<u>NECESSARIO ARMARE A TAGLIO</u>						
Armatura trasversale [D.M. 09.01.96]	Per pilastri	$(s = max)$	[mm]	6	<i>Diametro staffe minimo</i>	
			[mm]	7	<i>[0,25x (l_{max})]</i>	
		$s = min$	[cm]	25	<i>Passo staffe massimo</i>	
	Minima da regolamento		[cm]	39	<i>[15x (l_{min})]</i>	
		(s)	[mm]	10	<i>Diametro staffe</i>	
		n	[adm]	2	<i>Bracci staffe</i>	
		A_{sw}	[cm ²]	1,57	<i>Area staffe</i>	
		$A_{st,min}$	[cm ² /m]	6,83	<i>[0,1(1+0,15d/b_w)b_w]</i>	
		$s_{centrale=min}$	[cm]	23		
			[cm]	33	<i>[33cm]</i>	
	[cm]	44	<i>[0,8d]</i>			
	$s_{appoggio}$	[cm]	31	<i>[12 (l_{min})]</i>		
Verifica di duttilità - Armatura trasversale [O.P.C.M. 3274.03]	Vincolo	[adm]	telaio			
	$s_{critica=min}$	[cm]	15	<i>[min 0,25d₁ e 0,25d₂]</i>		
		[cm]	16	<i>[6 (l_{min})]</i>		
		[cm]	15	<i>[15cm]</i>		
	$s_{centrale}$	[cm]	20	Passo staffe adottato in zona centrale		
	$s_{appoggio}$	[cm]	10	Passo staffe adottato in zona critica		
		[cm]	600	<i>[max d₁ e d₂]</i>		
$L_{cr} = max$	[cm]	83	<i>[1/6L oppure 1/3L]</i>			
	[cm]	45	<i>[45cm]</i>			
SEGUIRE DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER LE ARMATURE DEI PILASTRI [O.P.C.M. 3274.03]						
Verifica del conglomerato [D.M. 09.01.96]	α	[°]	90	<i>Inclinazione armatura a taglio (rispetto orizzontale)</i>		
	V_{sdu}	[kN]	518,88 < 2739	V_{rd2}	Resistenza BIELLE COMPRESSE	
<u>VERIFICA DEL CONGLOMERATO SODDISFATTA</u>						
Verifica dell'armatura trasversale [D.M. 09.01.96]	V_{cd}	[kN]	473	<i>Resistenza a trazione del cls</i>		
	V_{wd}	[kN]	291 > 259	<i>Resistenza dell'armatura trasversale (>V_{sdu}/2)</i>		
	<u>V_{sdu}/2 ASSORBITO DALL' ARMATURA TRASVERSALE</u>					
	V_{sdu}	[kN]	519 < 764	V_{rd3}	Resistenza ARMATURA D'ANIMA	
<u>VERIFICA DELL'ARMATURA D'ANIMA SODDISFATTA</u>						

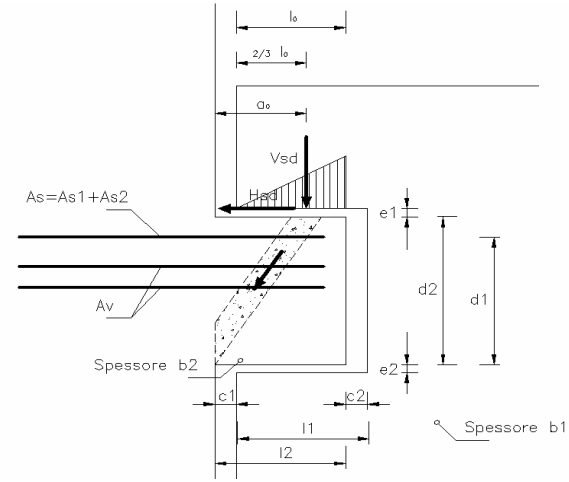
6.3.4 Verifica di resistenza della testata della trave

Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50		
	η_b	[adm]	1,5		
	f_{yk}	[MPa]	430		
	η_s	[adm]	1,15		
Caratteristiche geometriche elemento	h_1	[mm]	300		
	d_1	[mm]	250		
	e_1	[mm]	20		
	d_2	[mm]	360		
	l_0	[mm]	250		
	e_2	[mm]	20		
	c_1	[mm]	50		
	c_2	[mm]	50		
	l_1	[mm]	300		
	l_2	[mm]	300		
	b_1	[mm]	500		
	b_2	[mm]	600		
Sollecitazioni di calcolo [C.N.R. 10037/86]	$V_{sd,G.R.}$	[kN]	1004		
	Hsd	[kN]	201	[20% Vsd _{G.R.}]	
	dist. Arm.	[mm]	140	distanza del baricentro di Ah dal bordo trave	
	a_0	[mm]	273	distanza di Vsd dal baricentro delle armature Ah	
	Msd	[kNm]	284	$[V_{sd} a_0 + H_{sd} (h_1 - d_1)]$	
	Nsd	[kN]	201	[Hsd]	
	Vsd	[kN]	1004	$[V_{sd,G.R.}]$	
Armatura di progetto [C.N.R. 10037/86]	c	[adm]	1,2		
	η_b	[adm]	1,2	coefficiente di comportamento a fatica	
	A_v	[cm ²]	26,851	armatura complementare a taglio	
	A_{s1}	[cm ²]	41,257	armatura a flessione	
	A_{s2}	[cm ²]	5,37	armatura a trazione	
	A_{s^*}	[cm ²]	46,627	armatura di progetto a flessione	
	A_{v^*}	[cm ²]	20,628	armatura di progetto complementare a taglio	
		Dettaglio armatura	As* 9fi26/5cm	47,78 [cm²]	
			Av* 9fi18/5cm	22,9 [cm²]	
			$A_{s^*} > 0,003x_b \cdot x_{d1}$		<u>Condizione soddisfatta</u>
	At	[cm ²]	15,27	armatura inclinata	
	Ah	[cm ²]	22,766	armature di sospensione	
	Dettaglio armatura	At 6fi18/8cm	15,27 [cm²]		
		Ah 5 fi18/2br/10cm	25,45 [cm²]		
		$A_h > A_t$		<u>Condizione soddisfatta</u>	
Resistenze di calcolo [C.N.R. 10037/86]	Vrd ₁	[kN]	1038	$[0,30f_{cd} b_1 d_1]$	
	Vrd ₂	[kN]	1084	$[0,8(A_h + A_t / \sqrt{2}) f_{yd}]$	
	Vrd ₃	[kN]	1004	$[c / \eta_b A_v / f_{yd}]$	
	Mrd	[kNm]	284	$< 0,25x_b \cdot x_{d1}^2 f_{cd}$	
					<u>Condizione soddisfatta</u>
	Nrd	[kN]	201	$[A_{s2} x f_{yd}]$	
Verifica della sicurezza [C.N.R. 10037/86]			Vsd < Vrd ₁	<u>Resistenza del conglomerato</u>	
			Vsd < Vrd ₂	<u>Meccanismo di sospensione</u>	
			Vsd < Vrd ₃	<u>Meccanismo taglio-resistente</u>	
			Msd < Mrd	<u>Meccanismo flesso-resistente</u>	
			Nsd < Nrd	<u>Meccanismo tenso-resistente</u>	



6.3.5 Verifica di resistenza della mensola tozza

Caratteristiche materiale	R_{ck}	[MPa]	50	
	σ_c	[adm]	1,5	
	f_{yk}	[MPa]	430	
	σ_s	[adm]	1,15	
Caratteristiche geometriche e meccaniche elemento [C.N.R. 10037/86]	l_0	[mm]	250	
	d_1	[mm]	310	
	d_2	[mm]	360	
	e_1	[mm]	20	
	e_2	[mm]	20	
	c_1	[mm]	50	
	c_2	[mm]	50	
	l_1	[mm]	300	
	l_2	[mm]	300	
	b_1	[mm]	500	
	b_2	[mm]	600	
	a_0	[mm]	217	
	λ_v	[adm]	0,70	
	σ_{min}	[\square]	46,516	
Sollecitazioni di calcolo [C.N.R. 10037/86]	$V_{sdG.R.}$	[kN]	1004	
	k	[adm]	1,38	
	\square	[\square]	47,75	\square_{min} <u>Condizione soddisfatta</u>
	N_{Csd}	[kN]	1356	$[V_{sdANALISI}/\sin \square]$
	N_{Ssd}	[kN]	912	$[V_{sdANALISI}/\tan \square]$
	V_{sd}	[kN]	1004	$[V_{sdG.R.}]$
	H_{sd}	[kN]	201	$[20\%V_{sdANALISI}]$
Armatura di progetto [C.N.R. 10037/86]	c	[adm]	1,2	
	\square_h	[adm]	1,2	coefficiente di comportamento a fatica
	A_v	[cm ²]	26,851	armatura a taglio
	As_1	[cm ²]	24,391	armatura x V_{sd} tirante principale
	As_2	[cm ²]	5,37	armatura x H_{sd} tirante principale
	As^*	[cm ²]	29,762	armatura di progetto tirante principale
	Av^*	[cm ²]	13,426	armatura di progetto a taglio
	Dettaglio armatura		As^*	6fi26
		Av^*	6fi18	15,27 [cm²]
		$As^* > 0,003xb_2xd_1$		
		$Av^* > 0,0015xb_2xd_1$		
		<u>Condizioni soddisfatte</u>		
Resistenze di calcolo [C.N.R. 10037/86]	N_{Crd}	[kN]	1584	$[0,8(2,5d_1(1-\lambda_v \tan \square_{\gamma\kappa}))\cos \square_{\gamma\kappa}b_2 0,85f_{cd}]$
	N_{Srd}	[kN]	912	$[As_1 f_{yd}]$
	V_{rd}	[kN]	1004	$[c/\square_r Av/f_{yd}]$
	H_{rd}	[kN]	201	$[As_2 f_{yd}]$
Verifica della sicurezza [C.N.R. 10037/86]			$N_{Csd} < N_{Crd}$	<u>Resistenza del conglomerato</u>
			$N_{Ssd} < N_{Srd}$	<u>Resistenza del tirante principale</u>
			$V_{sd} < V_{rd}$	<u>Meccanismo taglio-resistente</u>
			$H_{sd} < H_{rd}$	<u>Resistenza del tirante principale</u>



snellezza di taglio
necessario per garantire rottura duttile della sezione

6.3.6 Verifica allo stato limite di danno

Per verificare lo stato limite di danno la normativa prescrive che, per edifici con elementi non strutturali fissati in modo da non interferire con le deformazioni della struttura, lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, deve rispettare la seguente limitazione:

$$d_r \leq 0.01 \cdot h_p$$

Nel caso in esame la relazione è ampiamente soddisfatta risultando, relativamente agli spostamenti del piano primo, $18\text{mm} < 50\text{mm}$, mentre con riferimento all'altezza complessiva dell'edificio si ha: $29\text{mm} < 100\text{mm}$.

CAPITOLO 7

ANALISI DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

7.1 Introduzione

Appare doveroso raccogliere, in forma semplice e ordinata, tutte quelle prove numeriche sperimentali, gli schemi di calcolo, le difficoltà incontrate ed i problemi affrontati e risolti che hanno condotto alla definizione del sistema di connessione sviluppato nel seguente elaborato.

La connessione studiata richiede l'utilizzo di due profili in acciaio ad elevata resistenza, sagomati ad L e simmetrici, da posizionarsi all'intradosso ed estradosso delle travi in corrispondenza delle loro estremità, opportunamente ancorati sia a travi che a colonne mediante apposite soluzioni (nel presente elaborato è stato studiato l'impiego di barre post-tesate di tipo Dywidag).

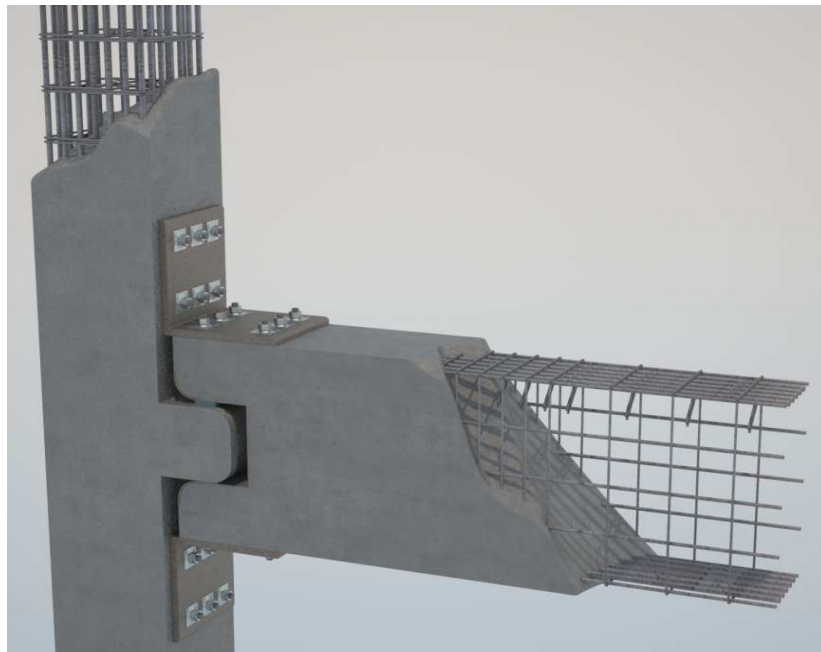


Figura 7.1: Rappresentazione tridimensionale di una possibile realizzazione del sistema di collegamento trave-colonna

Il trasferimento del momento flettente è da attribuirsi unicamente a questi elementi progettati per abbandonare la risposta lineare una volta superato un assegnato livello di sollecitazione. Duttilità e dissipazione di energia dipendono sostanzialmente dalle caratteristiche geometrico-meccaniche di questi profili e sono influenzate da meccanismi deformativi che interessano il giunto quando sottoposto ad azioni cicliche ripetute. L'azione del taglio viene trasmessa per

mezzo di mensole che realizzano soluzioni di tipo Gerber (cerniere a funzionamento monodirezionale oppure cerniere a comportamento sferico).

Soluzioni analoghe sono previste per il collegamento dei pilastri ai plinti di fondazione, con la sola accortezza di mantenere la connessione in regime elastico lineare evitando la formazione di zone a comportamento plastico.

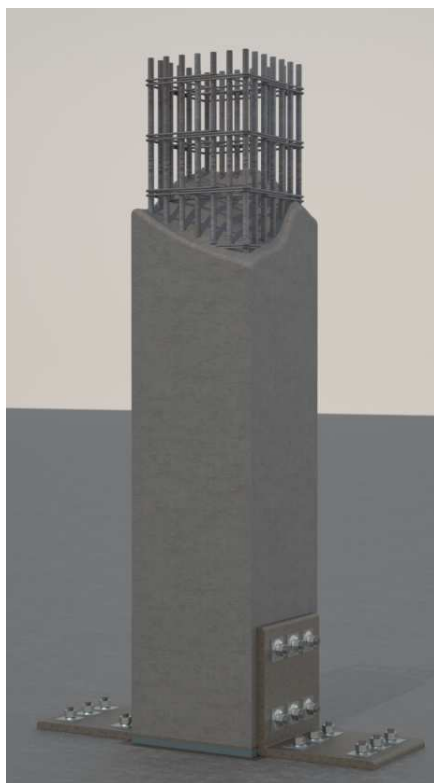


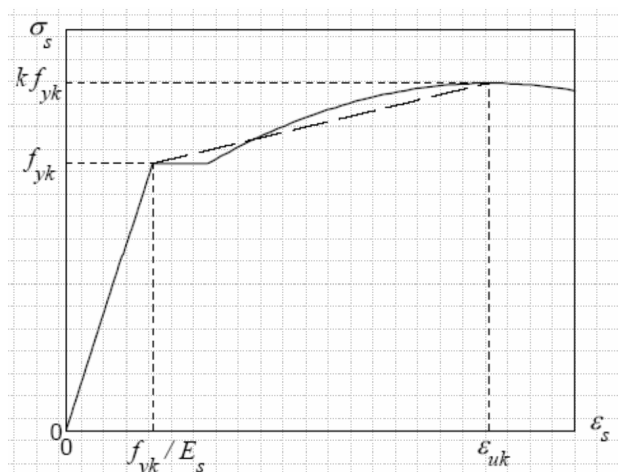
Figura 7.2: Rappresentazione tridimensionale di una possibile realizzazione del sistema di collegamento pilastro-fondazione

7.2 Legge anelastica del profilo angolare

Il sistema di connessione studiato prevede che le zone critiche a comportamento duttile si vengano a formare in corrispondenza del giunto, più precisamente i soli profili angolari devono presentare meccanismi plastici. Travi e pilastri devono essere opportunamente protetti da fenomeni anelastici per evitare rotture locali, contenendo il livello di danno sotto azione sismica.

§ § § § §

L'acciaio strutturale che realizza il profilo angolare osserva la seguente legge di comportamento del materiale:



Il diagramma costitutivo sigma-epsilon può essere semplificato con una legge bilineare elasto-incrudente ad hardening cinematico.

Prove sperimentali hanno dimostrato, infatti, che il comportamento incrudente è molto prossimo ad una legge di tipo cinematico, anche se una sezione in acciaio soggetta ad azioni cicliche ripetute manifesta un leggero progressivo ampliamento del campo elastico-lineare. Per le analisi che seguono si terrà conto di entrambi i fenomeni, ovvero verranno poste a confronto le soluzioni ottenute per un comportamento di tipo cinematico raffrontate ad un hardening isotropo.

I parametri che definiscono la legge bilineare sono riassunti nella tabella seguente.

resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	355 MPa
resistenza ultima caratteristica	f_{uk}	510 MPa
deformazione a snervamento caratteristica	ϵ_{yk}	0,17 %
deformazione ultima caratteristica	ϵ_{uk}	4 %
deformazione a rottura caratteristica	ϵ_{rk}	10 %
modulo elastico	E	210000 MPa
modulo di hardening	E_i	4047 MPa
pendenza hardening	E_i/E	2 %

E' comunque buona norma adottare livelli di hardening più bassi, dell'ordine di $E/100$. Si assumerà pertanto una pendenza di incrudimento dell'1%.

§ § § § §

Definita la legge costitutiva per l'acciaio è necessario individuare il comportamento della sezione che caratterizza il profilo angolare sotto carichi di natura ciclica. In sostanza si vuole definire in termini di diagramma Momento-Curvatura la risposta fornita dalla sezione sulla base del diagramma sigma-epsilon che caratterizza il materiale. Geometrie diverse della sezione influenzano in maniera sostanziale il comportamento del sistema, specialmente la soglia di primo snervamento è interessata da questo fenomeno.

Si riporta, a titolo di esempio, la risposta ciclica in termini di Momento-Curvatura relativa alla sezione del profilo angolare adottata per le analisi globali svolte per l'edificio di riferimento. Si è assunto un comportamento incrudente di tipo cinematico.

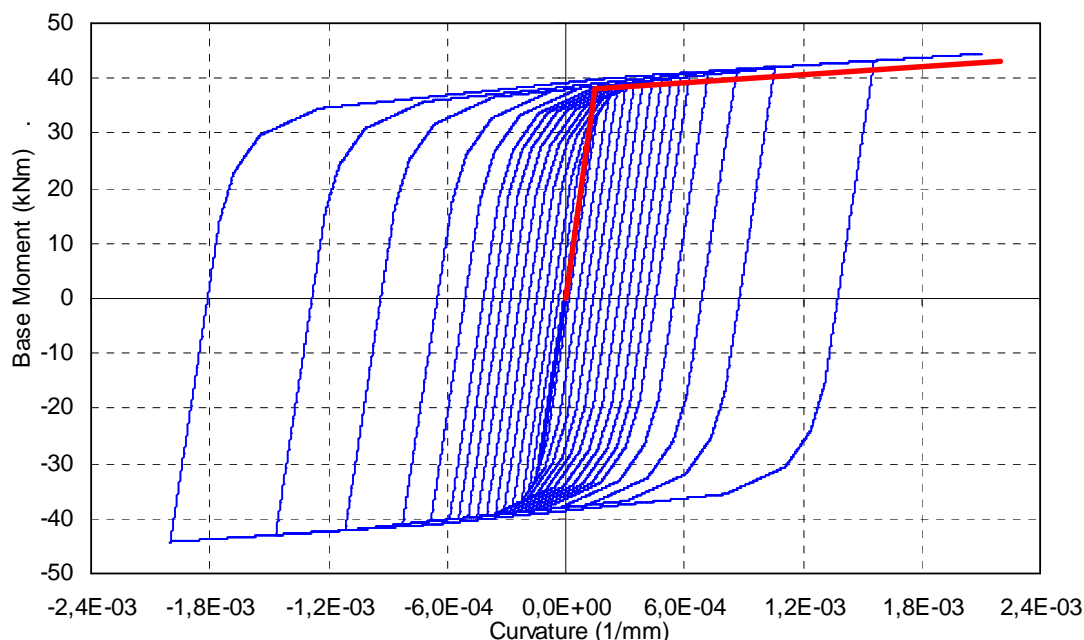


Figura 7.3: Diagramma Momento-Curvatura relativo alla sezione rettangolare di dimensioni 35x500

Con riferimento alla figura 7.3, si è riportato in colore rosso il tratto bilineare ottenuto da una prima analisi del comportamento del materiale (vedi paragrafo 4.8.1), mentre le curve in blu rappresentano la risposta della sezione sulla base della legge costitutiva assegnata all'acciaio. Si osserva che il tratto in rosso sottostima, di poco, il comportamento a rottura ricavato dallo studio della sezione. Dunque, la legge elasto-plastica assegnata in fase di individuazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura si può ritenere corretta.

La stessa procedura è stata adottata con riferimento a sezioni rettangolari di differenti geometrie (intervenendo di fatto sullo spessore del profilo metallico), ricavando una serie di grafici come quello illustrato in figura 7.3 che sono stati opportunamente linearizzati con una legge di tipo bilineare.

7.3 Comportamento a rottura del profilo angolare

Per individuare il comportamento plastico a rottura osservato dal profilo angolare è stata approntata una serie di modelli FEM in cui si sono variati i parametri ritenuti significativi sulla risposta del sistema (i.e. grado di discretizzazione della mesh di calcolo, uso di elementi finiti a diverse proprietà,

modifiche alle condizioni di vincolo esterne, variazioni della forzante esterna applicata,...). Nei paragrafi che seguono sono riassunti in forma compatta i risultati ottenuti dalle analisi numeriche.

7.3.1 Modello FEM ad angolare singolo e forza esterna applicata

Il primo studio affrontato ha portato alla realizzazione di un semplice modello FEM ad elementi monodimensionali a cui sono state assegnate le proprietà non-lineari del profilo angolare ricavate con la procedura descritta al paragrafo 7.2. Il modello è stato opportunamente vincolato a terra ed è stata applicata una forza esterna F , come indicato in figura 7.4.

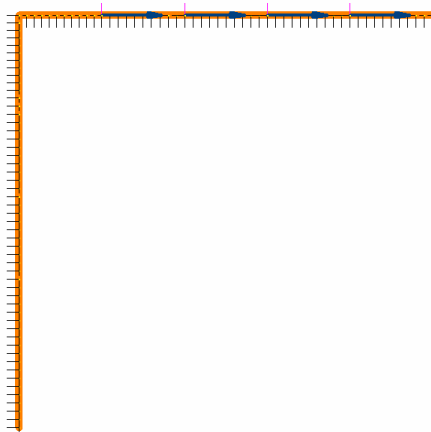


Figura 7.4: Modello FEM del profilo angolare rappresentato da elementi monodimensionali e forza esterna applicata

In un grafico forza-spostamento, illustrato in figura 7.5, si sono riportate le risposte registrate in funzione dei parametri geometrici significativi che caratterizzano il profilo metallico (spessore della piastra e lunghezza dell'angolare). Quindi si è costruito il grafico momento-rotazione sulla base delle dimensioni geometriche della trave che ospita il sistema di collegamento. Ricordiamo che l'obiettivo finale è quello di fornire una risposta in termini di momento-rotazione da attribuire agli elementi che caratterizzano il nodo e, dal punto di vista computazionale, questo risultato si ottiene introducendo alle estremità di ciascuna trave (con riferimento al modello in macroscale dell'edificio esaminato al capitolo 5) un elemento finito di assegnate proprietà elastoplastiche.

In figura 7.6 è riportato il grafico momento-rotazione relativo ai profili angolari più interessanti. Il profilo metallico che soddisfa i requisiti imposti dall'analisi

statica del modello in macroscala dell'edificio ha spessore di 35mm e lunghezza dello semisviluppo di 550mm.

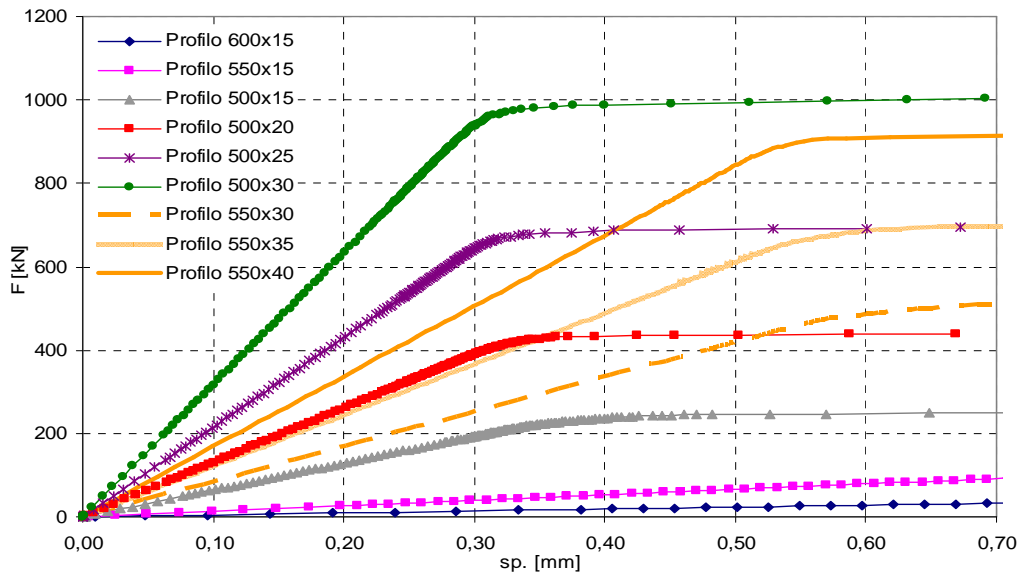


Figura 7.5: Grafico Forza-Spostamento per profili angolari di diverse lunghezze e spessori di piastra

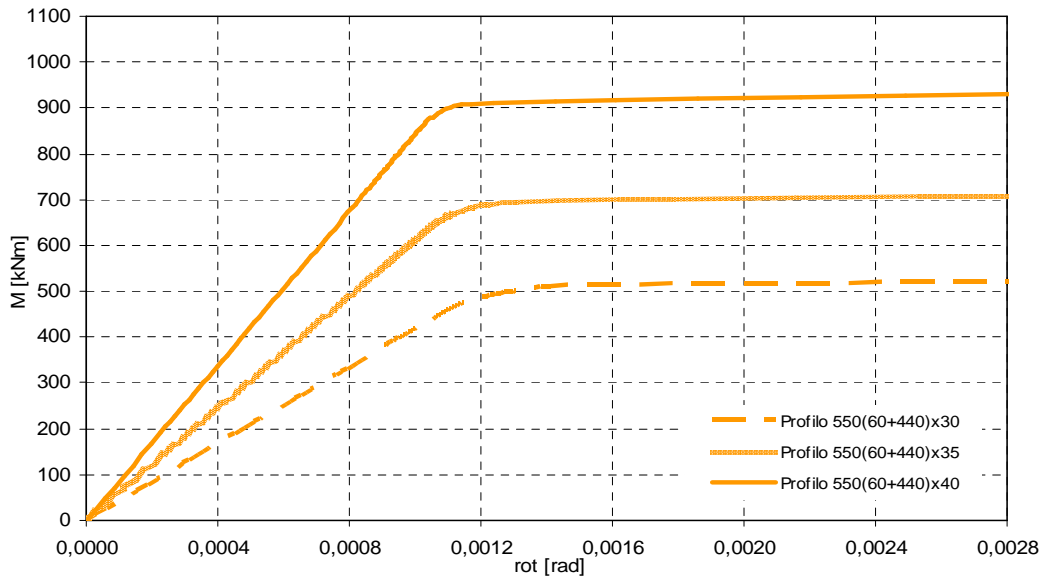


Figura 7.6: Grafico Momento-Rotazione per profili angolari di diverse lunghezze e spessori di piastra

Con riferimento all'angolare individuato, è stata approntata una serie di modelli FEM al variare del livello di discretizzazione della mesh, allo scopo di ottimizzare il modello e renderlo meno oneroso dal punto di vista computazionale senza perdere di dettaglio nella soluzione. I risultati sono evidenziati nel grafico in figura 7.7.

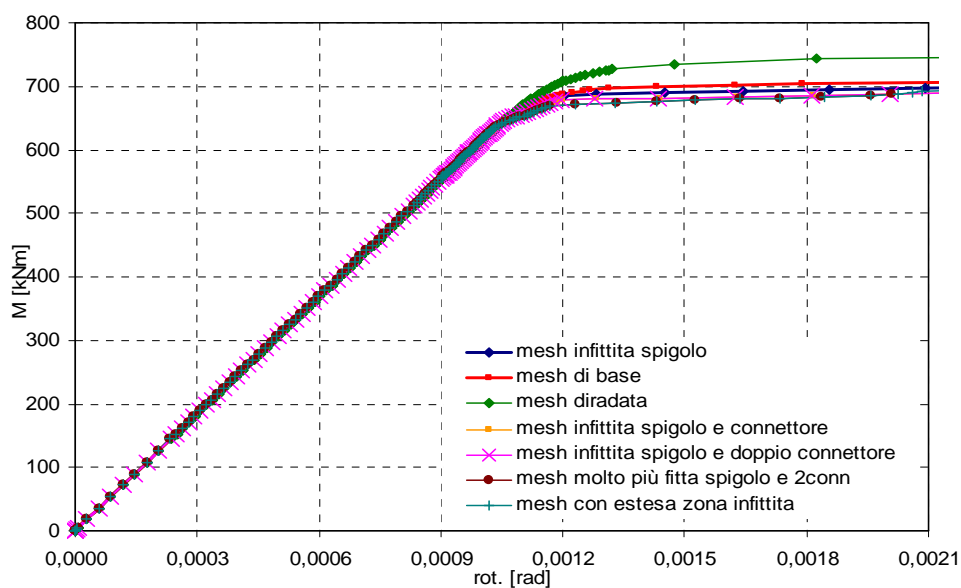


Figura 7.7: Grafico Momento-Rotazione per profili angolari a diversi livelli di discretizzazione della mesh di calcolo

7.3.2 Modello FEM ad angolare singolo e coppia esterna applicata

Il modello FEM presentato al paragrafo precedente è stato vincolato in modo da permettere le sole deformazioni orizzontali.

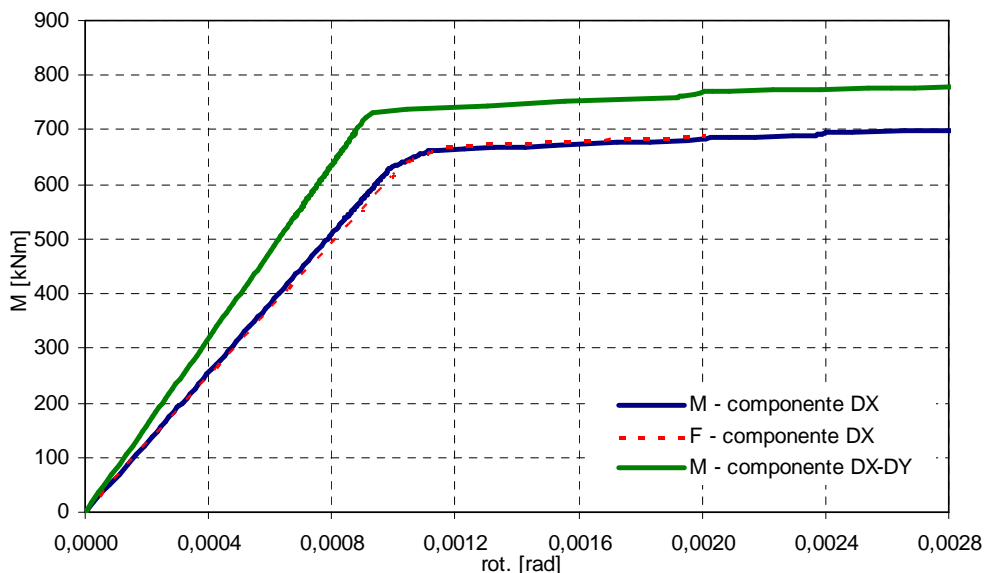


Figura 7.8: Grafico Momento-Rotazione relativo al modello FEM che cattura il contributo deformativo generato dalla rotazione

Appare opportuno introdurre anche la componente di deformazione verticale che, combinata con il contributo orizzontale, riesce a riprodurre in modo rigoroso il comportamento deformativo del sistema di connessione.

Per ottenere tale risultato, oltre a modificare la configurazione esterna di vincolo, è necessario applicare una coppia di forze disassata rispetto all'angolare per riprodurre il corretto trasferimento dell'azione flettente.

Nel grafico in figura 7.8 sono evidenziate le diverse soluzioni ottenute.

7.3.3 Modello FEM ad angolare doppio

Individuato il comportamento a rottura del singolo profilo angolare si è proceduto alla realizzazione di un modello FEM più complesso che tenga conto della reale configurazione geometrica in cui viene a operare il sistema di collegamento studiato.

Prima di esporre le soluzioni ottenute appare opportuno dedicare alcune righe alla descrizione del modello di calcolo (vedi figura 7.9).

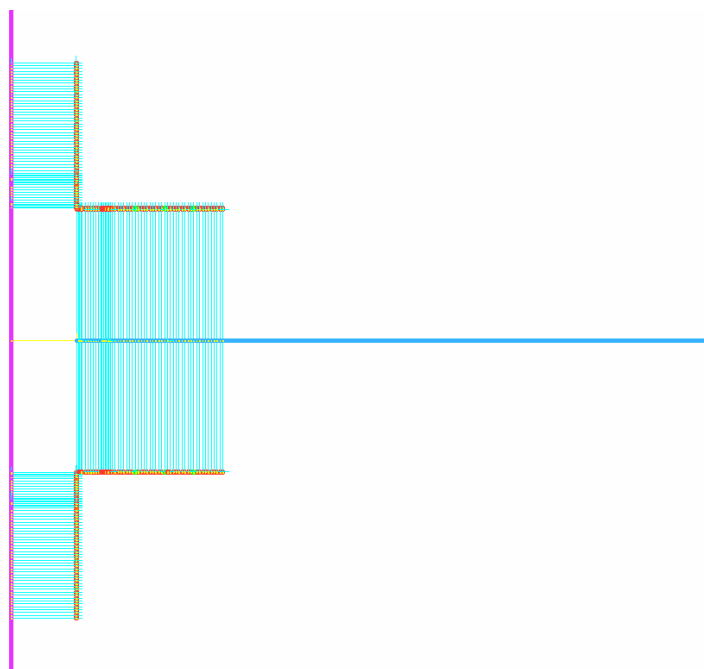


Figura 7.9: Modello FEM del sistema di connessione studiato

Tutti gli elementi che realizzano il sistema di connessione sono stati simulati con elementi finiti monodimensionali. Collegamenti di tipo rigido svolgono la funzione di riportare il profilo angolare nella reale posizione rispetto alla linea d'asse di trave e pilastro. Un elemento di tipo MASTER/SLAVE è invece inserito fra trave e pilastro per trasmettere le uniche sollecitazioni di taglio.

Ciascun elemento finito ha le proprietà assegnate in fase preliminare di studio, in particolare il profilo angolare ha uno sviluppo di 110 cm (ciascun lato è lungo 55cm) e spessore di 35mm. Una serie di connettori rendono solidale il profilo stesso alle superfici di trave e colonna e consentono la corretta migrazione delle sollecitazioni da un elemento all'altro. Inoltre è presente un gruppo considerevole di elementi di contatto, posti a ridosso degli angolari, che vanno a simulare le condizioni di vincolo fra i corpi, non consentendone la compenetrazione.

Inizialmente si è applicato all'estremo libero della trave un momento flettente puntuale e si è analizzata la risposta data dal sistema all'aumentare del carico applicato. Una prima analisi consiste nel paragonare le soluzioni ottenute con la risposta del singolo profilo angolare, caricato in eguale maniera.

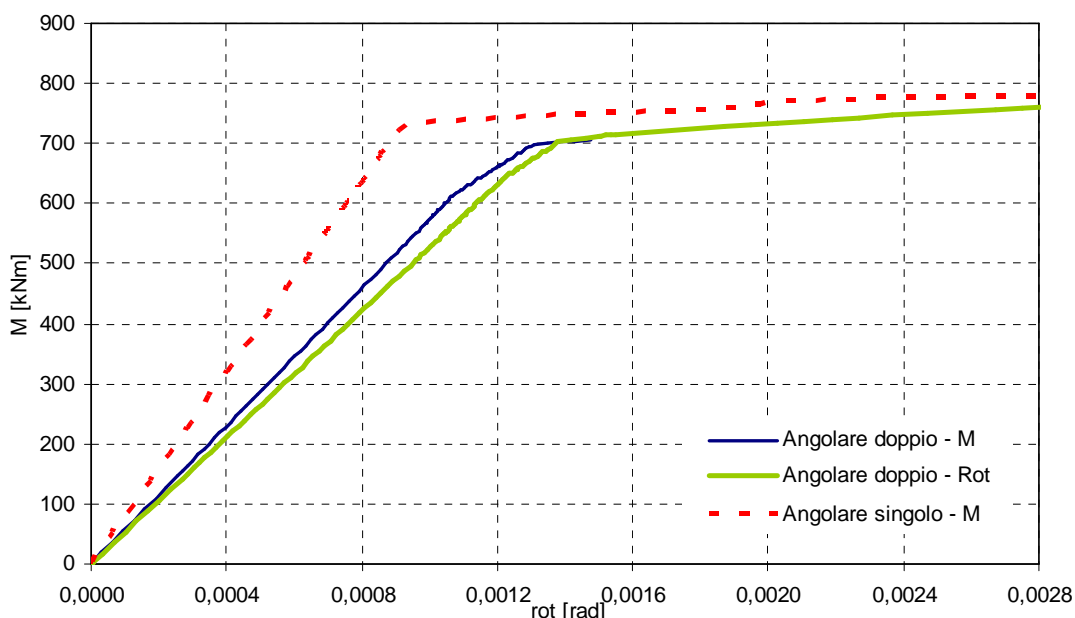


Figura 7.10: Confronto fra risposta del singolo angolare caricato e sistema di connessione nel suo complesso

I risultati sono evidenziati nel grafico 7.10. Si osserva una variazione del valore di rigidità, specialmente durante la fase elastica. Questo scostamento è da attribuirsi al fatto che nel modello più complesso c'è da considerare anche la deformabilità della colonna, per cui il sistema globalmente risponde manifestando una rigidità più bassa. Per catturare la rotazione effettiva che compete alla trave è necessario depurare le rotazioni registrate dal contributo dato dalla colonna, come discusso nel paragrafo 7.3.4.

Poiché è noto che l'analisi statica non lineare presenti meno problemi associati ad una cattiva discretizzazione degli incrementi di spostamento rispetto ad incrementi di carico, si è proceduto lanciando un'analisi a controllo di spostamento. I risultati, tuttavia, sono pressoché invariati (vedi figura 7.10).

Inoltre si è ritenuto opportuno introdurre elementi finiti diversi nella simulazione dei dispositivi di connessione che rendono solidale il profilo angolare a trave e colonna. Anche in questo caso la risposta non è cambiata se non in un miglioramento in termini di stabilità di soluzione per il sistema che presenta i connettori simulati con elementi BEAM ad elevata rigidezza non svincolati alle rotazioni. Il grafico in figura 7.11 illustra le soluzioni ottenute.

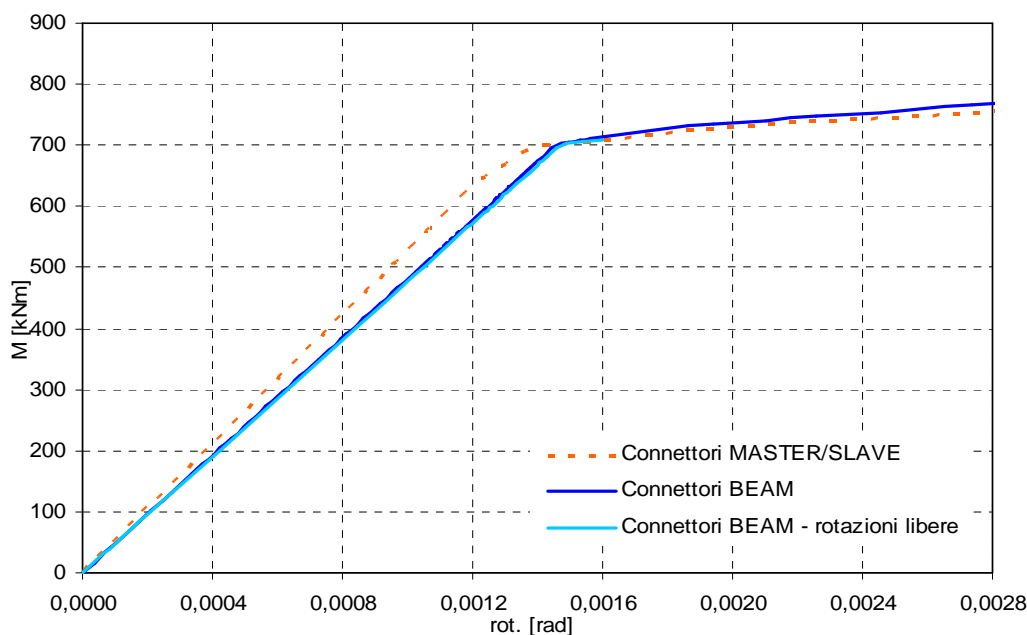


Figura 7.11: Confronto con diverse simulazioni dei dispositivi di collegamento dell'angolare a travi e colonne

7.3.4 Osservazioni

Affinché si riesca a cogliere la rotazione reale che compete all'elemento trave, è necessario depurare alle rotazioni lette in corrispondenza dell'angolare quelle registrate per la colonna adiacente.

Il grafico in figura 7.12 evidenzia le diverse condizioni che si possono presentare assumendo le rotazioni registrate in diversi punti del modello. Si osserva una evidente variazione in termini di rigidezza, specialmente quella elastica, associata al fatto che il sistema acquista o perde deformabilità.

Per individuare la deformazione più aderente alla realtà si procede depurando alla rotazione registrata all'estremo sinistro dell'angolare, in corrispondenza dello spigolo il contributo dato dalla colonna.

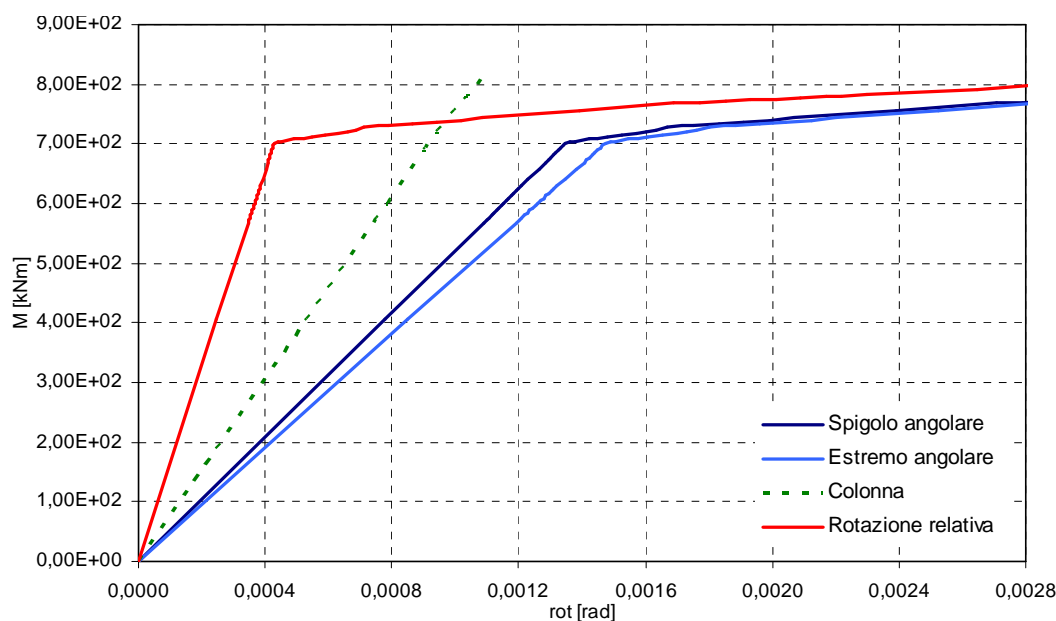


Figura 7.12: Comportamento del sistema di connessione al variare del punto di misurazione della rotazione nel modello di calcolo

7.4 Comportamento isteretico della connessione

Nel paragrafo precedente si sono presentate le soluzioni fornite dal sistema di connessione quando soggetto ad un incremento monotono di un parametro di riferimento, che abbiamo visto essere o un momento imposto oppure una rotazione assegnata. In particolare, lo studio sin qui svolto ha permesso l'individuazione del limite di resistenza della connessione e dei parametri di rigidità richiesti per definire il comportamento non-lineare al collegamento.

Per valutare la capacità del sistema di dissipare energia, ovvero le caratteristiche di duttilità esplicitate, si rende necessario analizzare la risposta dello stesso sotto un'azione ciclica ripetuta. Si è dunque proceduto con un'analisi statica per incremento ciclico di rotazione applicata, cioè con una serie crescente di cicli di carico e scarico che progressivamente introducono al sistema deformazioni via via maggiori.

Come discusso al paragrafo 7.2, in occasione di carichi successivi, subentrano diversi fenomeni (i.e. effetto Bauschinger, fatica oligociclica,...) che influenzano la risposta inelastica del sistema. Dato per assodato che l'acciaio presenti un evidente effetto di incrudimento, si tratta di capire se in un'analisi numerica, ove spesso il comportamento non lineare segue regole semplici e molto precise, è più opportuno assegnare proprietà plastiche ad incrudimento cinematico o isotropo. In questa sede verrà considerata la seconda delle due ipotesi ma vedremo, nel

capitolo successivo, che sarà più opportuno assegnare, con gli strumenti numerici che abbiamo a disposizione, una legge ad incrudimento cinematico più rappresentativa del comportamento dell'acciaio. Nulla toglie che, avendo a disposizione modelli numerici non-lineari a formulazione più complessa, l'incrudimento isotropo non possa essere altrettanto soddisfacente.

Allo stesso modello FEM utilizzato per stabilire la risposta elasto-plastica della connessione, presentato al paragrafo precedente, si è applicata una legge di carico sinusoidale ad ampiezza progressivamente crescente per riuscire a cogliere il comportamento isteretico del collegamento.

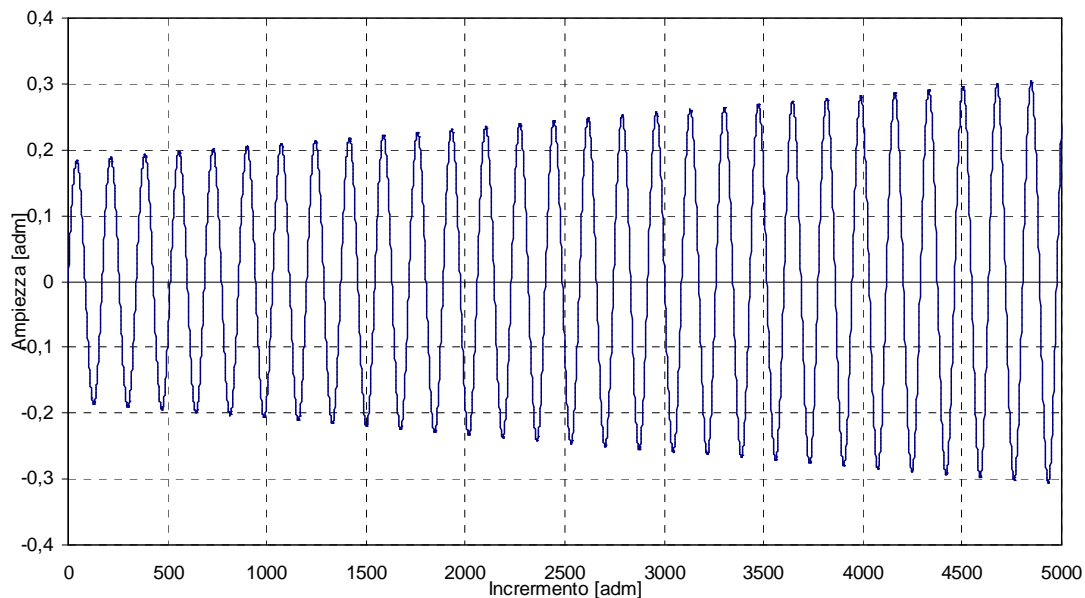


Figura 7.13: Legge di carico sinusoidale applicata per bassi livelli di rotazione

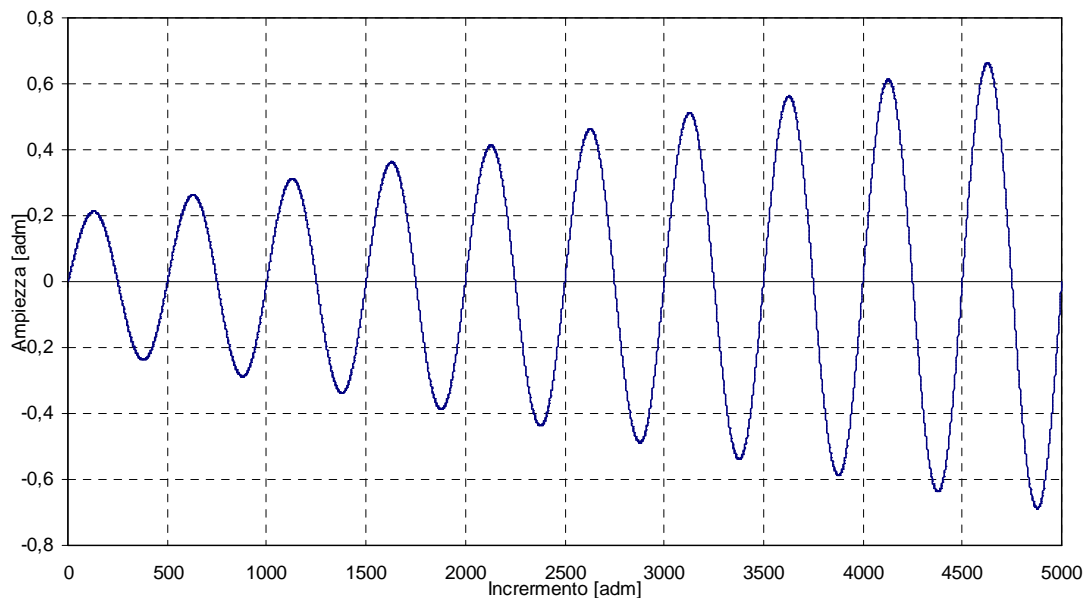


Figura 7.14: Legge di carico sinusoidale applicata per elevati livelli di rotazione

In particolare, si sono considerate due curve, proposte nelle figure 7.13 e 7.14, caratterizzate dall'aver un gradiente diverso in ampiezza, utili per individuare tutti quei meccanismi che si sviluppano a partire dall'applicazione dei livelli più bassi di rotazione.

7.4.1 Caso A: Angolare in aderenza al pilastro

Si sono trattate due casistiche che differiscono per il fatto di presentare o l'angolare completamente a contatto con il pilastro adiacente oppure l'angolare parzialmente sollevato.

Il comportamento sotto carichi di natura ciclica è in buona parte pressoché identico, eccetto una prima fase caratterizzata da rotazioni di ampiezza relativamente bassa.

Il grafico proposto in figura 7.15 illustra il comportamento del sistema di connessione sotto l'azione di carichi ripetuti.

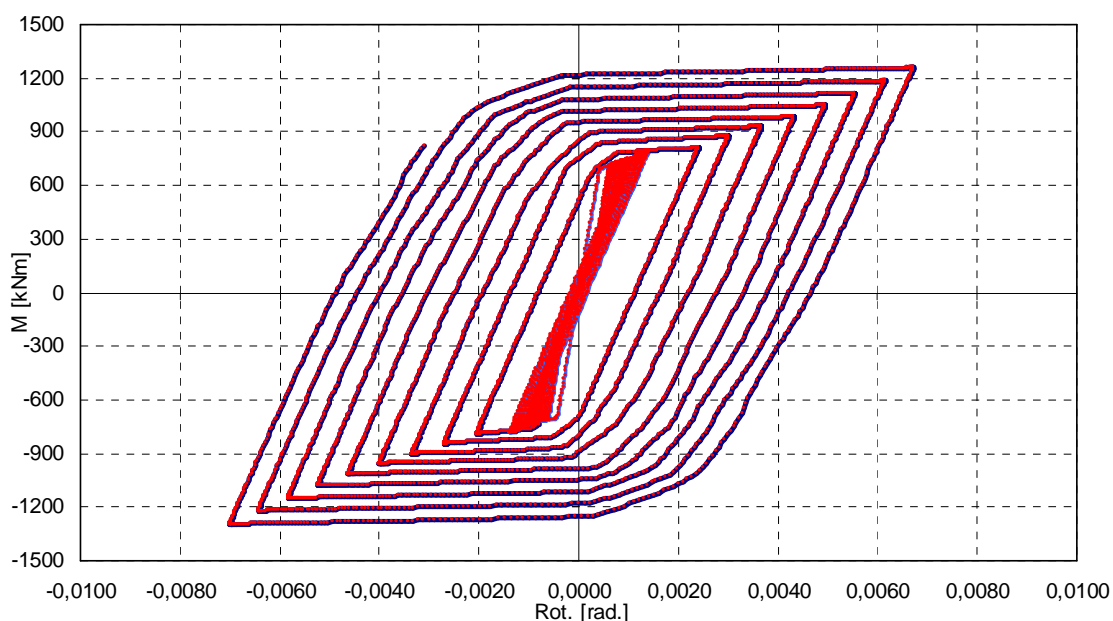


Figura 7.15: Comportamento isteretico del sistema di connessione – Caso A (angolare in aderenza al pilastro)

I diagrammi proposti nelle figure 7.16 e 7.17, invece, rappresentano nel dettaglio ciò che avviene durante il processo di carico. Per una descrizione più completa si rimanda ai paragrafi 7.4.3 e 7.4.4 dove verranno analizzati tutti quei fenomeni che determinano la forma schiacciata degli anelli di isteresi nelle prime fasi di carico.

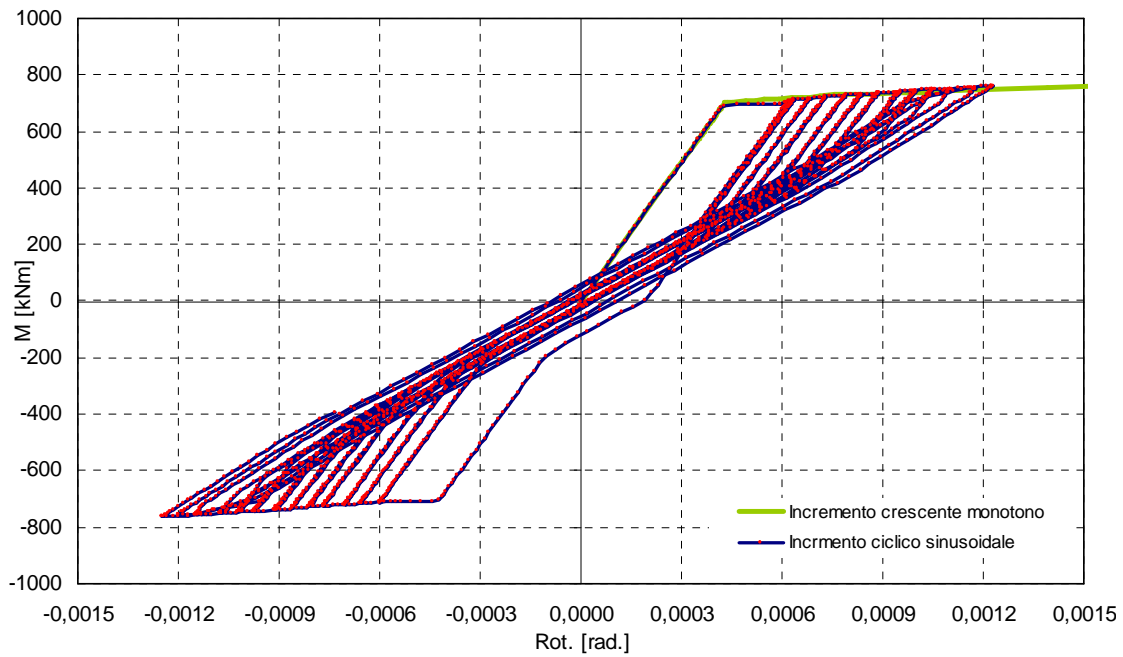


Figura 7.16: Comportamento isteretico del sistema di connessione per bassi livelli di carico

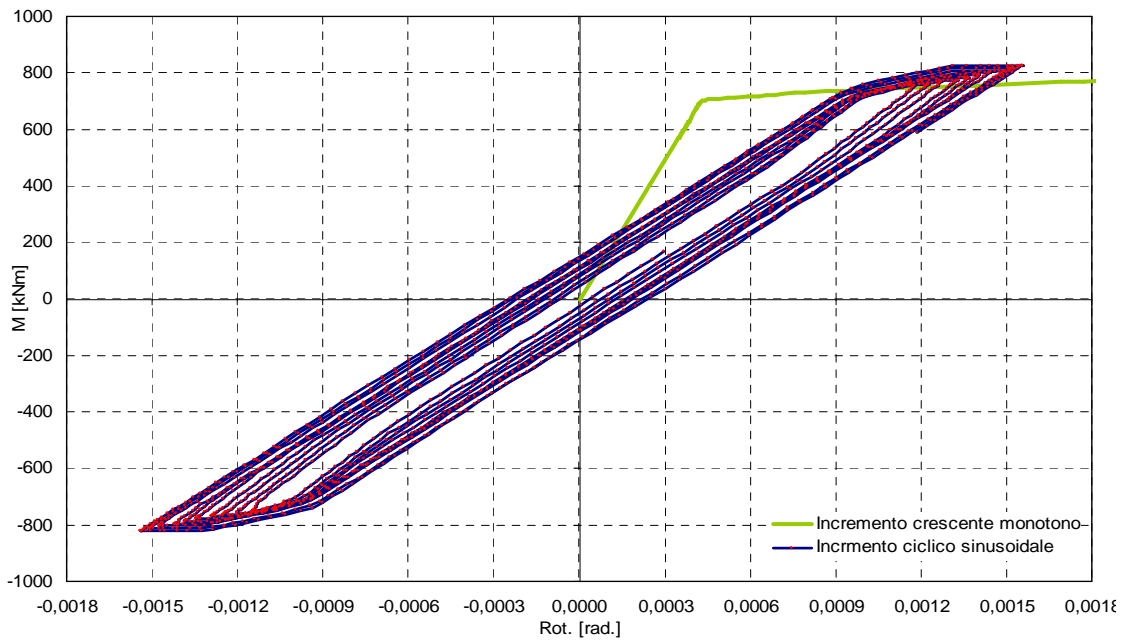


Figura 7.17: Comportamento isteretico del sistema di connessione per elevati livelli di carico

7.4.2 Caso B: Angolare parzialmente sollevato dal pilastro

Il modello presentato al paragrafo precedente mostra che, per modesti sforzi ciclici, l'anello di isteresi ha una forma piuttosto schiacciata, a "farfalla", ad indicare che il livello di energia dissipata non è particolarmente elevato.

Raggiunto un determinato livello di rotazione, l'isteresi risulta essere molto più ampia e complessivamente si ha un comportamento dissipativo migliore. La causa, come vedremo nel paragrafo successivo, è attribuita al fatto che il profilo metallico che risulta schiacciato entra a contatto con la superficie laterale del pilastro mentre l'angolare impegnato a trazione è libero di deformarsi senza alcun impedimento. La curva di isteresi è mostrata nel grafico in figura 7.18.

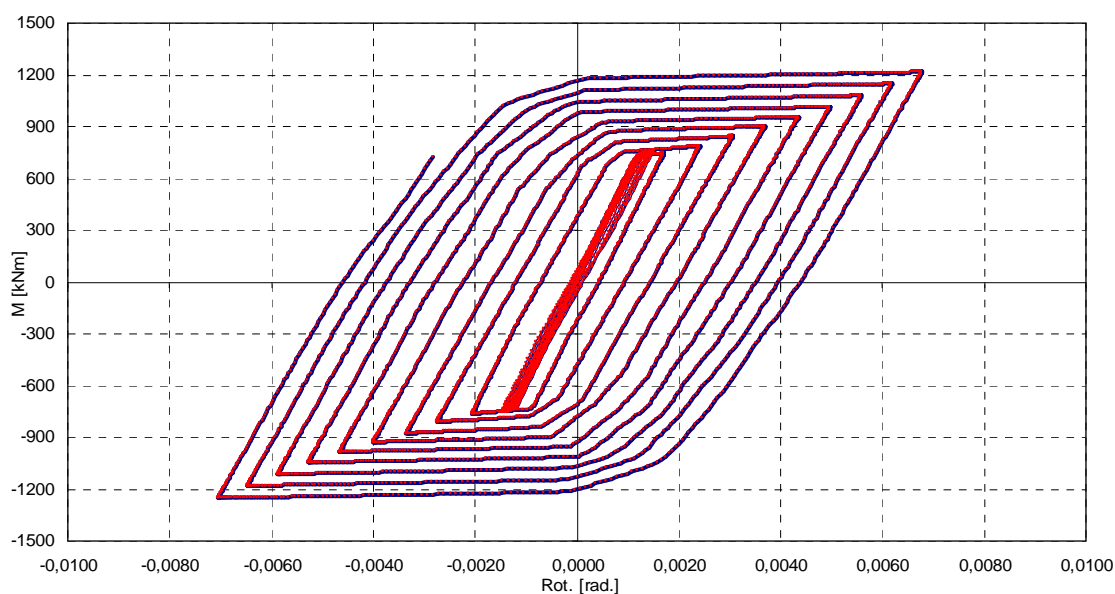


Figura 7.18: Comportamento isteretico del sistema di connessione – Caso B

La figura 7.19 mostra il comportamento isteretico della connessione relativamente a bassi livelli di rotazione.

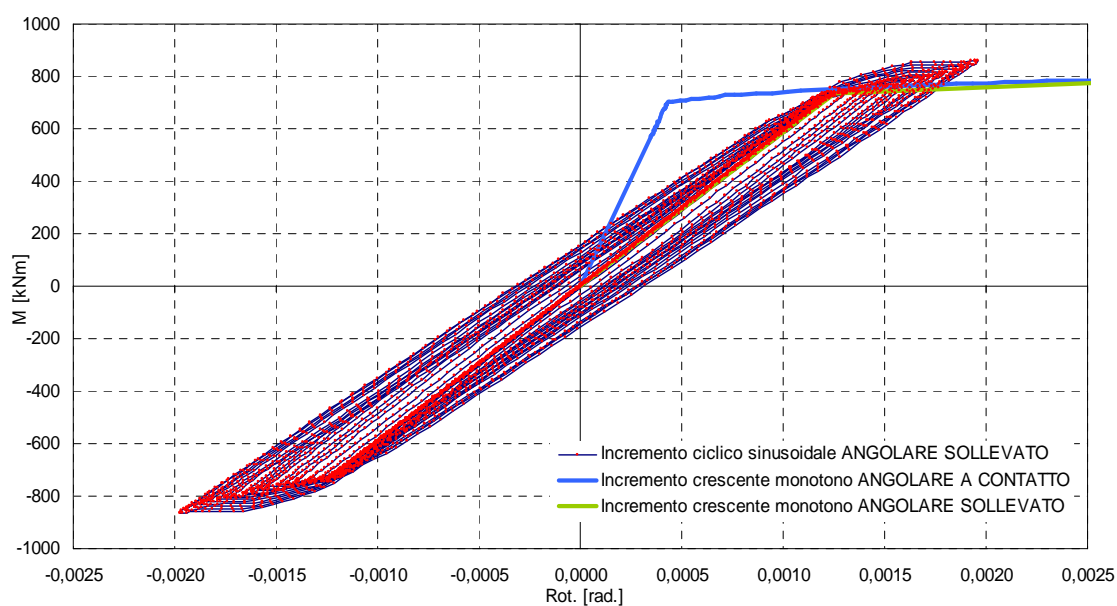


Figura 7.19: Comportamento isteretico del sistema di connessione per bassi incrementi di carico

A differenza della soluzione precedente, in questo caso l'anello di isteresi presenta il noto comportamento tipico di un materiale incrudente già a partire da livelli di rotazione più bassi. Questo a scapito di una perdita in rigidità del sistema, poiché risulta essere una connessione più flessibile.

7.4.3 Analisi del comportamento della connessione per incremento crescente monotono di carico

Nel paragrafo 7.3 si è visto la risposta del sistema di connessione sotto carichi monotoni. Osservando la figura sotto riportata cercheremo di comprendere meglio quali meccanismi si manifestano col progredire degli incrementi di carico.

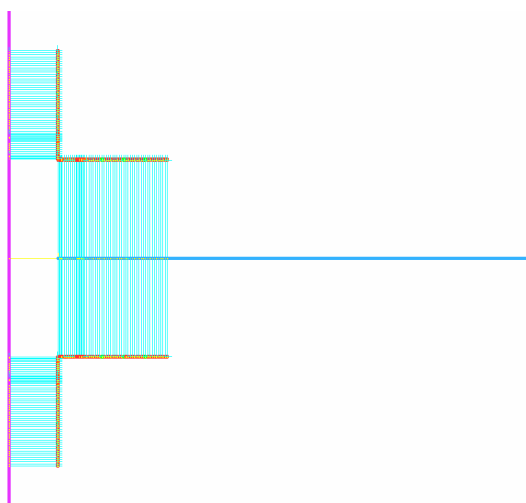


Figura 7.20: Modello FEM del sistema di connessione in condizioni di completo contatto angolare-pilastro

La colonna è vincolata isostaticamente a terra mentre all'estremo libero della trave viene applicata una rotazione unitaria antioraria. Di conseguenza nasce sulla trave un momento flettente che viene trasferito, per mezzo dei connettori, da trave all'angolare, quindi, dall'angolare al pilastro. Il profilo metallico inferiore si solleva progressivamente e perde il contatto con la superficie della trave. Contrariamente, l'angolare posto superiormente viene schiacciato a ridosso del pilastro (vedi figura 7.21).

Il comportamento che si osserva non è di certo simmetrico, nel senso che, come vedremo, l'angolare inferiore è libero di deformarsi, quindi raggiunge per primo le condizioni plastiche. L'angolare superiore, all'aumentare del carico, viene compresso sempre di più non registrando però eccessive deformazioni e quindi non viene superato il limite di proporzionalità elastico.

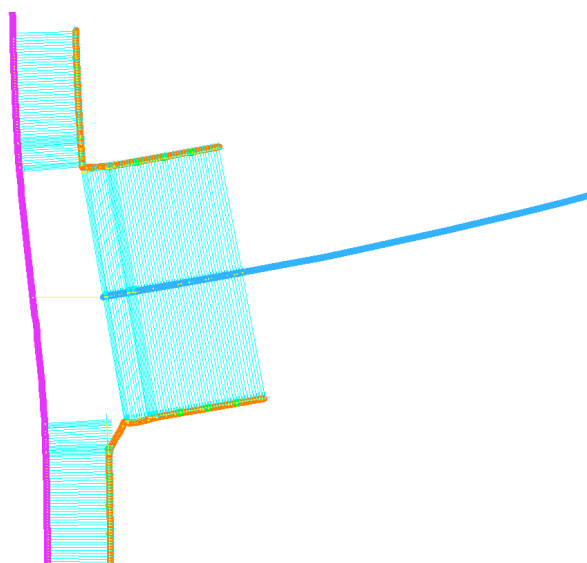


Figura 7.21: Configurazione deformata del sistema di connessione in condizioni di completo contatto angolare-pilastro

La zona critica è quella in prossimità dell'angolo in cui si raggiunge il momento a snervamento del materiale e si aprono, pressoché in contemporanea, due cerniere plastiche capaci di trasferire ancora momento poiché il materiale presenta un comportamento incrudente.

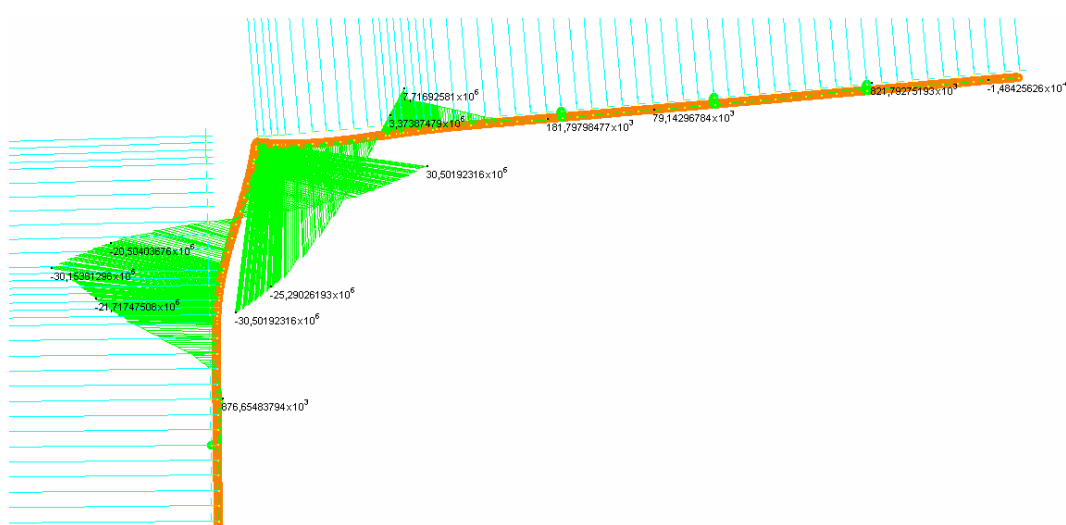


Figura 7.22: Distribuzione delle sollecitazioni flettenti per l'angolare inferiore

Come si può osservare in figura 7.22, si registrano le massime sollecitazioni flettenti in corrispondenza del primo connettore a partire dall'alto e in prossimità dell'angolo.

E' proprio in queste due zone che si formeranno, raggiunto un livello limite di momento, le due cerniere plastiche.

Ottenuta questa condizione, il sistema risponde mobilitando una rigidità più bassa, sempre garantendo il passaggio delle sollecitazioni.

7.4.4 Analisi del comportamento della connessione per incremento sinusoidale ciclico di carico

Per individuare l'efficienza del sistema di connessione sotto azioni sismiche è necessario condurre una serie di cicli completi di carico. Così facendo è possibile fornire un'indicazione sulla quantità di energia dissipata in funzione della forma assunta dalla curva d'isteresi del nodo.

Osservando la figura 7.16 si può percepire che il sistema studiato non sia molto efficiente poiché presenta cicli poco ampi e chiusi su se stessi. La risposta è tipica del comportamento di controventi concentrici per cui, in prossimità dell'origine degli assi, il sistema manifesta una evidente perdita di rigidità. Cercheremo di capire i meccanismi che nascono e come si trasmette la sollecitazione flettente all'evolversi del ciclo.

In questo paragrafo saranno descritte le fasi principali che individuano il comportamento del nodo sotto carichi di natura ciclica.

1. Incremento antiorario di rotazione – fase elastica

Il nodo (vedi Figura 7.23) viene caricato applicando una rotazione antioraria monotona fino al raggiungimento del limite di proporzionalità elastica del collegamento sismico, ossia la condizione per cui si osserva lo snervamento per l'acciaio che costituisce il profilo angolare.

Superata tale soglia, l'analisi viene spinta oltre per alcuni incrementi affinché si possa esplicitare la fase anelastica. Quindi si procede con lo scarico.

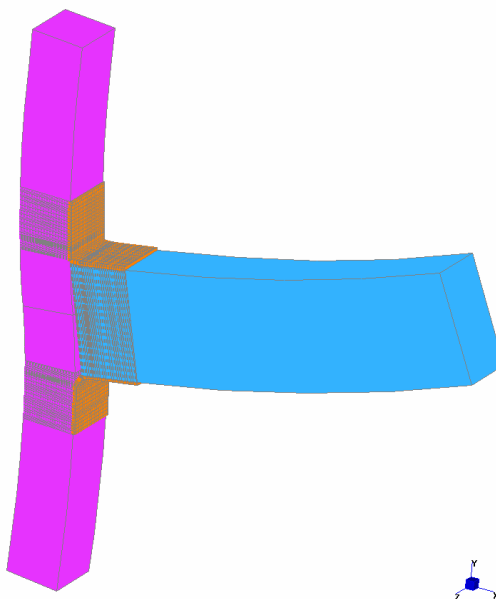


Figura 7.23: Rappresentazione tridimensionale del sistema di collegamento

La rigidità iniziale in fase di carico (k_1) è legata alle proprietà geometrico-meccaniche assegnate al profilo metallico, responsabile del trasferimento della sollecitazione flettente generata nella trave per effetto dell'applicazione della rotazione, alla colonna.

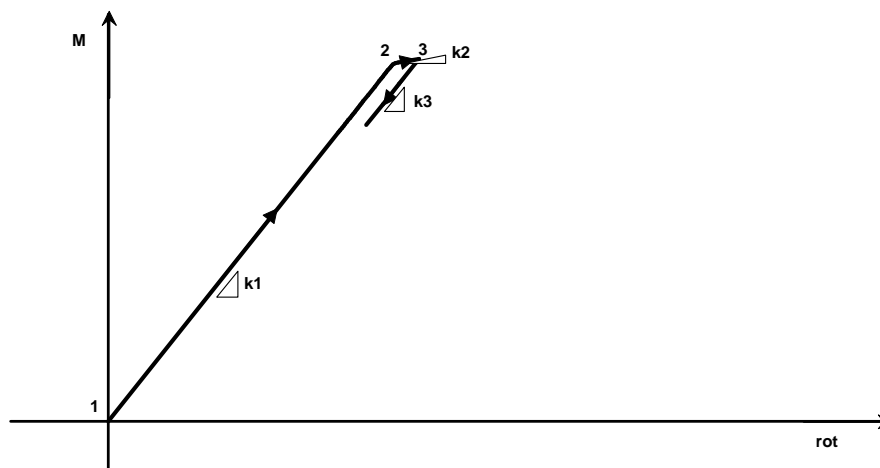


Figura 7.24: Fase di incremento monotono antiorario

Ricordiamo che il momento flettente viene trasmesso alla colonna per effetto di una coppia di braccio pari all'altezza geometrica della trave che produce, relativamente alla fase di carico in questione, azioni di compressione all'angolare superiore e trazione per l'angolare di sotto. Il fenomeno non interessa il profilo metallico per il suo sviluppo complessivo ma solo per la parte a stretto contatto con la trave.

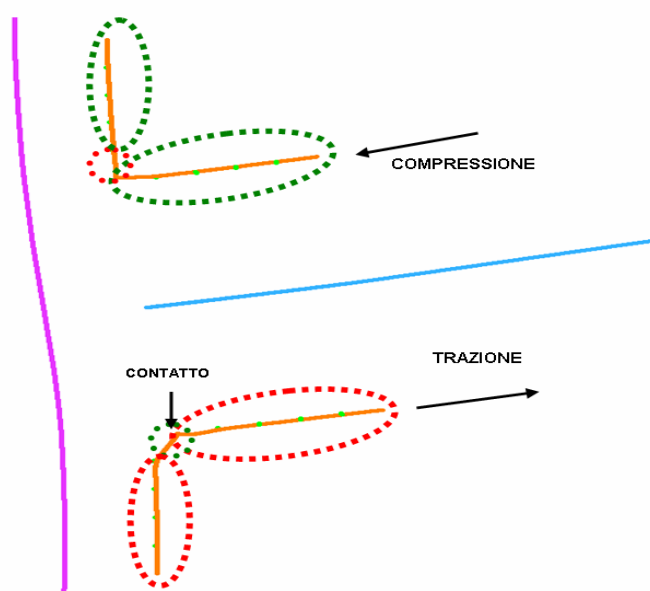


Figura 7.25: Individuazione nel profilo angolare di zone tese (rosse) e zone compresse (verdi)

La restante parte, per intenderci quella adiacente alla colonna, risulta compressa o tesa rispettivamente se si tratta dell'angolare inferiore o superiore.

Il comportamento è facilmente spiegabile se si considera che la trave, ruotando, genera pressioni di contatto con l'angolare inferiore mentre per il profilo superiore si osserva una zona di mancata aderenza che parte dalla posizione del primo ancoraggio per spingersi fino alla zona d'angolo (vedi Figura 7.25).

Con riferimento alla Figura 7.25, si possono osservare le parti di ciascun angolare che risultano tese o compresse per effetto dell'applicazione di una coppia flettente antioraria.

Il pilastro su cui poggia la trave subisce anch'esso una deformazione. La rotazione che si registra per la colonna è tale per cui l'angolare inferiore, per la parte a ridosso del pilastro, risulta soggetta a tensioni di trazione e, contrariamente, il profilo metallico superiore viene schiacciato.

Da un prima valutazione appare evidente che i connettori critici sono quelli situati in prossimità della zona d'angolo per la parte del profilo metallico a ridosso del pilastro.

Le sollecitazioni a taglio raggiungono livelli piuttosto elevati tali da superare i valori di progetto adottati per il dimensionamento degli stessi connettori che tengono uniti il profilo metallico alla trave. Il comportamento è imputabile al fatto che il pilastro, non essendo infinitamente rigido, assume una configurazione deformata per cui la distribuzione delle sollecitazioni di taglio non è uniformemente distribuita per tutti i connettori ma interessa solo parte di essi.

Il sistema di connessione progettato presenta un comportamento che si allontana di molto da una legge di tipo simmetrico. Infatti mentre l'angolare inferiore risulta impegnato a trazione ed è libero di deformarsi senza alcun impedimento (esclusa la presenza degli ancoraggi), il profilo metallico superiore non può assumere uno stato deformativo qualsiasi, ma risulta vincolato dalla presenza di trave e colonna che generano pressioni di contatto fra le superfici. Pertanto, il centro di rotazione non è posizionato in corrispondenza della mezzeria della sezione d'estremità della trave ma l'intero sistema ruota facendo perno sull'angolo del profilo metallico superiore.

Riportando in un diagramma la posizione osservata dai punti superiore e inferiore della sezione d'estremità della trave e considerando una rotazione rigida, appare evidente quanto affermato (vedi figura 7.26).

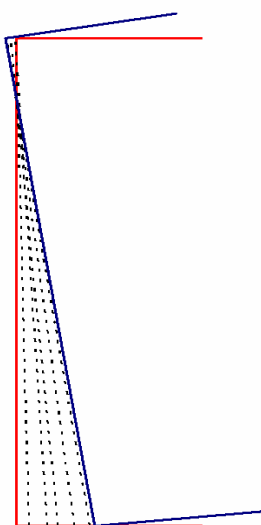


Figura 7.26: Posizione osservata dalla sezione d'estremità della trave per incremento antiorario di rotazione

È descritto con segno continuo rosso il profilo esterno della trave in configurazione indeformata. I segmenti di retta tratteggiati individuano la progressiva posizione assunta dalla sezione della trave via via che lo stato deformativo avanza mentre il tratto continuo color blu identifica la posizione assunta dalla trave una volta completata la fase di carico.

Il grafico riporta gli spostamenti assoluti registrati ai nodi d'estremità ma non rappresenta la configurazione deformata complessiva del sistema.

Infatti una veloce valutazione ci porterebbe a dire che la trave ruota facendo perno in un punto posizionato in prossimità del nodo superiore.

Questo non è esatto poiché nel grafico non è presente la deformazione osservata dalla colonna. Pertanto quello riportato è sì lo spostamento reale ma deve essere valutato con riferimento alla configurazione deformata che la colonna assume in ciascuna fase di carico.

2. Incremento antiorario di rotazione – fase plastica

Superata la fase elastica, si osserva un abbattimento di rigidezza ($k_2 < k_1$) legato al superamento, relativamente all'angolare inferiore, del valore di snervamento del materiale.

Le zone critiche interessano la parte verticale del profilo in questione e più precisamente la zona d'angolo e l'area circostante la posizione del primo connettore a partire dall'alto. Localmente pertanto il materiale incrudisce.

Facciamo notare che l'angolare interessato dal fenomeno è solo quello inferiore. Ciò è dovuto al comportamento non simmetrico del sistema. Il profilo metallico superiore sarà invece sede di cerniere plastiche quando la rotazione cambia di verso.

3. Decremento orario di rotazione – scarico elastico

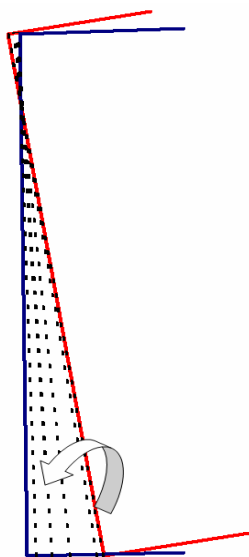


Figura 7.27:
Decremento
monotono orario

Questa fase prevede lo scarico, ovvero l'applicazione di una rotazione che progressivamente si riduce fino a raggiungere lo stato iniziale, in assenza di forzanti esterne.

La rigidezza che si osserva è quella elastica per l'intero processo di scarico.

Da notare che fintantoché non si raggiunge la condizione di momento flettente nullo, la rigidezza è proprio quella che caratterizza la fase di carico elastico. Vedremo poi che per i cicli successivi questa condizione non sarà più soddisfatta e si osserverà una perdita di rigidezza che interesserà dapprima una zona limitata in prossimità dell'inversione del segno di applicazione carico e che man mano andrà ad estendersi in virtù del fatto che l'angolare andrà a maturare deformazioni plastiche progressivamente maggiori.

4. Incremento orario di rotazione – fase di carico

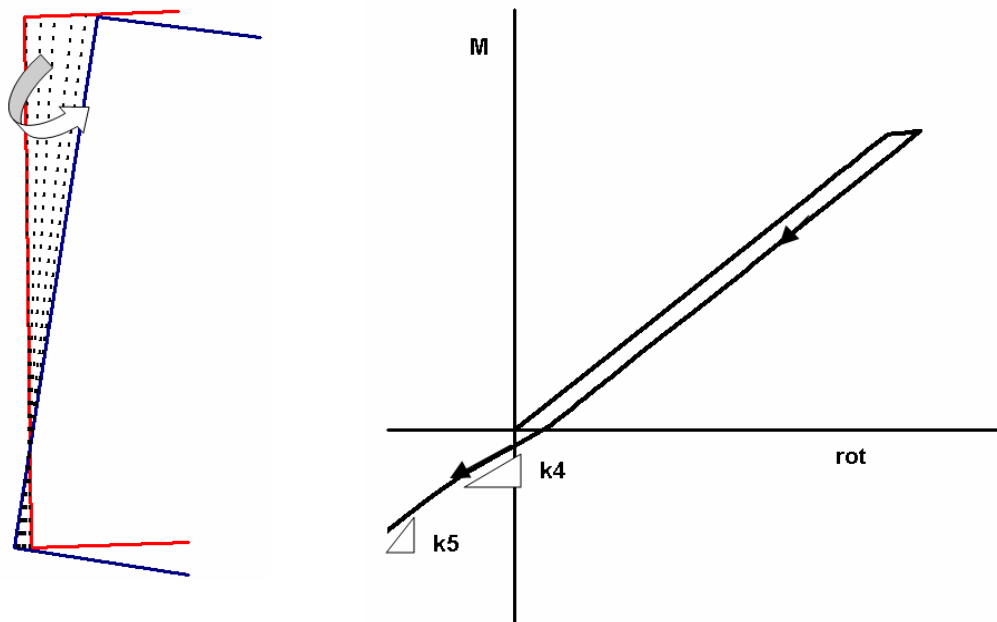


Figura 7.28: Incremento monotono orario

In assenza di sollecitazione, il sistema di collegamento presenta rotazione non nulla (sezione in rosso in figura 7.28). Questa è la conseguenza logica che

l'angolare ha subito deformazioni plastiche non più recuperabili una volta rimossa la forzante esterna.

Nei successivi step di carico accade che, prima di mobilitare la rigidità offerta dal sistema nella fase di carico iniziale ($k_5=k_1$), l'angolare inferiore debba ritornare nella sua configurazione iniziale, ovvero recuperare la sua deformata. In questa fase transitoria la rigidità offerta dal sistema è pertanto ridotta ($k_4 < k_5 = k_1$). Poi il sistema esplica la rigidità elastica (k_5) fino a raggiungere lo snervamento.

5. Incremento orario di rotazione – fase plastica

Il giunto plasticizza allo stesso valore di sollecitazione flettente osservato per la fase di carico a rotazione oraria. L'apertura delle due cerniere è istantanea, la prima in prossimità del primo connettore a partire dal basso, la seconda in corrispondenza dell'angolo del profilo.

Gli incrementi di carico vengono spinti per la quantità sufficiente da esplicare una fase incedente apprezzabile. Poi la trave viene scaricata.

La rigidità plastica è quella che caratterizza la fase plastica di carico monotono antiorario.

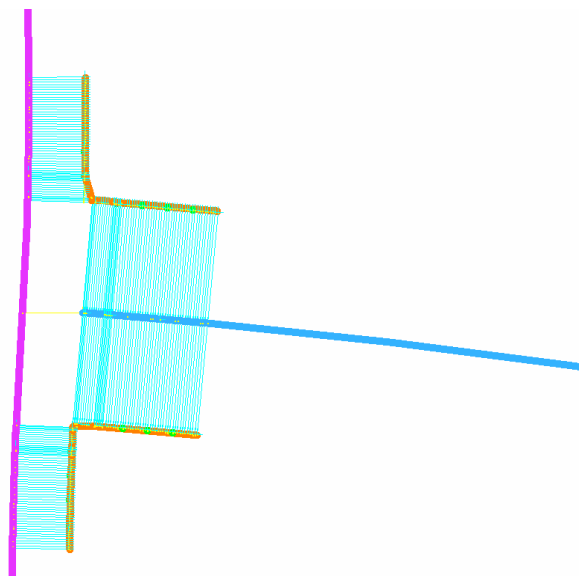


Figura 7.29: Configurazione deformata del sistema di connessione nella condizione ad angolari completamente a contatto con il pilastro adiacente

Le rotazioni osservate dalla trave nella fase di carico sono quelle riportate in figura 7.16.

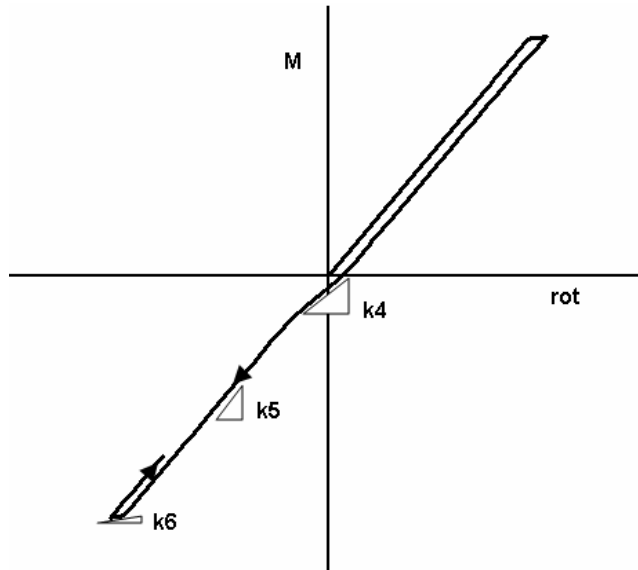


Figura 7.30: Fase di incremento monotono orario

6. Decremento antiorario di rotazione – scarico elastico

Questa fase è caratterizzata da una pendenza elastica che interessa buona parte dello scarico. Si osserva in corrispondenza dell'origine, una riduzione di rigidezza ($k_8 < k_7$) di entità paragonabile alla rigidezza individuata nella precedente fase di scarico ($k_8 = k_4$).

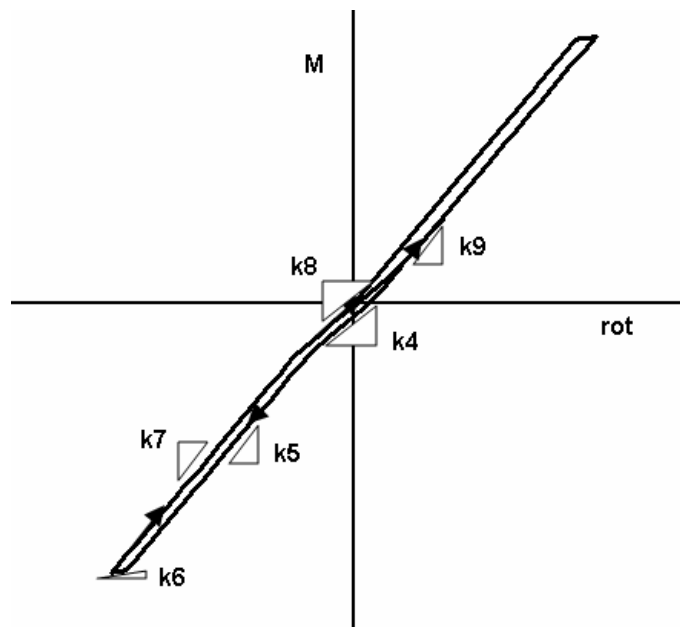


Figura 7.31: Fase di decremento monotono antiorario

Il tratto a rigidezza ridotta va ad interessare la zona di passaggio carico/scarico per una lunghezza sufficiente per poter raggiungere la precedente fase di scarico elastico. Da qui il sistema procede a rigidezza costante pari a quella elastica, e si sovrappone esattamente alla precedente fase di scarico.

La zona a rigidezza ridotta (k_8) è contraddistinta dal sollevamento contemporaneo di entrambi i profili. In particolare nel passaggio dalla pendenza k_7 a k_8 si manifesta l'apertura dell'angolare inferiore, ancor prima di aver applicato la rotazione oraria; alternativamente, da k_8 a k_9 , si osserva il recupero del contatto con la superficie del pilastro per l'angolare superiore.

La figura 7.32 mostra le fasi di sollevamento e chiusura dei profili in questione.

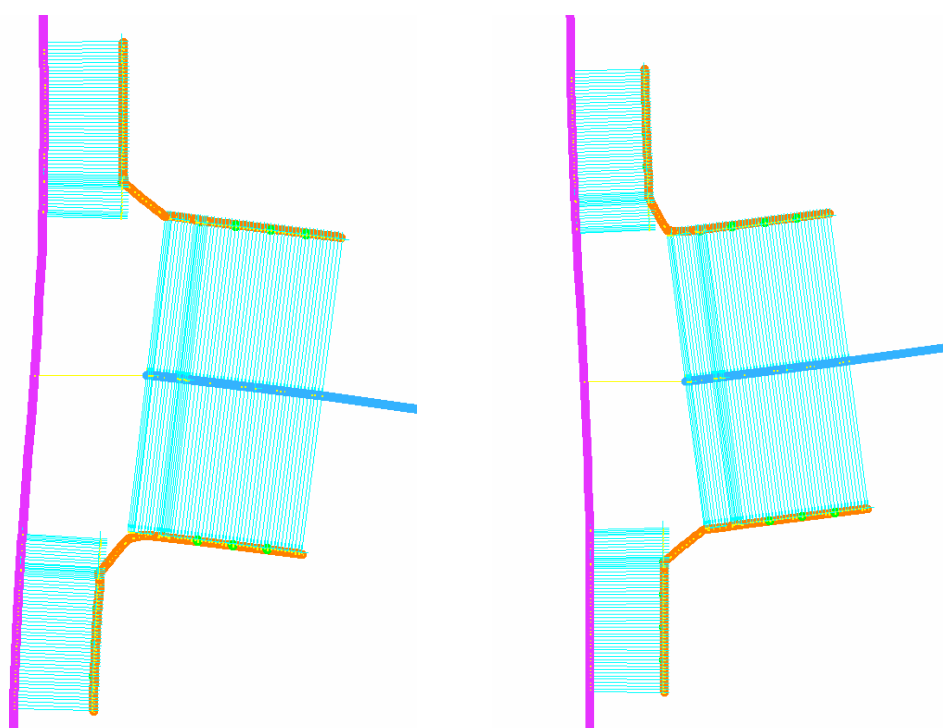


Figura 7.32: Fase di sollevamento dell'angolare inferiore (a sinistra) e successiva chiusura per il profilo superiore (a destra)

7. Secondo ciclo di isteresi

I passaggi visti finora descrivono attentamente le diverse fasi di carico e scarico del collegamento studiato che interessano il primo ciclo di isteresi.

Ora vogliamo descrivere quello che accade con riferimento ai cicli di isteresi che susseguono al primo.

L'angolare inferiore supera il limite di proporzionalità elastico (k_{10}) durante la fase di carico antiorario e accumula deformazioni plastiche, non più recuperate nella successiva fase di scarico orario (k_{13}). Pertanto il profilo inferiore, in

assenza di forzanti esterne, conserva le deformazioni impresse a seguito del superamento della fase elastica.

L'applicazione di una progressiva rotazione oraria alla trave, che introduce una prima fase di scarico elastica, viene poi trasmessa alla colonna mediante un'azione di compressione per l'angolare inferiore, quello superiore invece risulta essere teso. Poiché il sistema di connessione non osserva un comportamento simmetrico, relativamente al profilo inferiore, ora compresso, non si potrà raggiungere un livello di momento tale da superare la soglia di snervamento del materiale. Di conseguenza le sole deformazioni plastiche accumulate dal profilo inferiore sono quelle registrate in concomitanza dell'applicazione di una coppia antioraria, infatti, l'azione di trazione cui risulta soggetto l'angolare inferiore durante la fase di carico orario, consente al profilo di deformarsi liberamente, non essendo vincolato in alcun modo a trave e colonna, se non localmente in corrispondenza dei connettori. Contrariamente, a carico antiorario, il comportamento evidenziato a compressione è alquanto diverso in virtù del fatto che l'angolare esercita pressioni di contatto sia su trave sia su colonna.

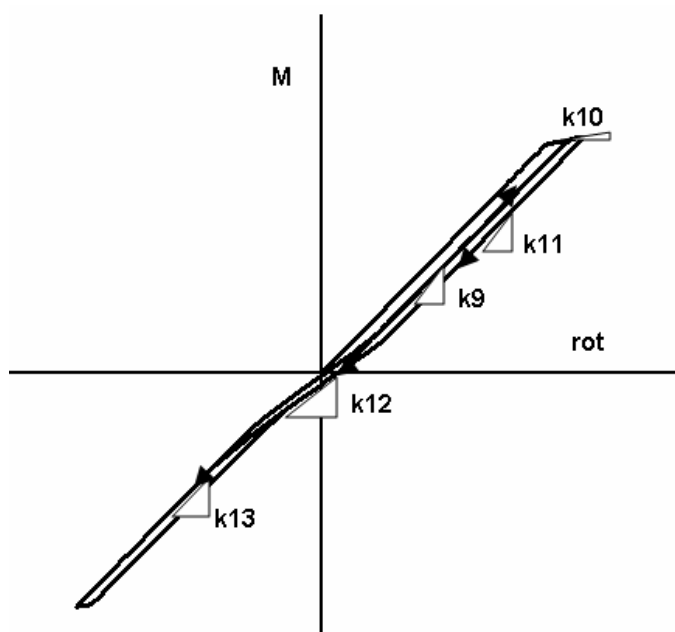


Figura 7.33: Secondo ciclo di carico

La limitata, se non assente, possibilità per l'angolare di assumere configurazioni deformate, ne determina il comportamento asimmetrico. In presenza di compressione, l'angolare viene schiacciato su trave e colonna assumendo uno stato deformativo non più capace di recuperare le deformazioni plastiche maturate nel precedente ciclo.

In altre parole il profilo conserva un potenziale elastico, una riserva d'energia accumulata che viene esplicita non appena l'azione di compressione agente sull'angolare scende a valori inferiori alla soglia di energia elastica.

La forza elastica immagazzinata è ovviamente proporzionale alle deformazioni plastiche raggiunte dal profilo angolare. E' quindi del tutto logico attendersi forze via via maggiori poiché con l'avanzare dei cicli di carico si manifestano escursioni in campo plastico sempre più ampie. Non a caso l'abbattimento di resistenza che si registra in fase di scarico si verifica per livelli di sollecitazione flettente progressivamente maggiori.

L'energia elastica accumulata, una volta resa attiva genera la nascita di forti pressioni che sollevano l'angolare, interessando una zona di mancata aderenza con la colonna che progressivamente si estende fino a raggiungere la posizione del connettore.

Questo fenomeno introduce una forte perdita di rigidità poiché vengono a mancare zone a contatto per la trasmissione della sollecitazione flettente.

7.4.5 Osservazioni

Nel paragrafo precedente è stata fornita una descrizione esaustiva dei fenomeni che vanno ad interferire sulla risposta del sistema di connessione studiato, specialmente per quanto riguarda l'evolversi dei valori di rigidità in ciascun istante di carico.

Per dare supporto a tale interpretazione sui meccanismi di risposta dell'angolare appare evidente formulare un semplice esempio che ci consentirà di chiarire il comportamento della connessione.

Si consideri di procedere con l'applicazione di un incremento monotono di rotazione nella misura opportuna da esplicitare, per l'angolare interessato (che nell'esempio proposto è quello inferiore), una sufficiente fase plastica. Dunque si procede allo scarico che seguirà la legge elastica (pari a quella di carico) fino al raggiungimento della condizione per cui il carico applicato risulti nullo. Ovviamente si osserverà una deformazione residua che sarà tanto più evidente quanto più l'angolare avrà maturato deformazioni plastiche. Poi si procede con una fase di carico, di segno opposto al precedente, fino a raggiungere un discreto livello di deformazione (=rotazione). Si immagini a questo punto di rimuovere istantaneamente la forzante esterna. Il sistema si vede costretto a portarsi alla condizione di carico nullo, ma la legge di scarico quale forma andrà ad assumere? La sperimentazione numerica ha evidenziato che lo scarico avviene ripercorrendo

in senso opposto la precedente fase di carico, fino a portarsi alla condizione di quiete. Ciò significa che, come d'altro canto era logico aspettarsi, l'angolare tiene a memoria le precedenti situazioni di carico che lo hanno portato a maturare deformazioni plastiche attraverso una progressiva crescita del suo livello di potenziale. In pratica l'angolare si comporta come una molla pronta ad esplicitare il suo potenziale elastico non appena si verificano determinate circostanze. Nel caso trattato ogniqualvolta il livello di deformazione applicata scenda al di sotto di una soglia limite per cui scatta questo meccanismo manifestando il sollevamento dell'angolare dal pilastro. Prendiamo atto, pertanto, che la descrizione fornita al paragrafo precedente ha fondamento per essere considerata un'interpretazione attendibile dei fenomeni che governano il sistema di collegamento quando sottoposto ad azioni di natura ciclica.

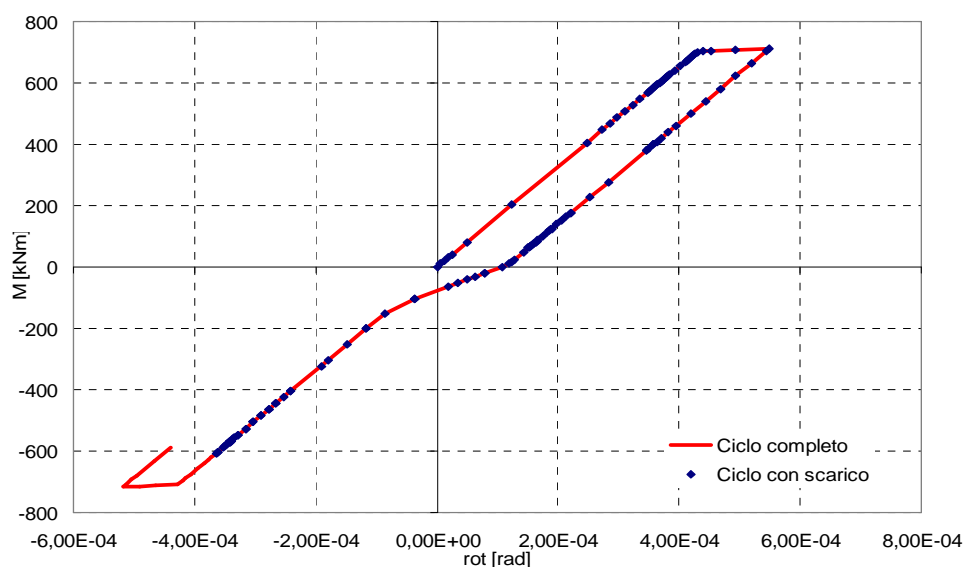


Figura 7.34: Ciclo di isteresi con fase di scarico elastico

Nel grafico in figura 7.34 è proposto l'andamento osservato dal profilo angolare quando sottoposto ad una fase di scarico (pallini blu) che si manifesta non appena raggiunta una rotazione di circa $-4,00\text{E-}4$ rad. Vediamo che i pallini blu si mantengono in asse con l'andamento osservato in fase di carico.

CAPITOLO 8

ANALISI SISMICHE SULLA STRUTTURA

8.1 Aspetti generali

In questo capitolo verranno presentati i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche caricate sulla struttura.

In particolare si farà riferimento ad uno schema statico che prevede la presenza del sistema di collegamento in tutti i nodi facenti parte del complesso strutturale, e come indicato in figura 8.1.

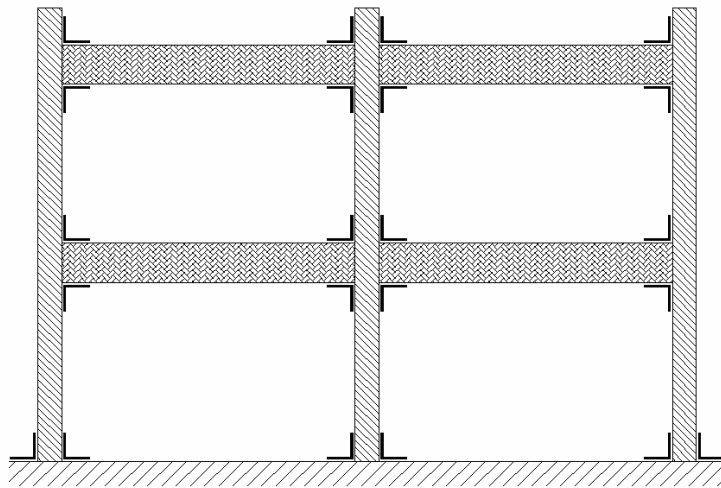


Figura 8.1: Schema di posizionamento nell'organismo strutturale dei sistemi di collegamento

Il collegamento pilastro-fondazione verrà trattato in eguale maniera alle connessioni trave-colonna. Nel prossimo capitolo vedremo che sarà rimossa la condizione per cui si abbia alla base della colonne la formazione di zone critiche a comportamento plastico, e la domanda di capacità dissipativa della struttura verrà demandata ai soli nodi interni dell'organismo strutturale.

In ambito numerico, la condizione di non-linearità attribuita alle connessioni è stata conteggiata per mezzo di elementi finiti a formulazione elasto-plastica applicati alle estremità di ciascuna trave.

La legge che descrive la risposta non-lineare è quella evidenziata al paragrafo 7.4 relativamente alla condizione discussa al caso B "Angolare parzialmente sollevato dal pilastro", e qui di seguito illustrata.

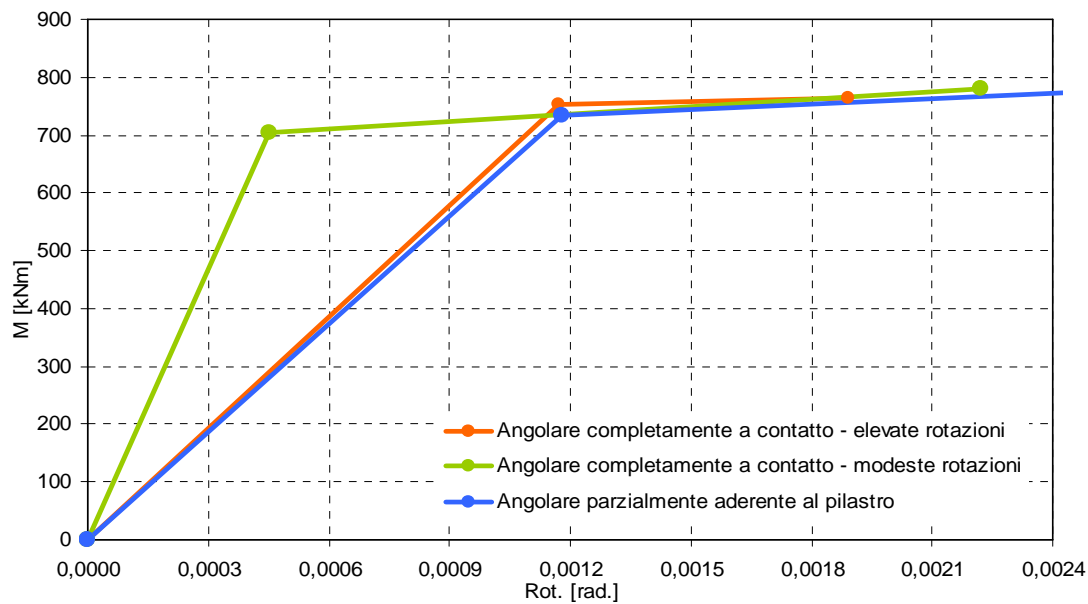


Figura 8.2: Modello costitutivo bi-lineare del sistema di connessione in funzione della tecnologia di realizzazione adottata

Nei paragrafi successivi sono presentate le soluzioni delle analisi numeriche senza noiose spiegazioni per non rendere pesante la lettura dei risultati.

8.2 Definizione delle forzanti esterne

Prima di procedere alla presentazione dei risultati è utile ricordare che i metodi di analisi adottati hanno richiesto l'applicazione sulla struttura di onde di carico a simulare le oscillazioni prodotte da eventi sismici.

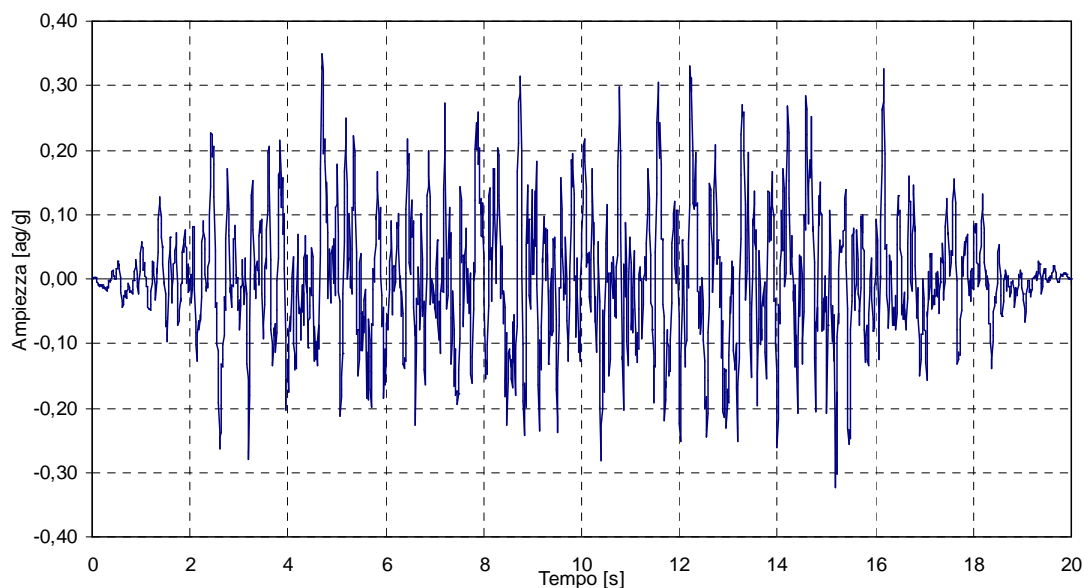


Figura 8.3: Accelerogramma sintetico n.1

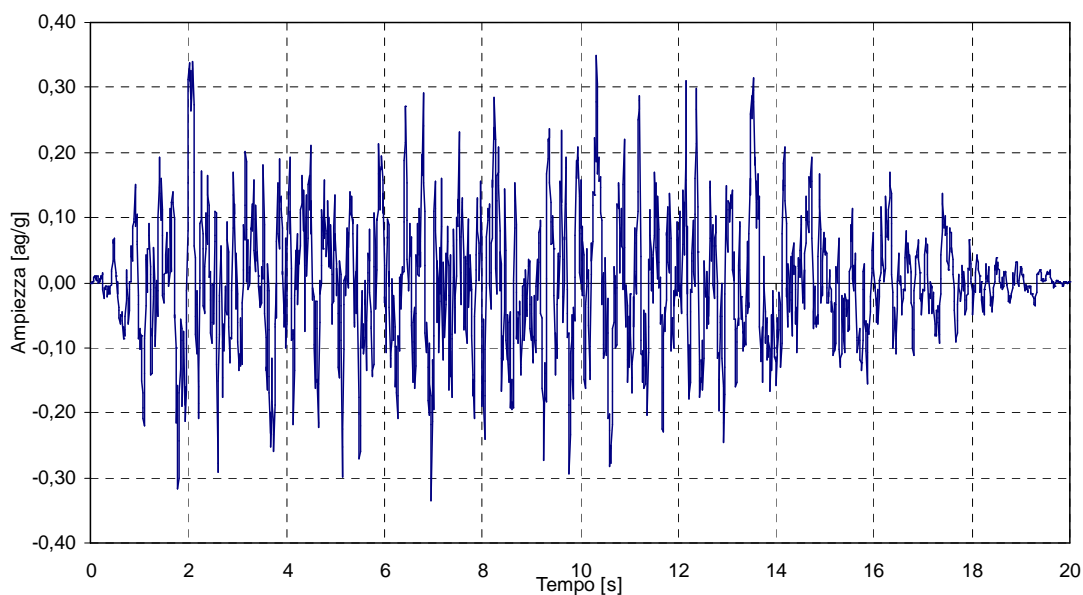


Figura 8.4: Accelerogramma sintetico n.2

Non avendo a disposizione accelerogrammi naturali con buona distribuzione in frequenza del segnale, si è preferito l'uso di accelerogrammi generati artificialmente a partire dalle condizioni sismo-genetiche della zona a cui facciamo riferimento. In particolare il set di accelerogrammi sintetici adottato è riportato nelle figure 8.3 e 8.4.

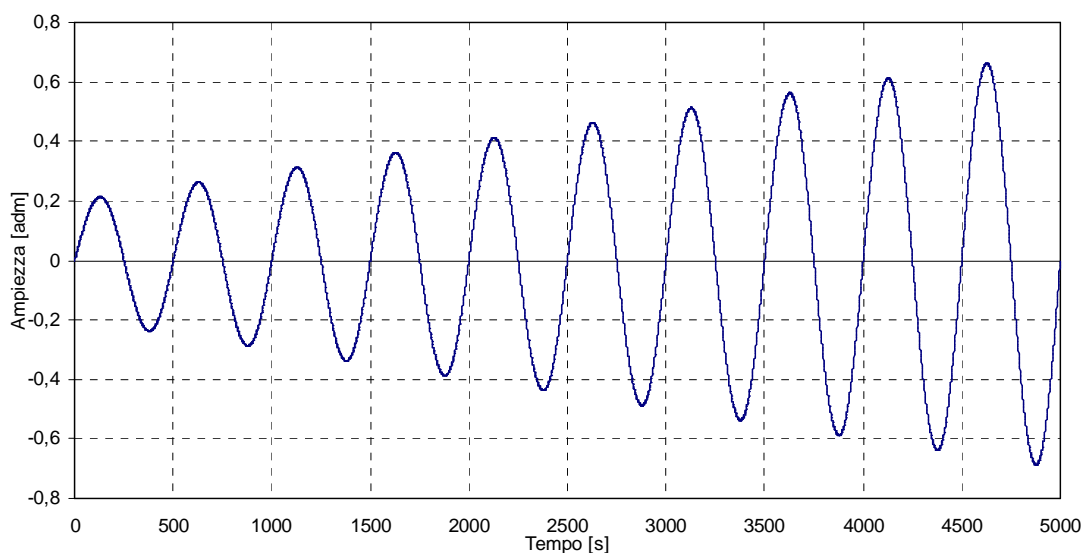


Figura 8.5: Onda di carico sinusoidale ad ampiezza progressivamente crescente

Inoltre, per fornire una risposta completa al comportamento dinamico della struttura, si è ritenuto opportuno considerare un segnale (vedi figura 8.5) che descrive l'andamento di un onda sinusoidale ad ampiezza progressivamente crescente. Tale procedura ha permesso di individuare il comportamento isteretico

della connessione e di porre gli opportuni paragoni con le soluzioni ottenute dai metodi di analisi statici presentate al paragrafo 7.4.

8.3 Metodi di analisi lineari

Le procedure non-lineari consentono di individuare le zone a comportamento dissipativo presenti nella struttura. Non solo, è possibile evidenziare la distribuzioni delle sollecitazioni sulle membrature, al fine di individuare la risposta dinamica dell'organismo strutturale.

Utili informazioni sono inoltre date dall'analisi delle reazioni di vincolo che, confrontate con le soluzioni di una struttura ad elementi con legge lineare, forniscono un'indicazione sulla capacità dissipativa fornita dalla struttura.

Per raggiungere questo obiettivo si sono analizzate le soluzioni ottenute dalle analisi lineari, qui di seguito presentate.

8.3.1 Analisi dinamica modale

Si riporta, in figura 8.6, la distribuzione delle sollecitazioni flettenti, direttamente come output fornito dal programma di calcolo utilizzato.

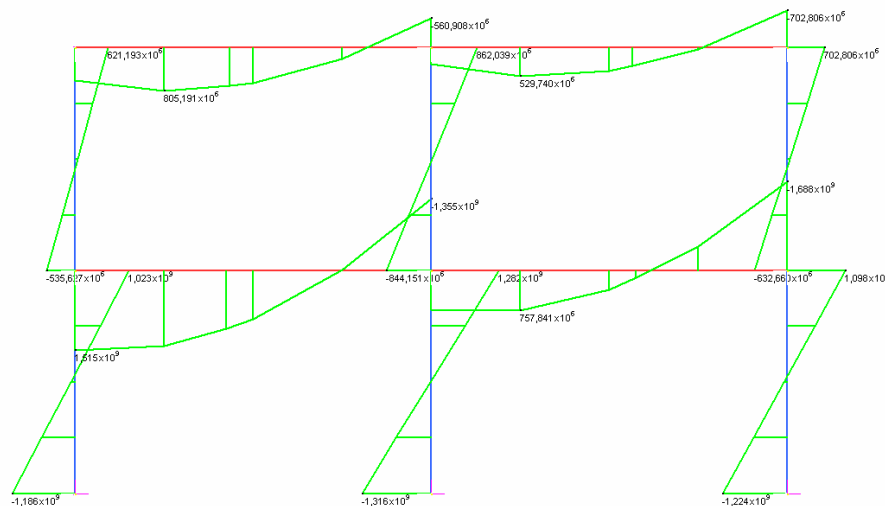


Figura 8.6: Diagramma dei momenti flettenti per analisi dinamica modale

Il taglio alla base è dato dalla somma delle reazioni vincolari in direzione X registrate per ciascun nodo alla base della struttura e vale 1726kN.

8.3.2 Analisi dinamica lineare

Oltre alla distribuzione delle sollecitazioni flettenti, ottenuta mediante un diagramma di involucro riferito ad ogni istante temporale in cui si è analizzata la soluzione (vedi figura 8.7), si riporta l'andamento nel tempo dello spostamento orizzontale registrato per un punto di controllo in sommità dell'edificio (vedi figura 8.8).

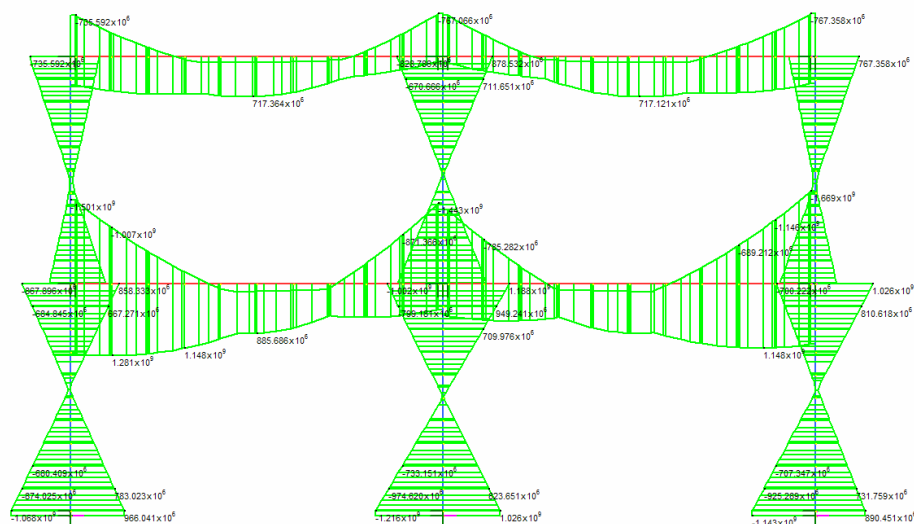


Figura 8.7: Diagramma di involucro dei momenti flettenti per analisi dinamica lineare

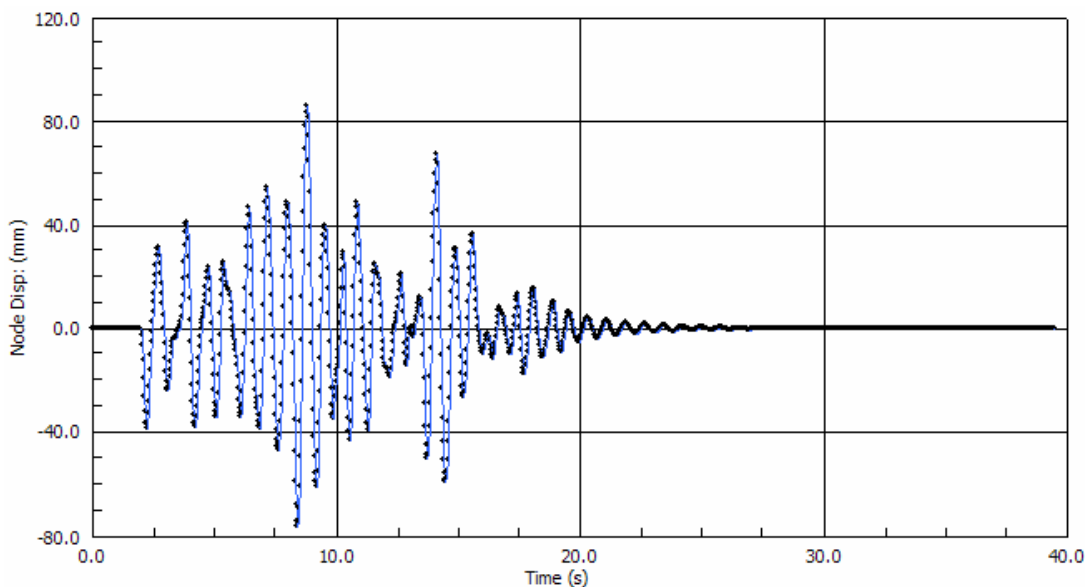


Figura 8.8: Andamento dello spostamento del punto di controllo

Lo spostamento massimo di sommità raggiunto dalla struttura è di 83mm.

Il taglio alla base in questo caso vale 1709kN.

8.4 Analisi dinamiche non lineari

Di seguito sono presentati i risultati dati dai metodi di analisi non lineari.

In particolare, prima di analizzare la risposta della struttura sotto l'azione del sisma (mediante l'applicazione dei due accelerogrammi definiti al paragrafo precedente), è stata lanciata un'analisi dinamica non lineare applicando al sistema strutturale l'onda di forma sinusoidale dalle note caratteristiche.

8.4.1 Forzante sinusoidale

Si riportano i diagrammi che definiscono il comportamento isteretico del sistema di connessione relativamente ad un nodo interno del complesso strutturale e ad un collegamento alla base dei pilastri.

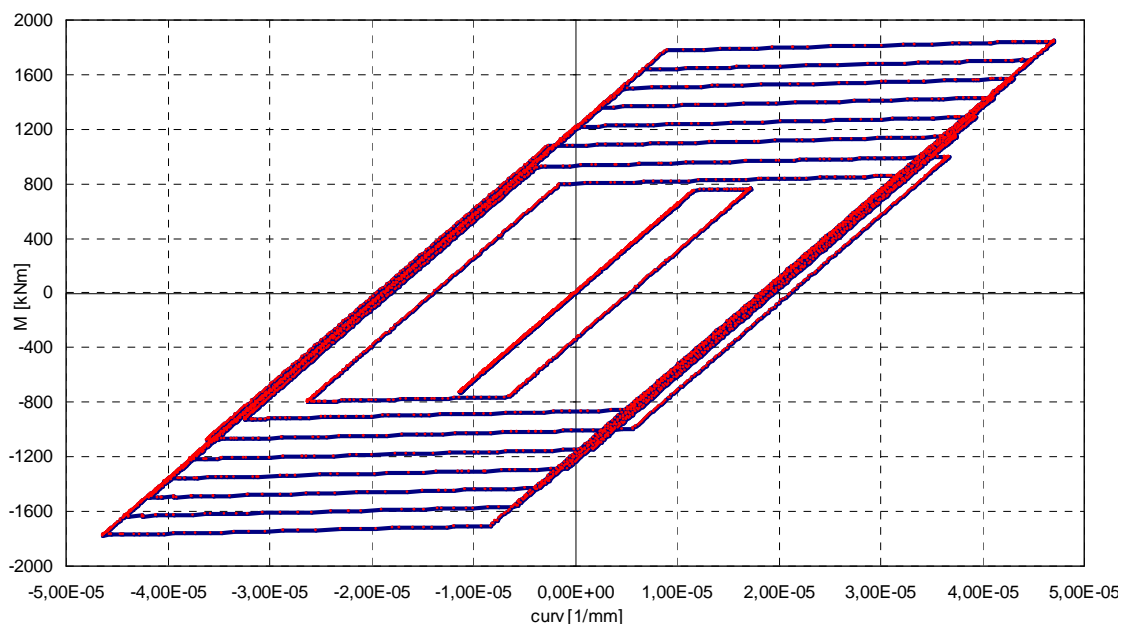


Figura 8.9: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna – Forzante di carico di forma sinusoidale

Come si può osservare nelle figure 8.9 e 8.10, l'anello di isteresi presenta un lieve incremento, quasi impercettibile, del livello di curvatura fra un ciclo di isteresi e il successivo.

Questo comportamento è imputabile al fatto che è stata applicata un'onda di carico caratterizzata da un periodo piuttosto lungo ($T=500\text{s}$), per cui il segnale viene trattato come una forzante esterna quasi stazionaria. Per queste ragioni il sistema non ha la capacità di rispondere mobilitando le proprietà legate all'inerzia della struttura, di fatto è come trascurare l'effetto smorzante per cui le oscillazioni lentamente vengono ad abbattersi.

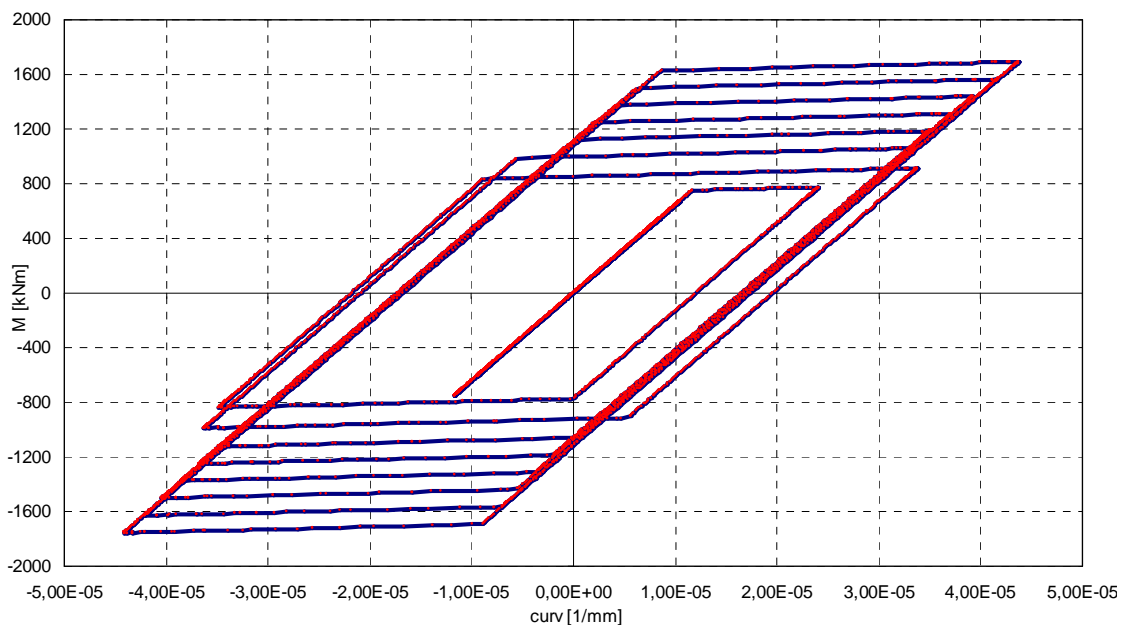


Figura 8.10: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione – Forzante di carico di forma sinusoidale

8.4.2 Accelerogramma sintetico n.1

L'analisi dinamica non lineare, come del resto anche la dinamica lineare, richiede l'applicazione di un fattore di smorzamento relativamente alle frequenze fondamentali di oscillazione del sistema. A tal proposito si è assegnato un valore del rapporto di smorzamento viscoso equivalente pari al 5%, come è tipico per le ordinarie strutture in calcestruzzo armato, secondo la formulazione di Rayleigh. Le frequenze di riferimento sono le stesse individuate nel capitolo 5, 1.36Hz e 3.68Hz che mobilitano rispettivamente il 94% e il 6% di massa partecipante. L'intervallo di tempo stabilito in sede di definizione dei parametri di ingresso dell'analisi è stato assunto pari a un quarantesimo di secondo, funzione della frequenza minima fondamentale del sistema. Questo parametro risulta fondamentale per non perdere informazioni utili riguardo al comportamento dinamico del sistema.

Si riportano, in ordine con cui vengono presentati, il grafico che descrive l'andamento nel tempo dello spostamento massimo del punto di controllo, il diagramma dell'involuppo delle sollecitazioni flettenti e i grafici che illustrano il comportamento ciclico del collegamento, con riferimento ad un nodo interno del complesso strutturale e in corrispondenza dell'attacco del pilastro all'opera di fondazione.

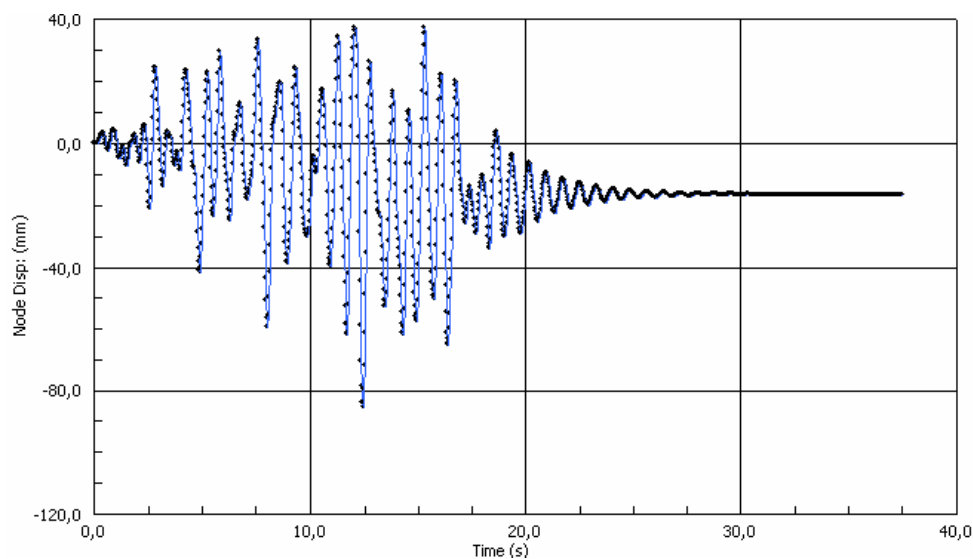


Figura 8.11: Andamento dello spostamento del punto di controllo per analisi dinamica non lineare- ACC.1

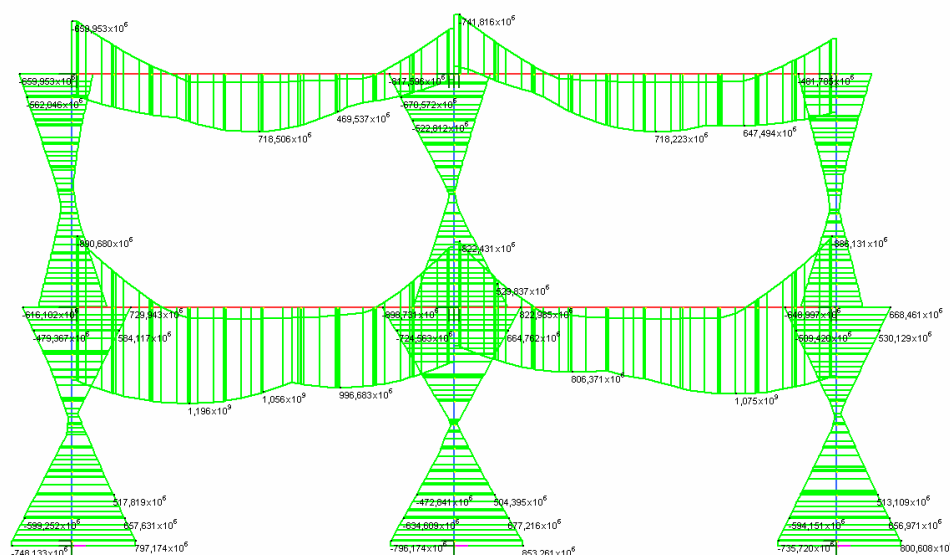


Figura 8.12: Diagramma di involucro dei momenti flettenti per analisi dinamica non lineare - ACC1

Lo spostamento massimo registrato in sommità per l'analisi dinamica non lineare è di 84mm, che determina un errore inferiore all'1% rispetto alla soluzione elastica lineare. Entrambi i sistemi pertanto raggiungono la stessa condizione ultima, anche se in istanti temporali assolutamente diversi.

Si fa notare che è presente uno spostamento residuo, pari all'incirca a 2cm, dovuto al fatto che la struttura ha maturato deformazioni plastiche durante il movimento sismico.

Il taglio massimo alla base è dato dal valore più alto della somma delle reazioni vincolari registrate per ogni istante temporale e vale 937kN.

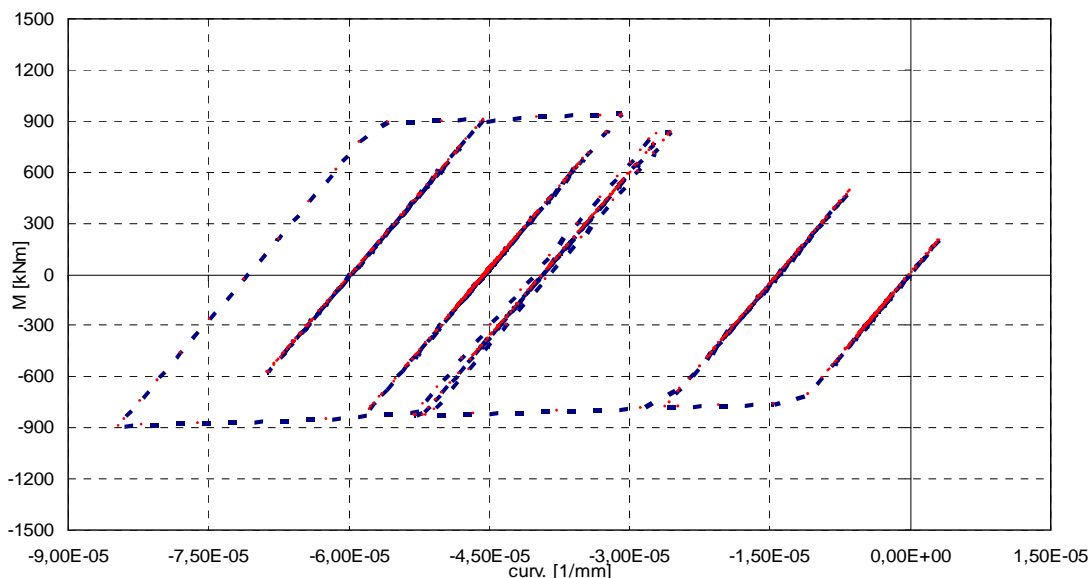


Figura 8.13: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna - ACC1

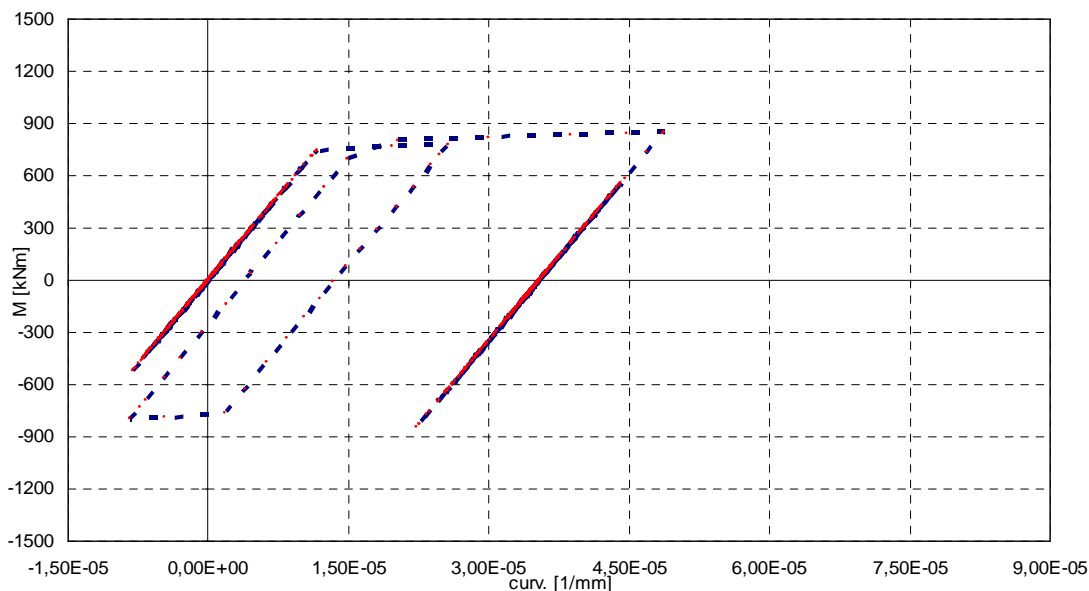


Figura 8.14: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione - ACC1

8.4.3 Accelerogramma sintetico n.2

Nelle figure riportate qui di seguito sono riproposti gli stessi grafici ottenuti applicando alla struttura l'accelerogramma sintetico n.2.

Lo spostamento massimo è di poco inferiore alla soluzione lineare, l'errore commesso rientra comunque in un livello di tolleranza accettabile. Sempre con riferimento alla figura 8.15, si nota la presenza di uno spostamento residuo, questa volta di segno positivo, pari a 1cm.

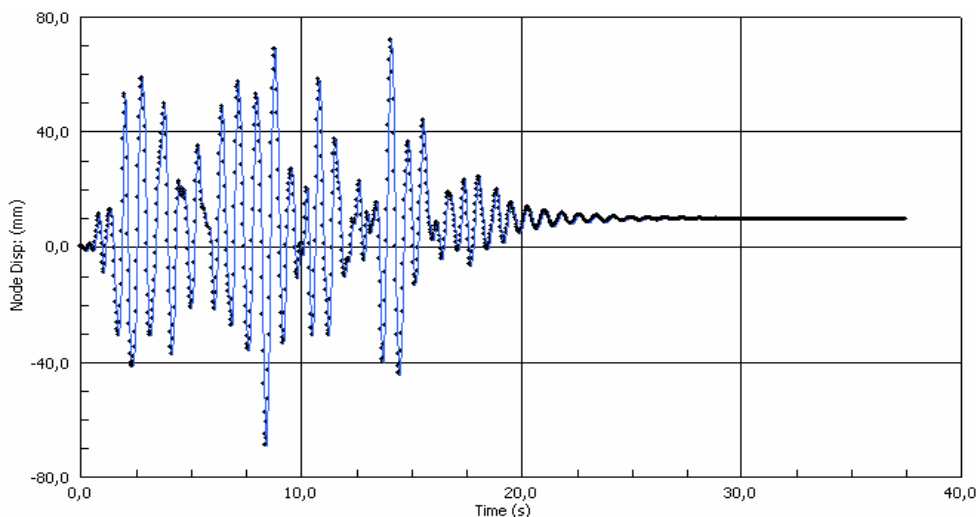


Figura 8.15: Andamento dello spostamento del punto di controllo per analisi dinamica non lineare - ACC.2

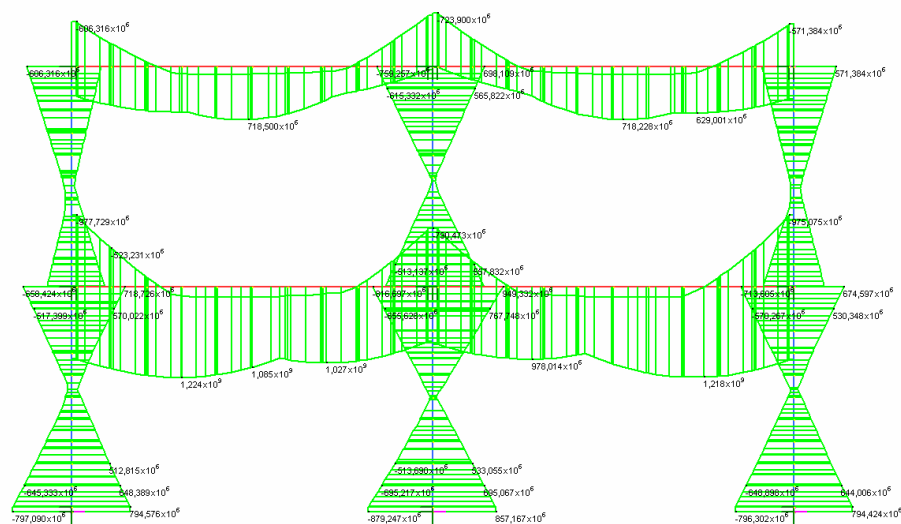


Figura 8.16: Diagramma di involucro dei momenti flettenti per analisi dinamica non lineare - ACC.2

La distribuzione dei momenti flettenti è paragonabile al caso precedente, e i livelli di sollecitazione raggiunta sono confrontabili fra loro.

Il taglio alla base rilevato con la nota procedura è di 983kN contro i 937kN della soluzione precedente.

L'isteresi del sistema di collegamento (vedi figure 8.17 e 8.18) è più significativa in quanto produce un numero di cicli maggiore, di conseguenza le capacità dissipative della struttura sono migliori. Ciò significa che l'accelerogramma considerato ha un contenuto in frequenza superiore al segnale dinamico del punto precedente, e la struttura nel suo complesso risponde in modo più efficiente.

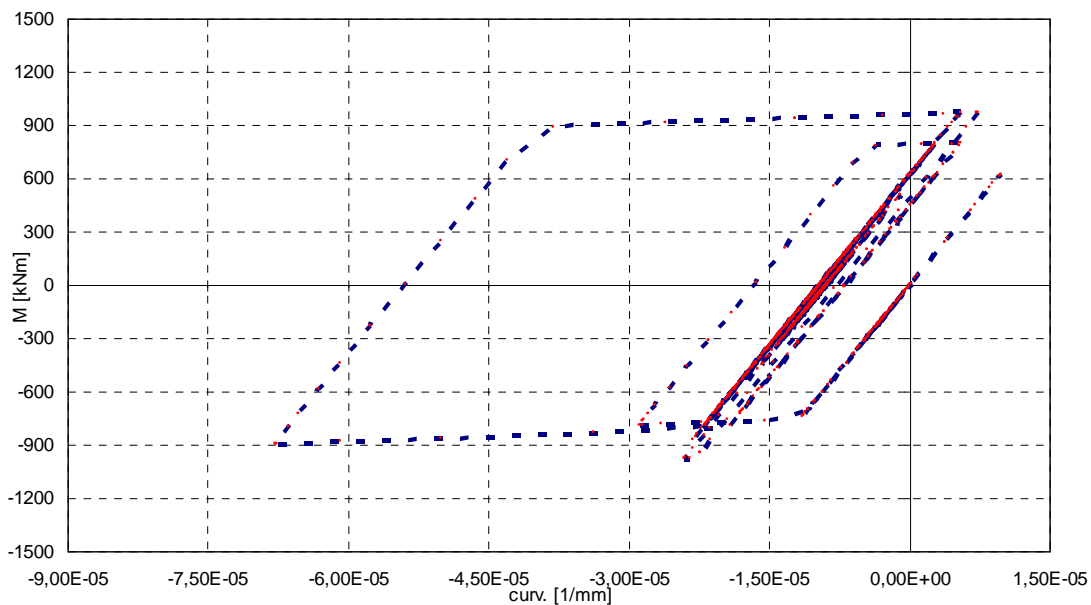


Figura 8.17: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna – ACC2

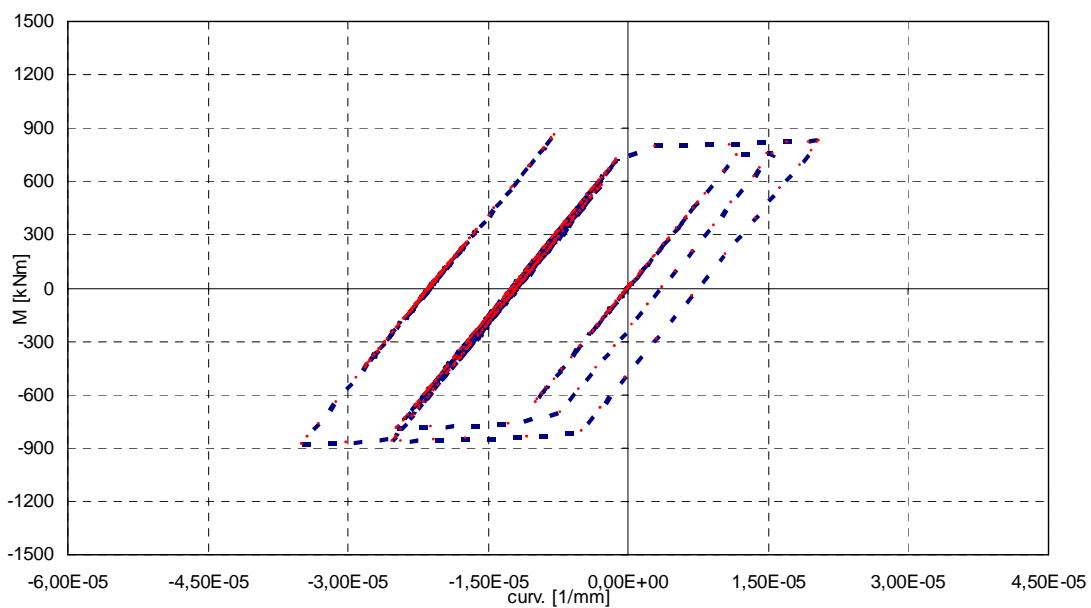


Figura 8.18: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione – ACC2

8.5 Analisi critica dei risultati

Nel presente paragrafo cercheremo di esprimere alcune considerazioni in merito ai risultati mostrati ai paragrafi precedenti.

Un'analisi critica ci permetterà di andare alla ricerca di soluzioni alternative con lo scopo di migliorare la risposta della struttura e di rendere più efficiente il sistema di collegamento.

8.5.1 Distribuzione della domanda inelastica nella struttura

La connessione, così per come è stata concepita, ha la capacità di dare una risposta elasto-plastica non appena il livello di sollecitazione flettente raggiunga un'assegnata soglia. Vale a dire che, se per il collegamento si registrano sollecitazioni inferiori a quella che segna il limite della fase elastica nel modello costitutivo della connessione, è improponibile il manifestarsi di un comportamento plastico incrudente nella zona di nodo. Di fatto è come se il sistema di collegamento non possedesse alcuna capacità dissipativa.

La soglia di plasticizzazione è stata caratterizzata in modo da consentire, per le massime azioni statiche, il completo trasferimento delle sollecitazioni flettenti impedendo la nascita di zone a comportamento plastico nell'angolare.

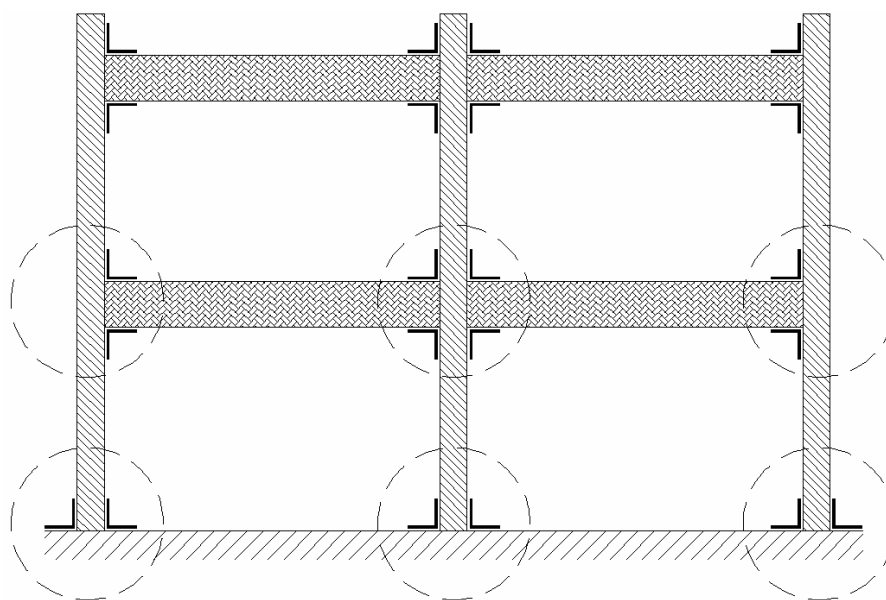


Figura 8.19: Individuazione delle zone a comportamento plastico

Tuttavia l'applicazione di un sisma alla struttura introduce livelli di sollecitazione superiori ai momenti determinati per la statica, quindi, con ogni probabilità, si manifesta la fase plastica. Ma non è scontato che in ciascun

collegamento trave-colonna o pilastro-fondazione si possa raggiungere, quindi superare, la soglia di plasticizzazione assegnata.

Infatti, relativamente al sistema di collegamento progettato, le zone critiche interessano i nodi alla base della struttura e quelli afferenti al primo piano, mentre le connessioni del secondo piano risultano rispondere in campo elastico lineare (vedi figura 8.19).

Riportando in un grafico momento-curvatura le soluzioni riferite ai nodi d'interesse, è facile dimostrare che non si raggiunga alcun comportamento plastico.

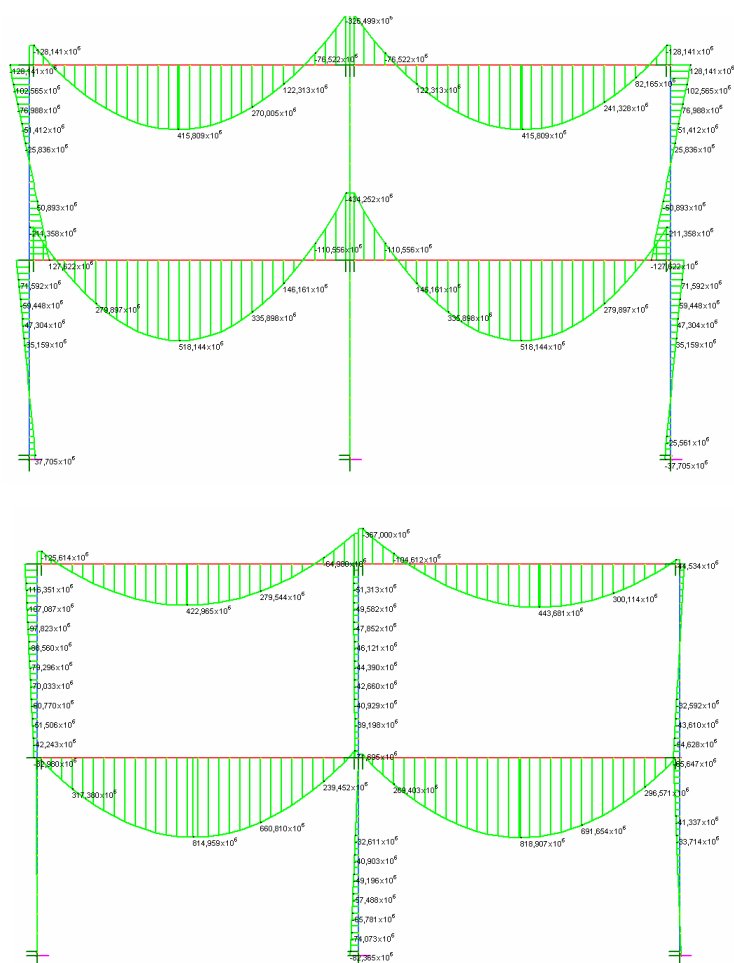


Figura 8.20: Diagramma delle sollecitazioni flettenti ante (sopra) e post (sotto) l'applicazione del sisma

Inoltre, confrontando i diagrammi della sollecitazione flettente ante e post l'applicazione del sisma (vedi figura 8.20), si nota come la nascita di zone plastiche introduca livelli di rigidezza molto più bassi tali da rendere precaria la continuità flessionale e orientandosi verso soluzioni che si avvicinano di più al comportamento a cerniera.

Per aumentare l'efficienza del sistema strutturale è dunque necessario migliorare l'efficacia dei nodi posti al piano secondo intervenendo sulle caratteristiche elasto-plastiche del collegamento.

Nel paragrafo 8.6 è proposta una soluzione progettuale alternativa.

8.5.2 Valutazione della capacità dissipativa della struttura

Il metodo d'eccellenza per la valutazione della capacità dissipativa di un edificio è l'analisi statica non-lineare, altresì conosciuta come analisi di pushover. Il metodo prevede l'applicazione di una forzante esterna progressivamente crescente fino al raggiungimento della condizione ultima della struttura, condizione per cui si registra l'imminente collasso strutturale. Il procedimento in realtà si articola in una serie di passi, l'ultimo dei quali consente la determinazione del fattore di riduzione, o fattore di struttura. Questo coefficiente esprime una stima della capacità dissipativa sulla base di un rapporto fra la forza massima fornita dal sistema come se rispondesse in regime elasto-lineare, e la forza effettivamente registrata.

Quanto detto vale se la struttura risulta flessibile, per cui lo spostamento massimo ottenuto dall'analisi elastica è lo stesso di quello ricavato da un metodo di analisi non lineare.

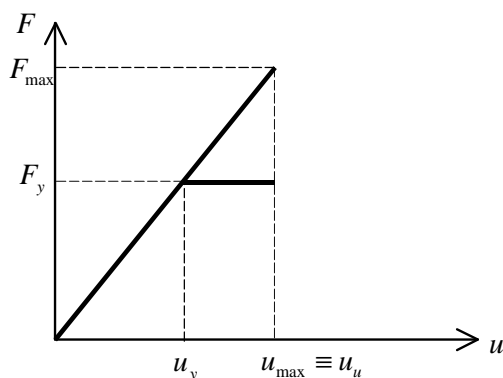


Figura 8.21: Sistema elasto-plastico e il suo corrispondente sistema lineare

Lo spostamento a cui si deve fare riferimento è quello massimo sopportato dalla struttura (u_{\max}), prima che in essa si formi un cinematismo tale da rendere il sistema labile.

Se si volesse applicare tale procedura nella determinazione del fattore di struttura con riferimento ad una analisi dinamica non lineare, c'è da tenere conto di questo aspetto: lo spostamento più elevato registrato in occasione del sisma non è il massimo in assoluto che riesca a mobilitare la struttura (quindi u_{\max}),

ma è quello associato alla forzante esterna applicata ($u < u_{max}$). Per questo motivo il rapporto fra le forze in questione fornisce una sottostima del reale fattore di struttura.

Premesso questo, relativamente ai casi sinora trattati, si ha:

	Tmax [kN]	q [STIMA]
lineare	1718	
non lineare ACC1	937	1,8
non lineare ACC2	983	1,7

8.5.3 Comportamento non-lineare delle membrature

Affinché si possa contenere il livello di danno, il comportamento plastico deve essere demandato al solo sistema di connessione mentre tutte le membrature dell'organismo strutturale dovranno rispondere in campo elastico-lineare.

Nel dimensionamento di tali elementi, quindi di travi e di pilastri, si è applicato il principio di gerarchia delle resistenze, secondo il quale la resistenza di ciascun elemento dovrà essere tale da proteggere lo stesso dall'insorgere di fenomeni plastici.

Seguendo questa logica, in base al quantitativo di armatura di staffaggio richiesta per garantire la duttilità di sezione, si sono ricavati i grafici che esprimono il comportamento non-lineare di ciascun elemento.

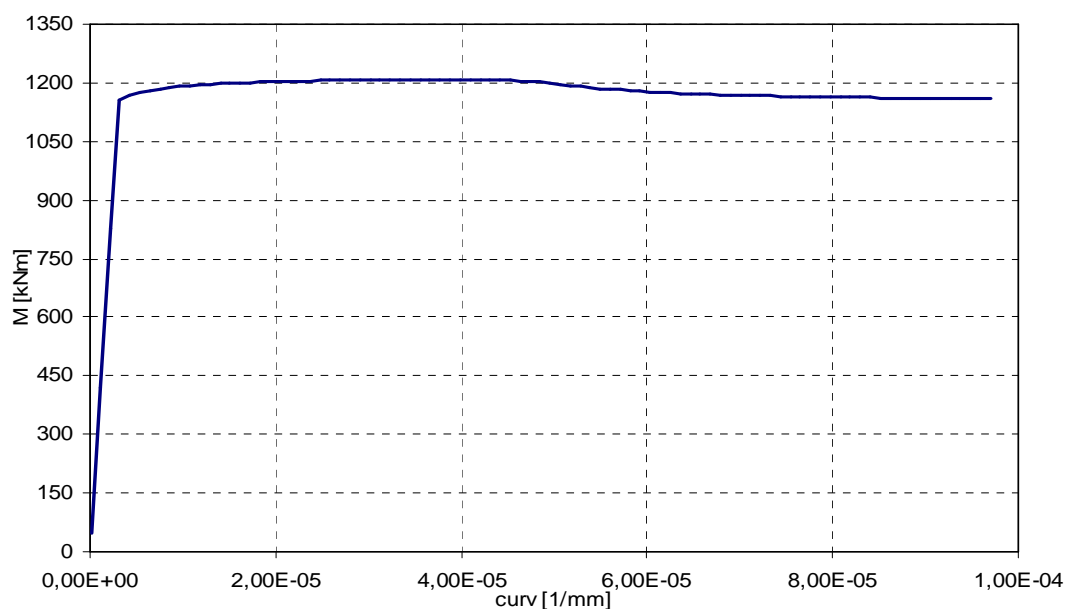


Figura 8.22: Comportamento non-lineare di travi 50x100

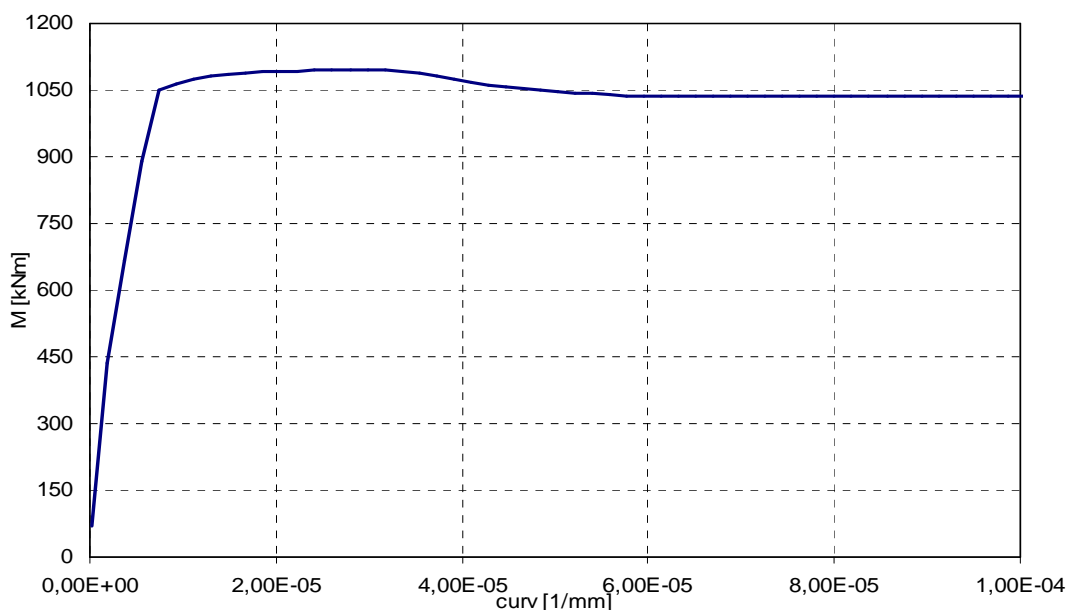


Figura 8.23: Comportamento non-lineare di pilastri 60x60

8.6 Soluzioni alternative nella distribuzione della domanda inelastica

In questo paragrafo sono proposte altre soluzioni di progettazione del sistema di connessione con l'obiettivo di migliorare la capacità dissipativa della struttura.

Una prima ipotesi riguarda la ricerca di una nuova geometria del profilo angolare con lo scopo di abbassare la soglia di snervamento, quindi di consentire l'entrata in campo plastico per livelli di sollecitazione inferiori.

La seconda soluzione prevede l'applicazione di una legge costitutiva elasto-plastica con incrudimento di tipo cinematico, capace di interpretare in modo più efficiente il comportamento reale di un provino in acciaio soggetto ad azioni ripetute.

8.6.1 Riduzione della soglia di plasticizzazione

Prima di procedere al dimensionamento del profilo angolare si è voluto analizzare la risposta offerta dalla struttura ipotizzando una legge elasto-plastica del collegamento che presenti un'escursione in regime elastico inferiore rispetto alle soluzioni sino a qui trattate.

In figura 8.24 è mostrato il nuovo modello costitutivo adottato.

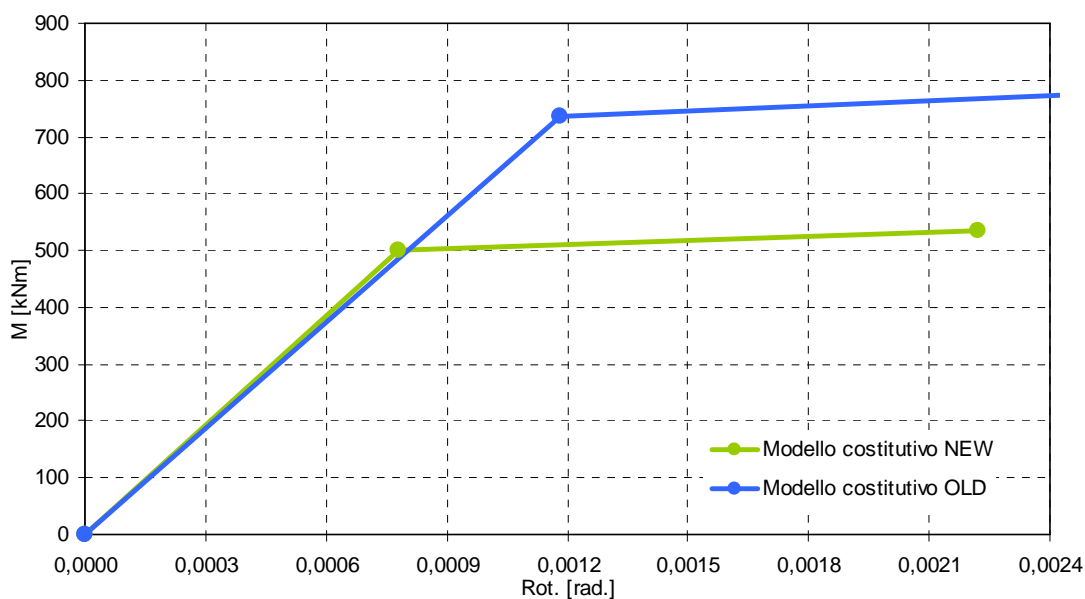


Figura 8.24: Modello costitutivo del sistema di connessione

Appare superfluo riportare i grafici relativi all'andamento dello spostamento nel tempo e alla distribuzione della sollecitazione flettente. Basti pensare che lo spostamento massimo registrato è pari a 69mm e il taglio alla base totale risulta di 949kN. Era logico attendersi un valore molto più basso, considerando che il taglio di forza, apportato adottando il nuovo profilo, è del 30%.

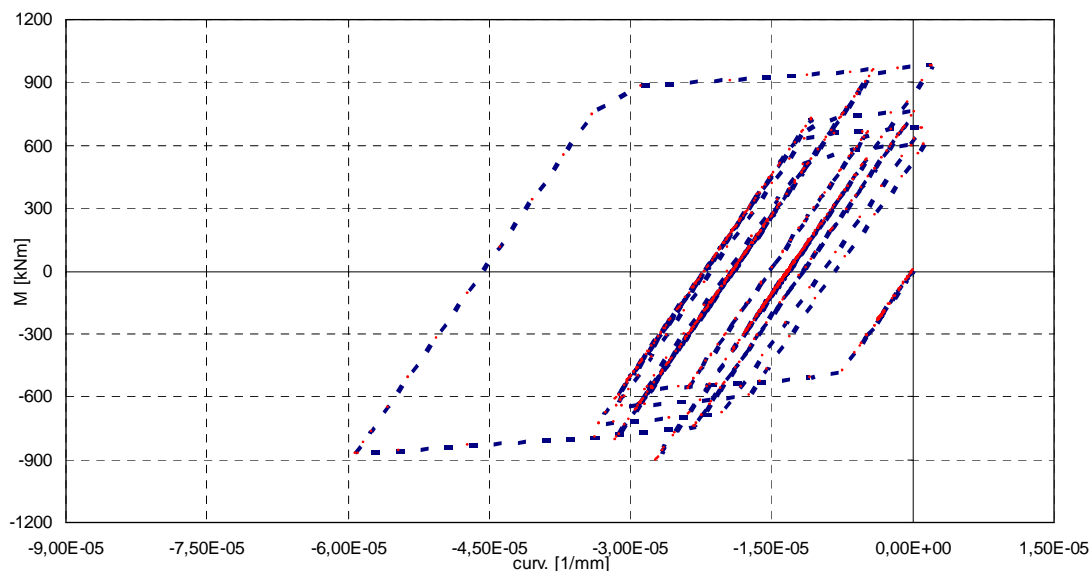


Figura 8.25: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna

Osservando i diagrammi in figura 8.25 e 8.26 si nota che si raggiungono gli stessi valori di momento e curvatura che caratterizzano la risposta per l'angolare con livello di plasticizzazione maggiore (figure 8.17 e 8.18). Infatti, la presenza di un numero più alto di cicli di carico e scarico, associata ad una legge ad

hardening isotropo, consente l'espansione del dominio elastico di ciclo in ciclo, fino a portarsi agli stessi valori massimi raggiunti dalla nota soluzione.

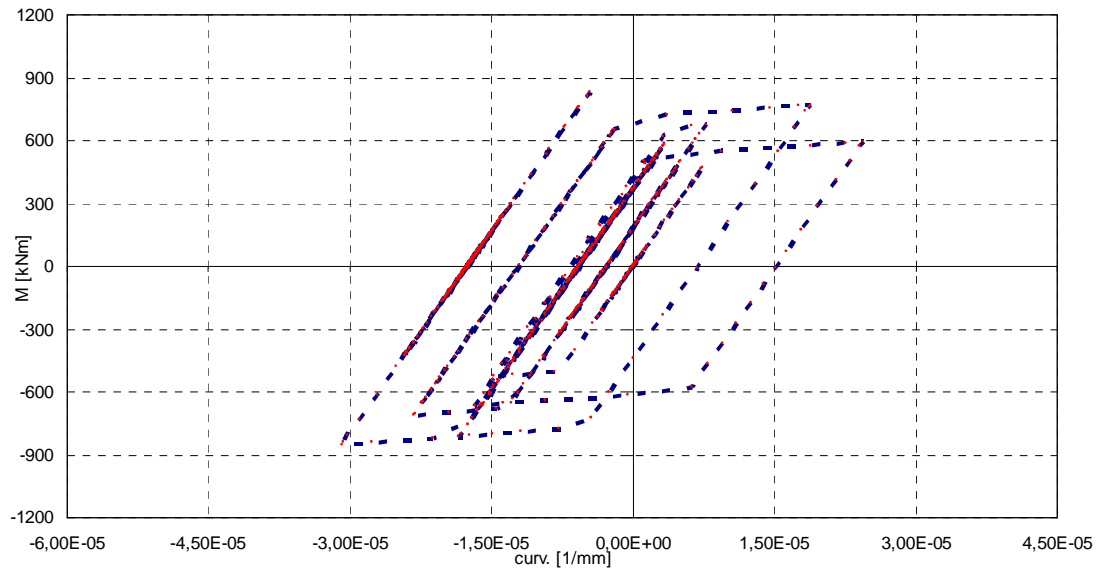


Figura 8.26: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione

8.6.2 Incrudimento a comportamento cinematico

Sembra dunque di fondamentale importanza andare a caratterizzare il materiale con modello ad incrudimento cinematico.

Senza spendere altre parole, in quanto il problema è già stato affrontato e brevemente discusso nei paragrafi precedenti, riportiamo i grafici di isteresi dei nodi oggetto di interesse.

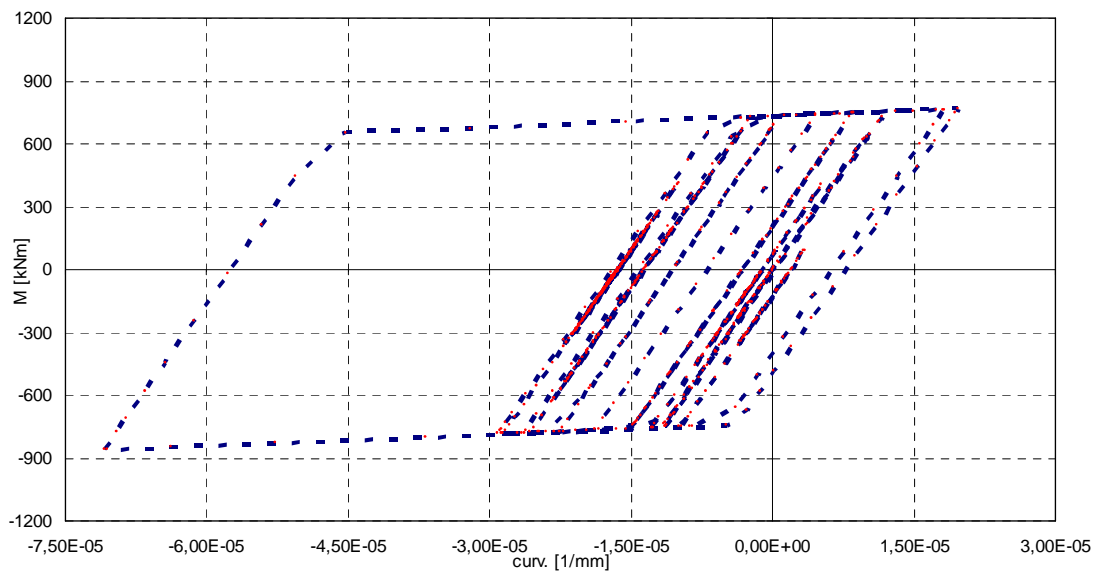


Figura 8.27: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna per modello costitutivo bilineare ad hardening cinematico - Soglia di plasticizzazione 720kN

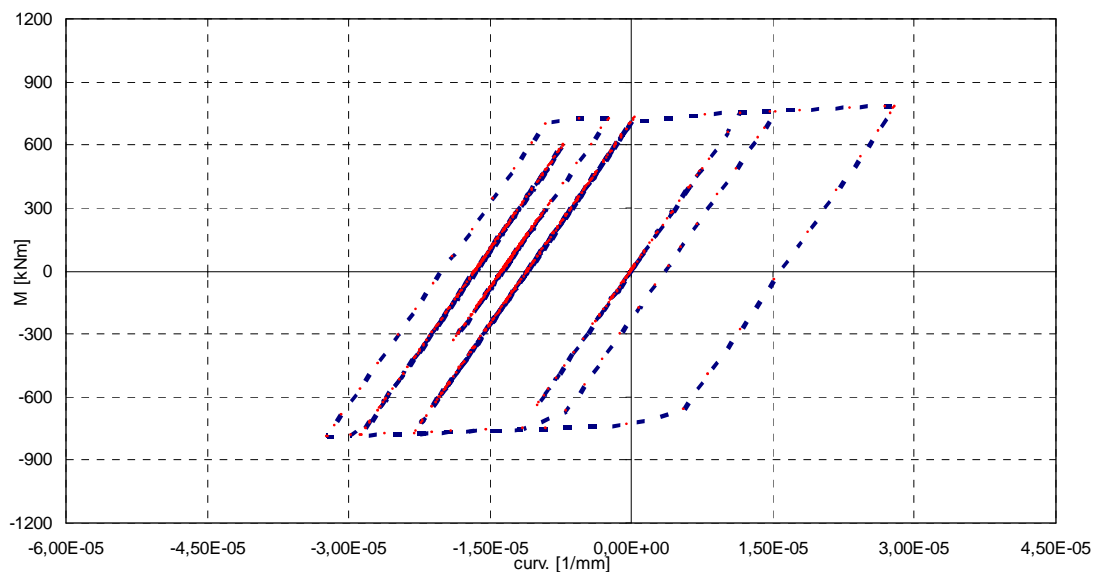


Figura 8.28: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione per modello costitutivo bilineare ad hardening cinematico – Soglia di plasticizzazione 720kN

Il dominio elastico non si espande ed il livello di sollecitazione massima trasmesso è pressoché costante. Il comportamento è molto più simile a quello di una cerniera a proprietà elasto-perfettamente plastica.

Se andassimo a rappresentare gli stessi grafici riferiti alla condizione prevista per l'angolare con livello di plasticizzazione ridotto, non si verificherebbe più la situazione riportata al paragrafo precedente.

Il dominio elastico, per la condizione ad hardening cinematico, segna in modo definito il livello di sollecitazione massima raggiunto dal sistema.

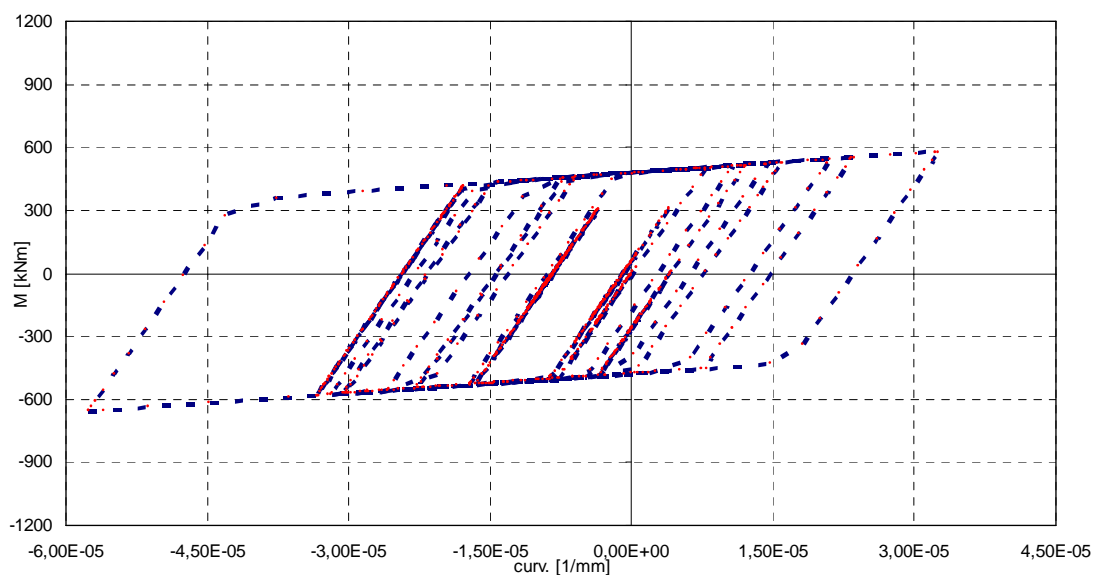


Figura 8.29: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna per modello costitutivo bilineare ad hardening cinematico – Soglia di plasticizzazione 500kN

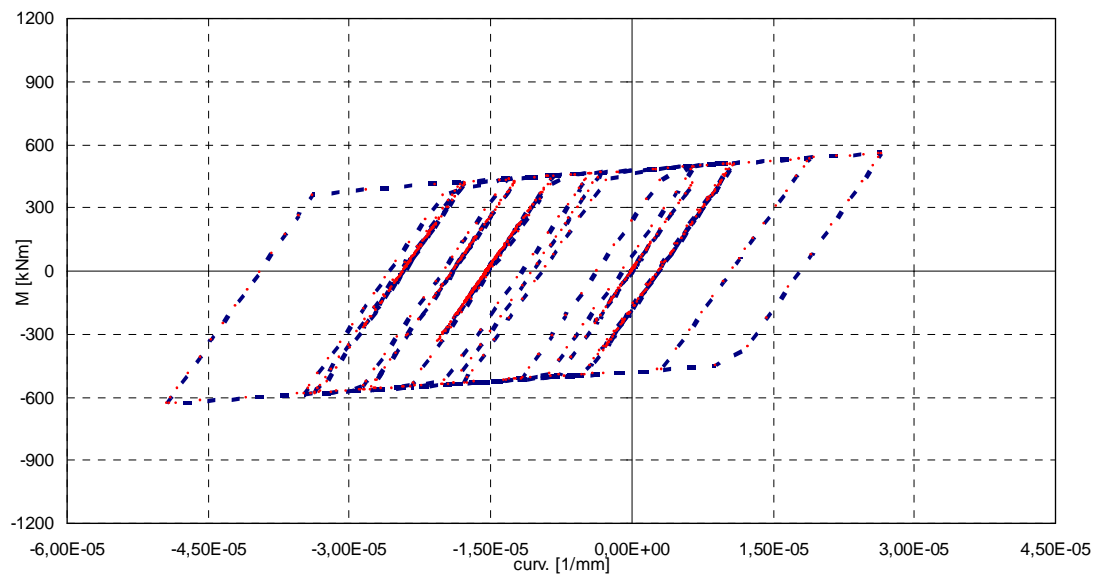


Figura 8.30: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione per modello costitutivo bilineare ad hardening cinematico – Soglia di plasticizzazione 500kN

CAPITOLO 9

OTTIMIZZAZIONE DELLA DOMANDA INELASTICA DELLA STRUTTURA

9.1 Aspetti generali

Al fine di rendere più efficiente la risposta strutturale in occasione dei più severi eventi sismici, nei prossimi paragrafi verranno prese in considerazione una serie di ipotesi che andranno a condizionare sia il comportamento del sistema di connessione, e sia a modificare lo schema statico dell'edificio oggetto di studio. Abbiamo già visto che i nodi afferenti alle membrature del secondo impalcato, per come sono stati progettati, non garantiscono escursioni in campo plastico e, di fatto, limitano di molto la capacità di dissipazione energetica dell'intero complesso strutturale.

Premesso questo, si cercheranno di adeguare le dimensioni del profilo angolare per migliorare la distribuzione della domanda inelastica richiesta alla struttura.

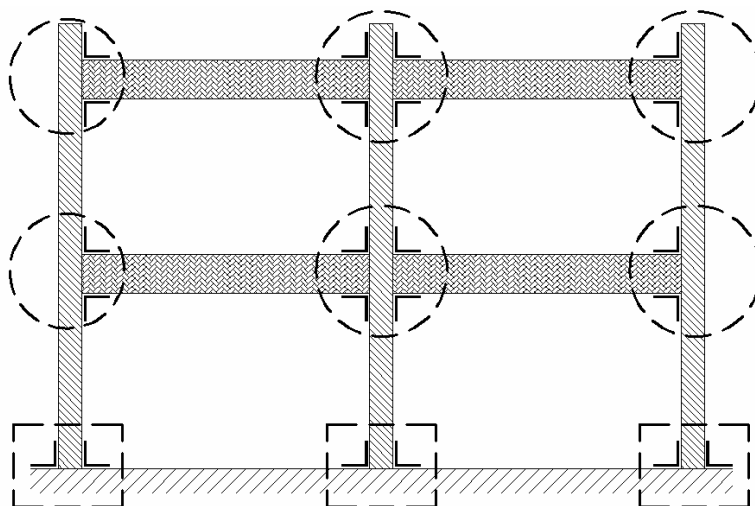


Figura 9.1: Individuazione dei nodi a comportamento plastico (indicatore a forma di cerchio) e delle zone a comportamento elastico (indicatore rettangolare)

Inoltre, alla base dei pilastri si vuole mantenere un collegamento che risponda sempre in campo elastico, onde evitare onerosi spostamenti residui alla struttura. Il profilo angolare dovrà essere dimensionato opportunamente per rispondere a questi requisiti.

L'idea di ripristinare la condizione di incastro alla base dovrà essere rimossa in virtù del fatto che comporterebbe una ridistribuzione poco efficace dei momenti

nella struttura, allontanando le sollecitazioni flettenti dalle travi a favore dei pilastri. Di conseguenza, i pilastri richiederebbero forti quantitativi di armatura, nel rispetto del principio di gerarchia delle resistenze e a favore della duttilità, mentre per i collegamenti trave-pilastro si assisterebbe ad una forte limitazione del quantitativo di energia dissipabile.

Per queste ragioni è da preferirsi una soluzione diversa, che richiede l'uso di una coppia di angolari dalle dimensioni tali da poter garantire un adeguato livello di rigidezza, evitando nel contempo di assistere alla formazione di incipienti zone a comportamento plastico.

Per l'intero capitolo si farà riferimento ad una legge del materiale elasto-plastica ad incrudimento cinematico.

9.2 Modello costitutivo della connessione sismica

Come anticipato, con l'obiettivo di ottimizzare la risposta dinamica del sistema, si sono individuate le proprietà ottimali del profilo angolare in modo da consentire escursioni in campo plastico per un livello di sollecitazione superiore ai massimi momenti flettenti dati dall'analisi statica dell'edificio.

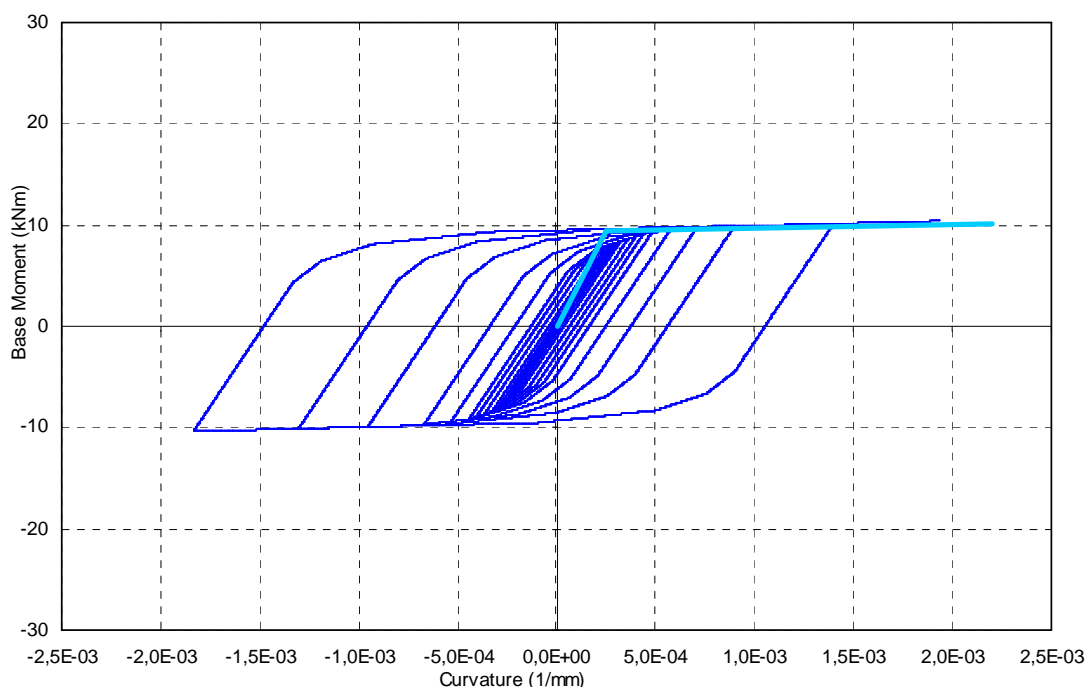


Figura 9.2: Modello costitutivo bi-lineare del profilo angolare che realizza il sistema di connessione relativo al secondo piano dell'edificio

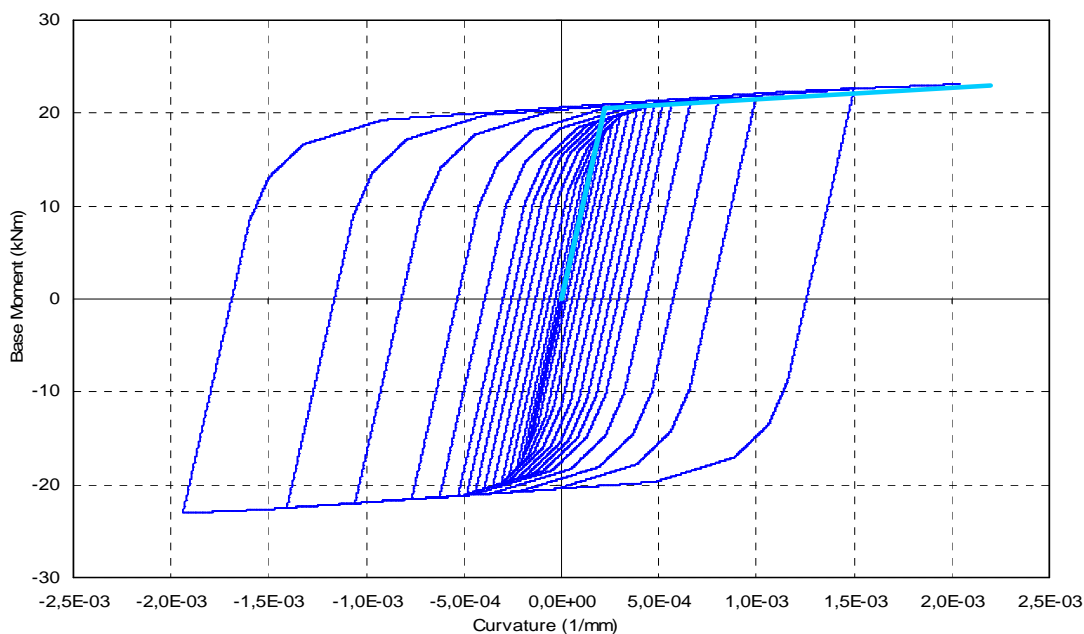


Figura 9.3: Modello costitutivo bi-lineare del profilo angolare che realizza il sistema di connessione relativo al primo piano dell'edificio e al nodo di base del pilastro

Poiché le sollecitazioni flettenti generate durante un evento sismico e riferite ad un livello di piano seguono una legge inversamente proporzionale all'altezza, si avranno per i nodi relativi al secondo impalcato momenti massimi inferiori rispetto a quelli registrati in prossimità dei nodi afferenti al primo piano.

Per l'edificio oggetto di studio si sono misurati momenti massimi di 157 kNm e 407 kNm rispettivamente per i collegamenti posti al secondo e primo piano. Di conseguenza, gli angolari che soddisfano i requisiti annunciati poc'anzi hanno spessore 15mm e 22mm e seguono il modello costitutivo illustrato nelle figure 9.2 e 9.3.

Per quanto concerne il nodo pilastro-fondazione, è richiesto un comportamento elastico-lineare anche durante il più severo evento sismico. Dalle procedure numeriche riportate al paragrafo successivo si evince che è sufficiente il profilo angolare adottato per i collegamenti del primo piano.

9.3 Risposta non-lineare del sistema di connessione

Individuato il modello costitutivo dell'angolare che realizza il collegamento per ciascun nodo, si è approntata una serie di analisi numeriche non lineari utili per caratterizzare il comportamento globale della connessione. Ricordiamo che si è assunto un modello di incrudimento di tipo cinematico, in ottemperanza alle ormai note ipotesi di base sul materiale.

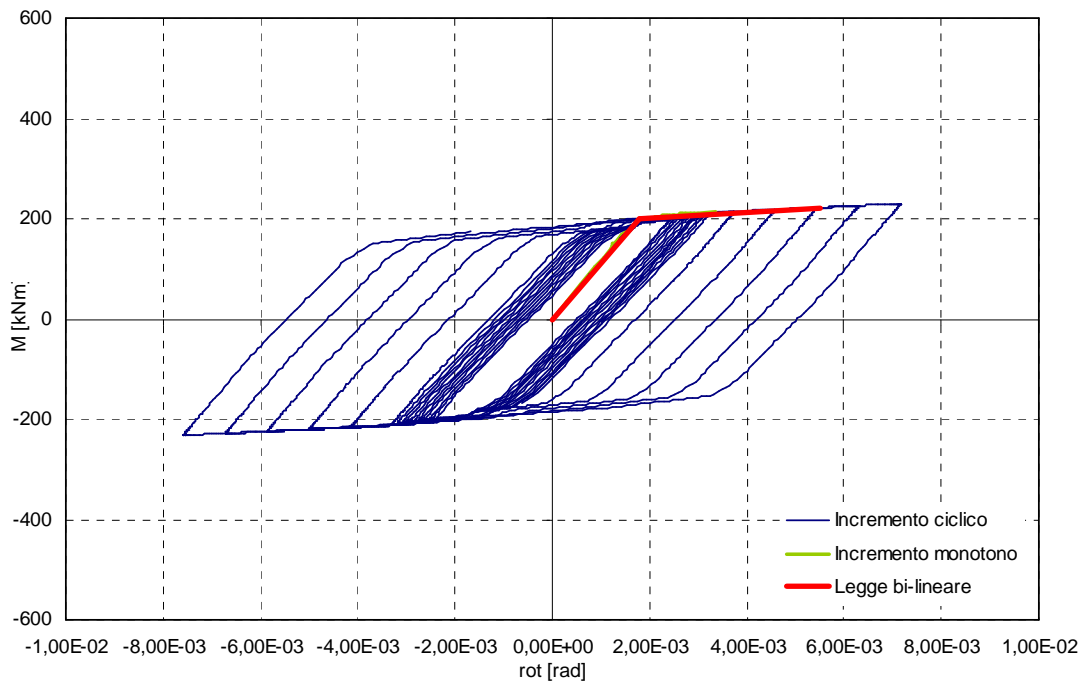


Figura 9.4: Modello costitutivo bi-lineare del sistema di connessione relativo al secondo piano dell'edificio (angolare 15x500)

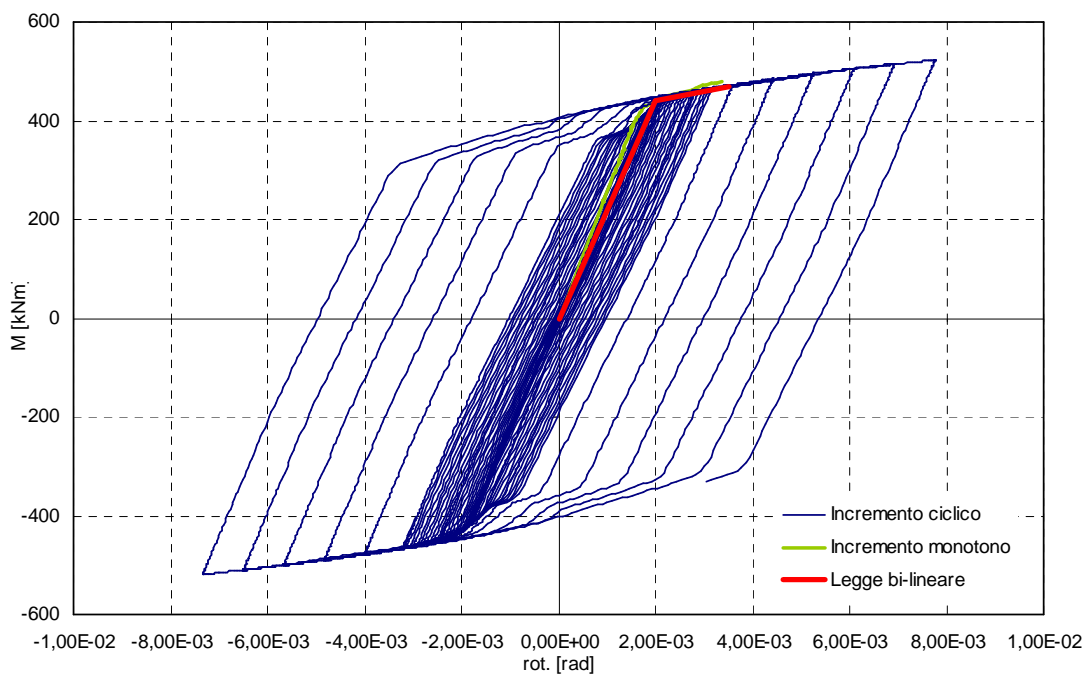


Figura 9.5: Modello costitutivo bi-lineare del sistema di connessione relativo al primo piano dell'edificio (angolare 22x500)

Per quanto riguarda il giunto di connessione del pilastro alla platea di fondazione, è stato allestito un modello FEM che tenga conto della presenza dello sforzo normale agente sulla colonna. La componente assiale modifica

profondamente il comportamento dinamico della connessione rendendo il sistema più rigido flessionalmente e allo stesso tempo più resistente. La soglia di plasticizzazione infatti si porta a 1400kNm contro i 420kNm relativi al sistema non caricato assialmente.

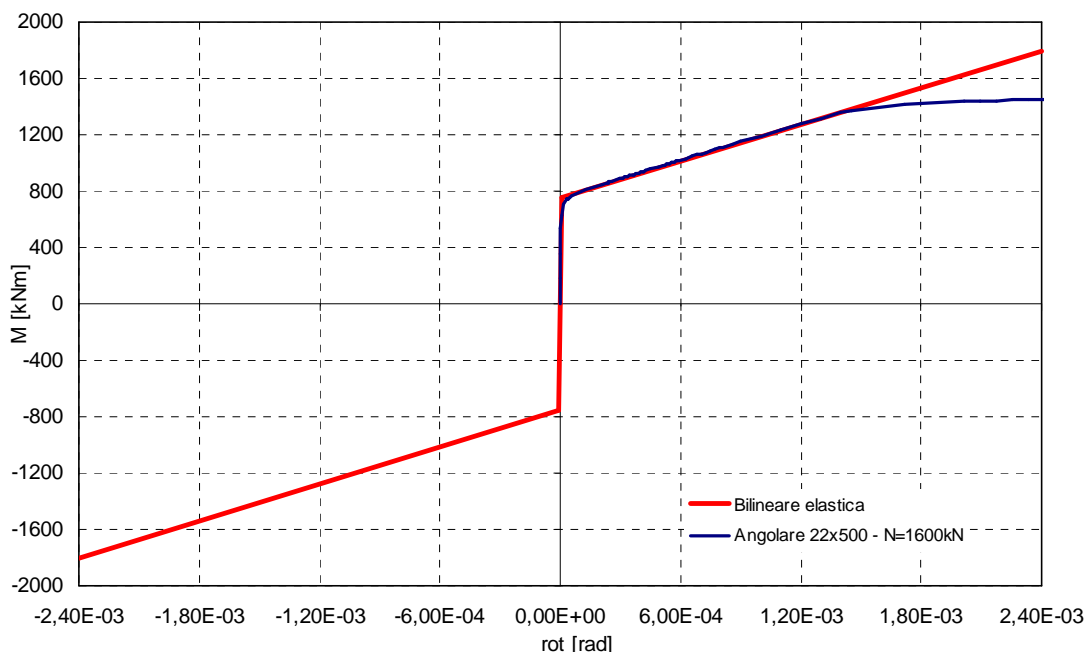


Figura 9.6: Modello costitutivo bi-lineare elastico del sistema di connessione relativo al nodo alla base dell'edificio (angolare 22x500)

Con riferimento alla figura 9.6 si evince che il modello costitutivo è rappresentato da un primo tratto a comportamento elastico non lineare, contraddistinto da una fase a rigidità praticamente infinita fintantoché l'azione flettente non è tale da sollevare localmente l'angolare dalla platea di fondazione. Poi si assiste ad un tratto elastico a rigidità ridotta, funzione dello spessore del profilo angolare, fino al raggiungimento del limite superiore di elasticità.

9.4 Metodi di analisi lineari

Poiché si sono modificate le caratteristiche di rigidità del sistema di collegamento, il complesso strutturale risponderà mobilitando masse ed inerzia con una diversa distribuzione nell'orizzonte delle frequenze. Procedendo all'estrazione delle frequenze naturali e dei modi di oscillazione della struttura si evince che globalmente il sistema acquista maggior flessibilità ed il modo fondamentale di vibrare perde alcuni punti percentuali di massa partecipante.

modo	fr [Hz]	P-F [%]
1	1,12	90
2	3,27	10

Nei paragrafi successivi sono presentati i risultati delle analisi dinamiche lineari, utili per procedere ad un raffronto con le soluzioni date dai metodi di analisi non-lineari.

9.4.1 Accelerogramma sintetico n.1

È evidente constatare che il sistema raggiunge spostamenti mediamente superiori rispetto alla soluzione presentata al capitolo precedente, in quanto risulta mobilitare globalmente una minore rigidezza.

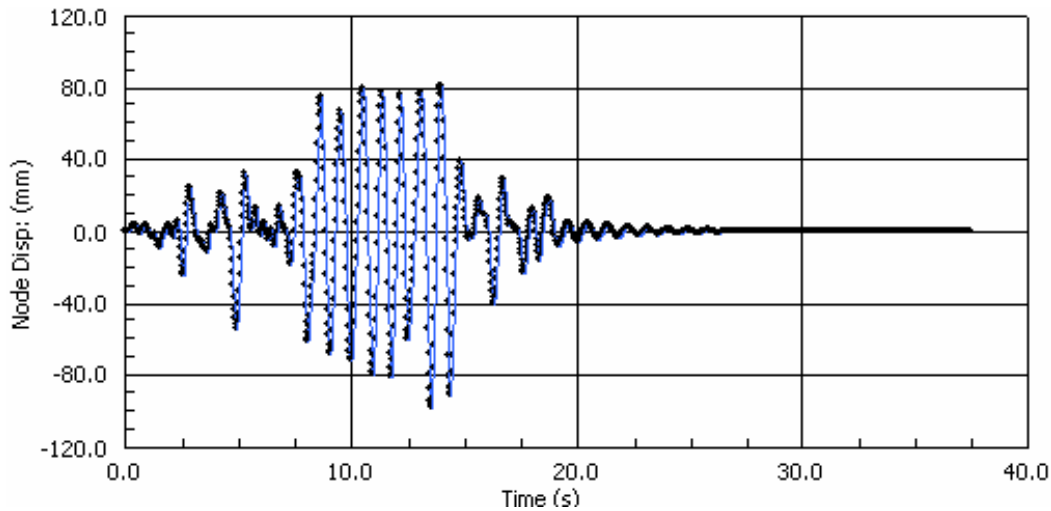


Figura 9.7: Distribuzione dello spostamento del punto di controllo nell'orizzonte temporale – ACC1

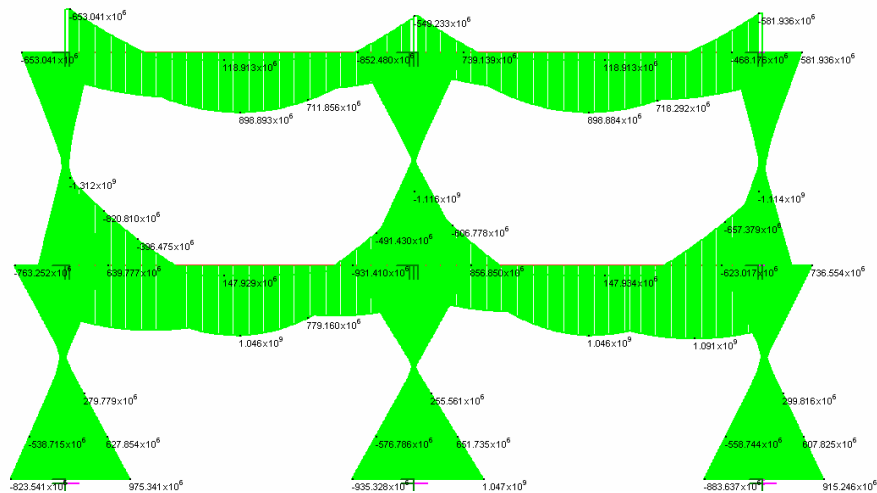


Figura 9.8: Diagramma di involuppo della sollecitazione flettente sulle membrature – ACC1

Il taglio alla base massimo registrato dalla struttura vale 1066kN.

9.4.2 Accelerogramma sintetico n.2

Si riportano gli stessi grafici che per l'accelerogramma sintetico n.1.

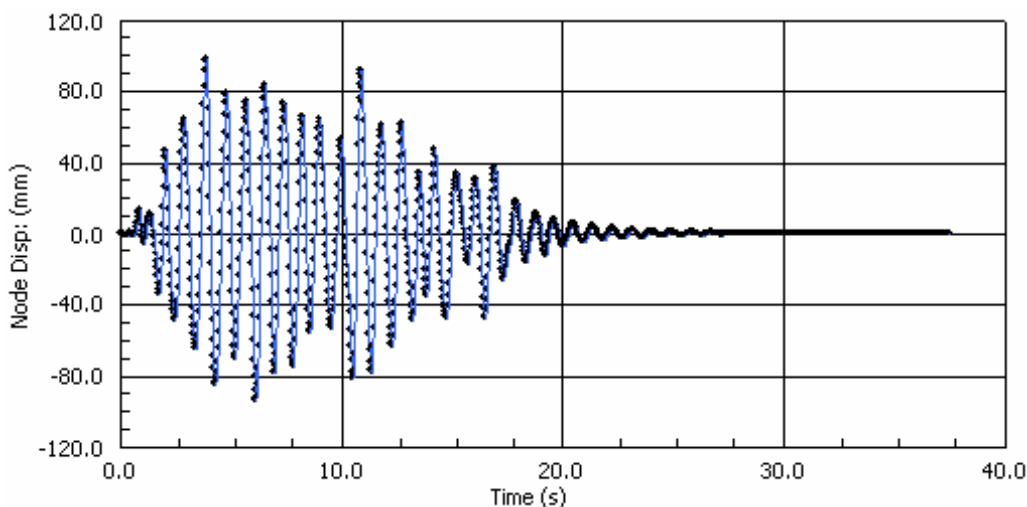


Figura 9.9: Distribuzione dello spostamento del punto di controllo nell'orizzonte temporale – ACC2

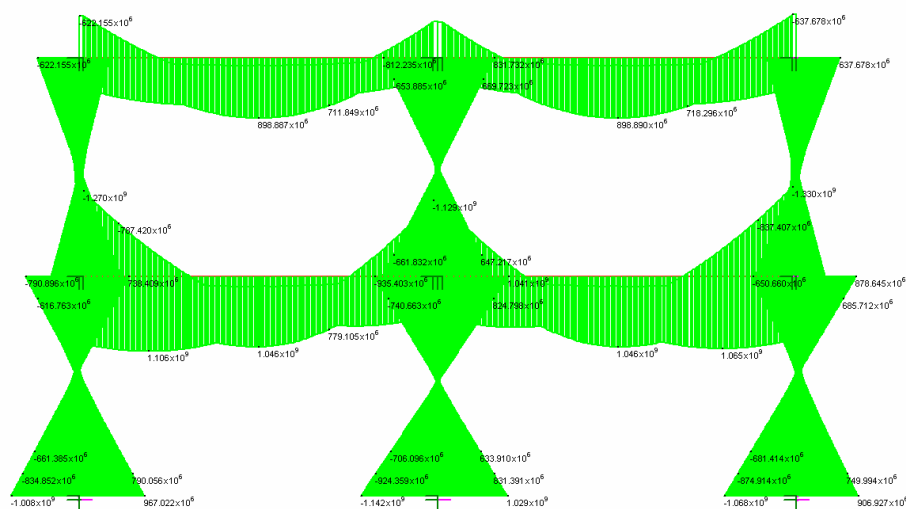


Figura 9.10: Diagramma di involucro della sollecitazione flettente sulle membrature – ACC2

Il taglio alla base risulta essere leggermente superiore al caso precedente, e pari a 1194kN.

Lo spostamento massimo è inalterato e vale circa 10cm.

Ricordiamo che per tutti i metodi di analisi è stato assegnato un coefficiente viscoso equivalente del 5%, con riferimento alle frequenze fondamentali del sistema.

9.5 Analisi dinamiche non lineari

9.5.1 Forzante sinusoidale

Si riportano i diagrammi che definiscono il comportamento isteretico della connessione relativamente ad un nodo del primo e del secondo impalcato.

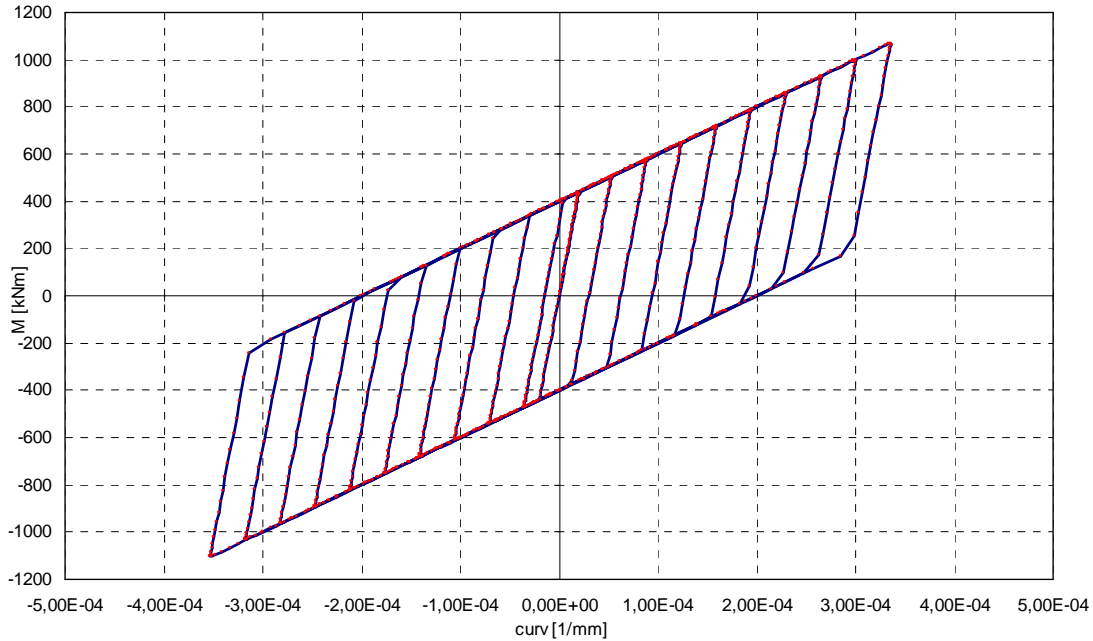


Figura 9.11: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna del primo piano
– Forzante di carico di forma sinusoidale

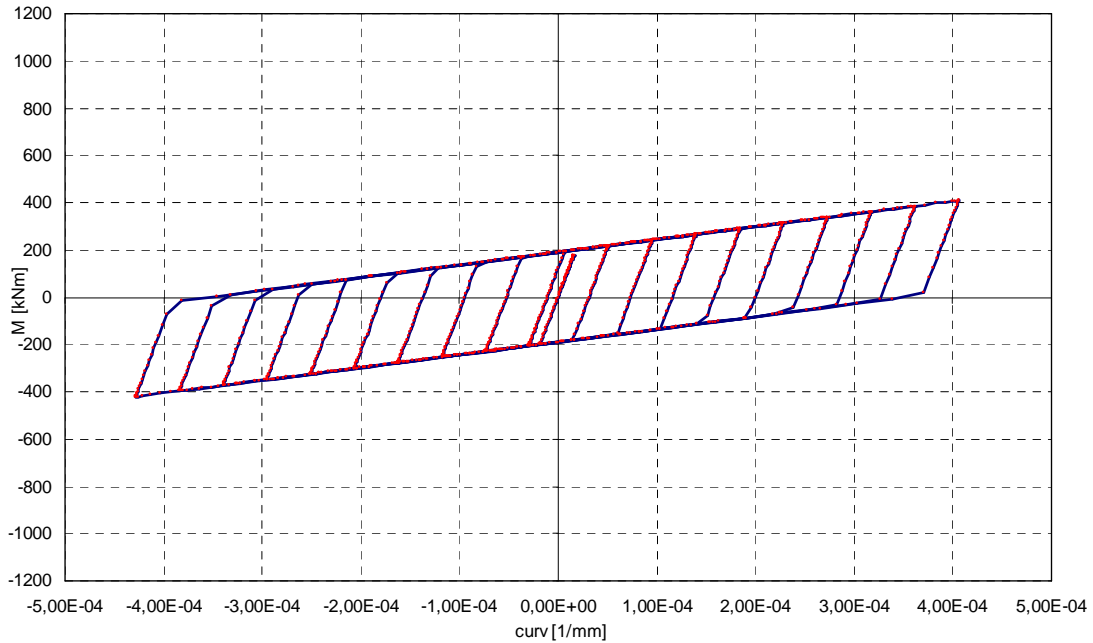


Figura 9.12: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna del secondo piano
– Forzante di carico di forma sinusoidale

Gli elementi finiti che rappresentano il comportamento non-lineare del nodo forniscono una risposta isteretica che segue alla perfezione il modello costitutivo assegnato al sistema di connessione.

Si osserva un comportamento simmetrico del collegamento in virtù del fatto che nell'analisi si è trascurato il contributo dato dalle azioni gravitazionali, quindi il modello isteretico tiene conto del solo effetto prodotto dall'applicazione dell'onda di carico sinusoidale.

Nei prossimi paragrafi si presenteranno i diagrammi d'isteresi a seguito dall'applicazione di un terremoto alla struttura e considerando l'effettiva distribuzione dei carichi gravitazionali prevista per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.

9.5.2 Accelerogramma sintetico n.1

Le oscillazioni della struttura subite durante l'applicazione del sisma sono state diagrammate nell'orizzonte temporale al fine di evidenziarne lo spostamento massimo misurato in corrispondenza di un punto di controllo relativo ad un nodo dell'ultimo impalcato.

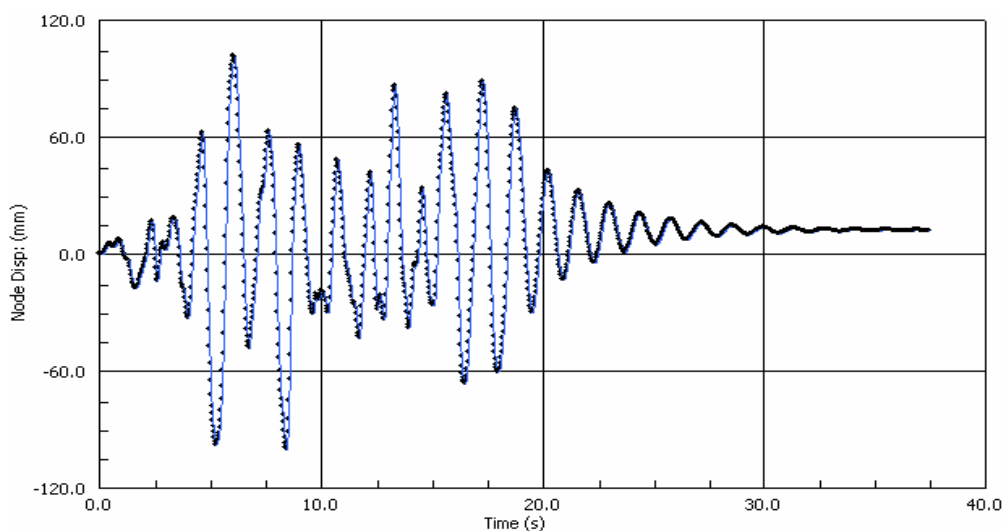


Figura 9.13: Distribuzione dello spostamento del punto di controllo nell'orizzonte temporale – ACC1

Il raffronto con la soluzione dinamica lineare consente di individuare il comportamento dinamico della struttura e di fornire utili indicazioni circa lo stato deformativo osservato dall'edificio a sisma avvenuto.

Il diagramma delle sollecitazioni flettenti segue l'ormai nota distribuzione nello spazio e pertanto non viene riportato. In questo caso la somma delle reazioni vincolari alla base della struttura produce un taglio alla base di 641kN.

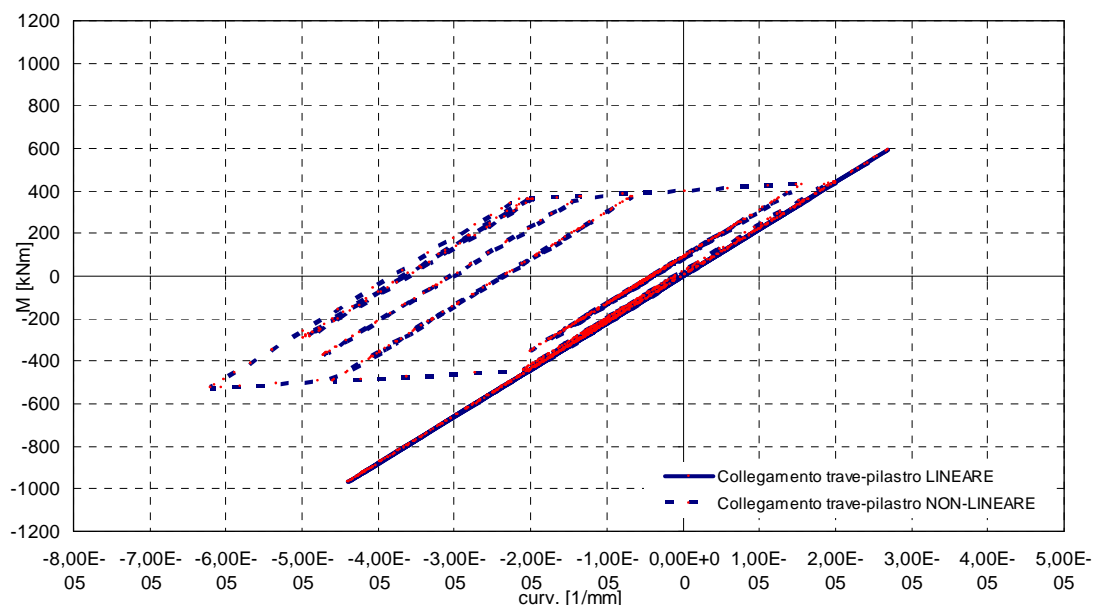


Figura 9.14: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna del primo piano
– ACC1

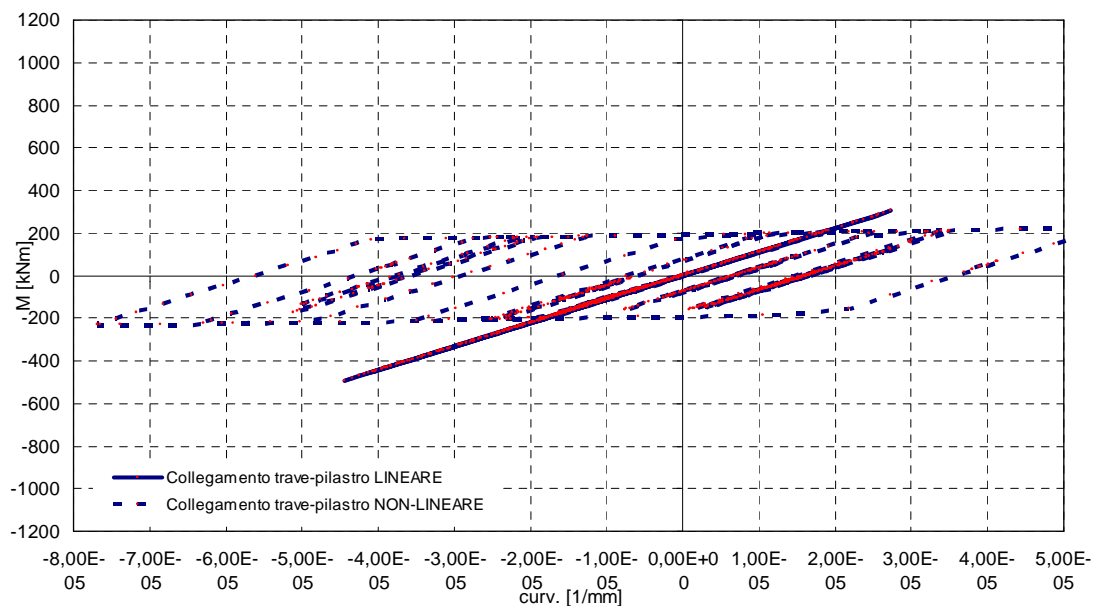


Figura 9.15: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna del secondo piano – ACC1

Con riferimento alle figure 9.14 e 9.15, il sistema di collegamento trave-pilastro del secondo piano presenta un numero di cicli superiore e si raggiungono livelli di curvatura ben più elevati per entrambi i versi positivo e negativo. Ciò è dovuto molto probabilmente ai livelli più bassi di rigidezza e resistenza che caratterizzano le proprietà di questi collegamenti.

Il nodo alla base dei pilastri, invece, risponde con una legge elastica non-lineare come definito in sede di assegnazione delle proprietà all'elemento di

collegamento. La figura 9.16 mostra il grafico relativo ad un nodo alla base della struttura.

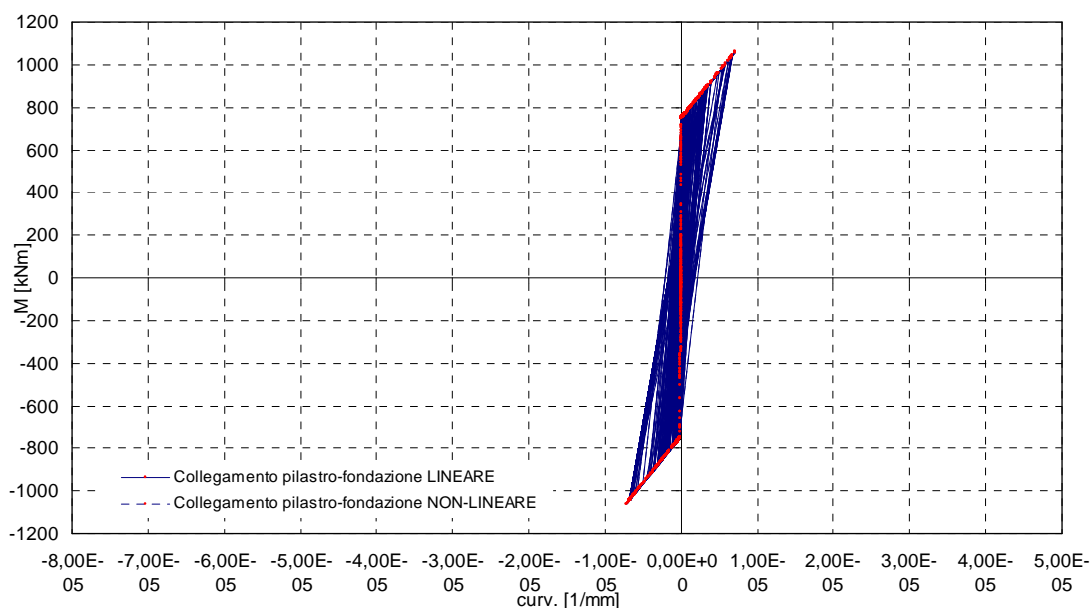


Figura 9.16: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione – ACC1

In apparenza parrebbe che si fossero formati anelli di isteresi anche in questo caso, invece i tratti color blu stanno ad indicare il collegamento temporale fra le varie posizioni osservate dal sistema di giunto nel piano d'interesse momento-curvatura.

9.5.3 Accelerogramma sintetico n.2

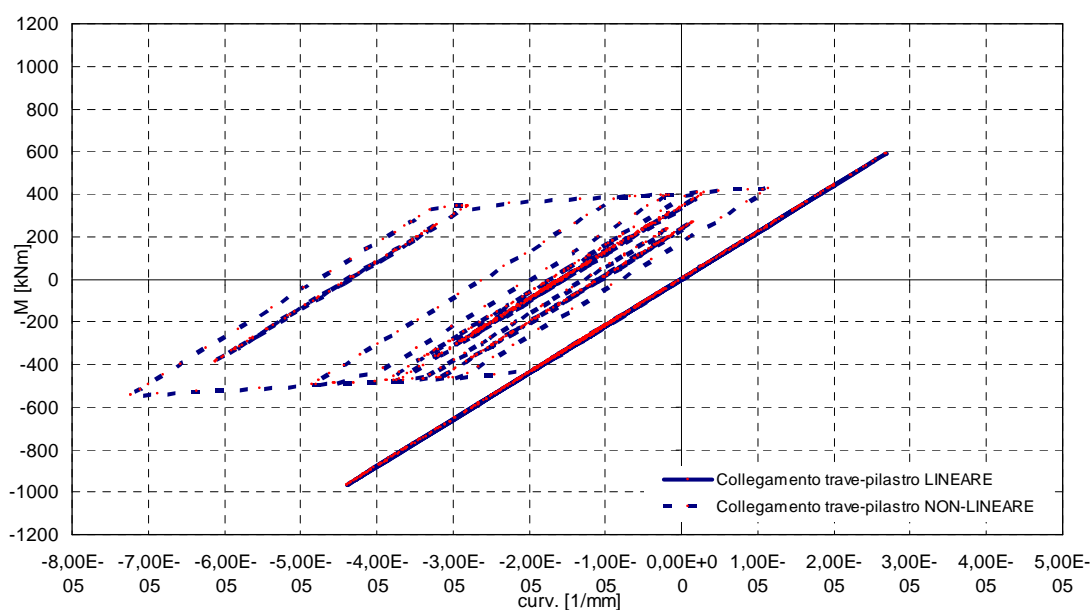


Figura 9.17: Comportamento isteretico del nodo trave-colonna del primo piano - ACC1

Il comportamento isteretico dei nodi di interesse è riportato nelle figure 9.17, 9.18, 9.19.

Lo spostamento massimo registrato dalla struttura eccitata dal sisma è di 11cm mentre il taglio alla base osservato raggiunge i 700kN.

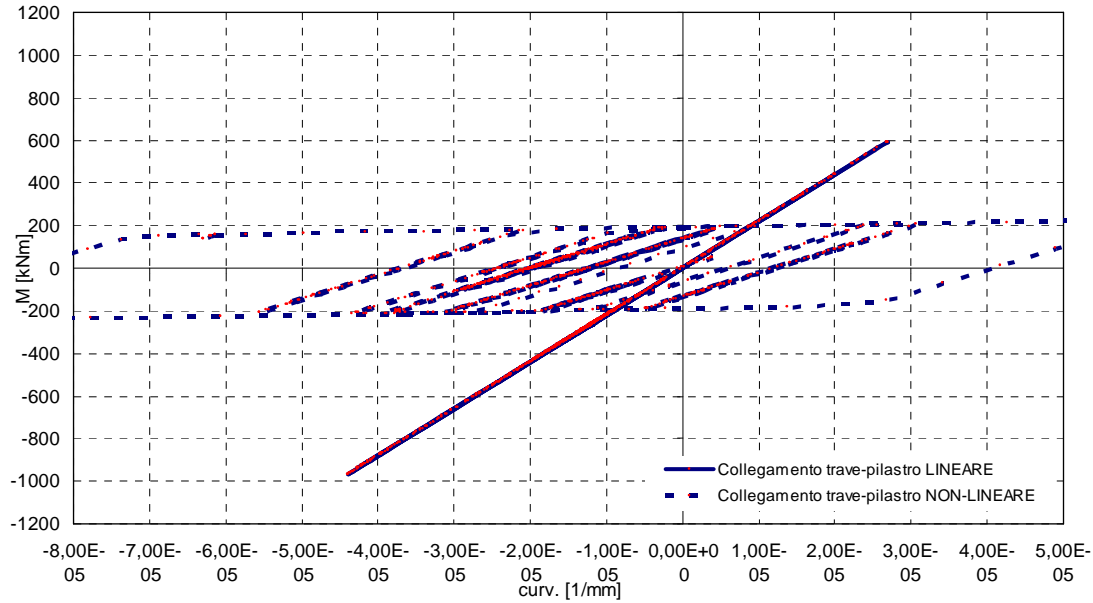


Figura 9.18: Comportamento isteretico del collegamento trave-colonna del secondo piano - ACC2

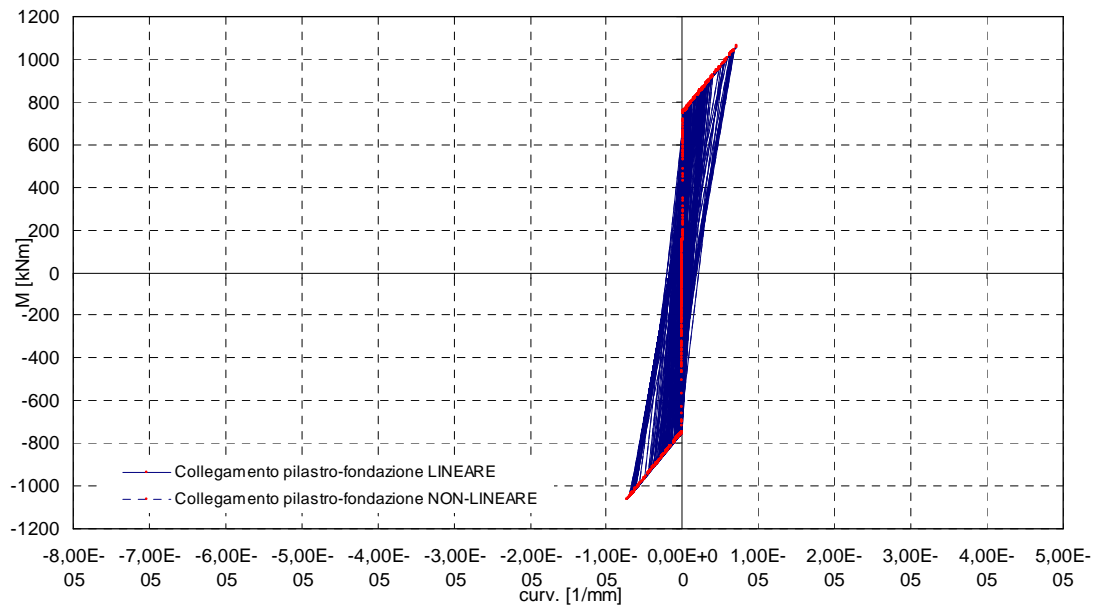


Figura 9.19: Comportamento isteretico del collegamento pilastro-fondazione del secondo piano - ACC2

9.5.4 Osservazioni

In questo paragrafo si vogliono portare a paragone le soluzioni delle analisi dinamiche lineari e non lineari. In particolare è utile stabilire un modello di confronto duale fra i risultati ottenuti dalla struttura eccitata dal singolo accelerogramma. Cercheremo quindi di individuare il fattore di riduzione delle forze sismiche, e di relazionare i risultati tra loro. Inoltre, si porteranno alla luce le sostanziali differenze fra il modello che prevede le cerniere plastiche formarsi alla base dei pilastri e nei nodi del primo impalcato con quello in cui si sono caratterizzate le proprietà dei collegamenti ad ogni livello di piano.

Procedendo con ordine, si riportano i risultati organizzati in forma tabulare per facilitare la lettura degli stessi.

	ACC1			ACC2		
	V [kN]	sp. [mm]	q	V [kN]	sp. [mm]	q
lineare	1066	98	1,66	1194	98	1,70
non-lineare	641	106		701	101	

Gli spostamenti massimi raggiunti dalla struttura sia per le analisi lineari sia per le non lineari sono praticamente gli stessi, a parte un lieve scostamento comunque poco significativo. Stessa considerazione a riguardo del coefficiente q per cui, se si fosse trattato di analisi di pushover, il parametro avrebbe assunto il nome di fattore di struttura. In questa sede, come già accennato, è improprio utilizzare questa definizione in quanto la struttura non è portata al limite, ad una condizione che prelude il collasso, ma si spinge ad un livello che sarà molto prossimo al collasso quanto più lo spostamento misurato è vicino allo spostamento ultimo.

La figura 9.20 può chiarire quanto appena discusso.

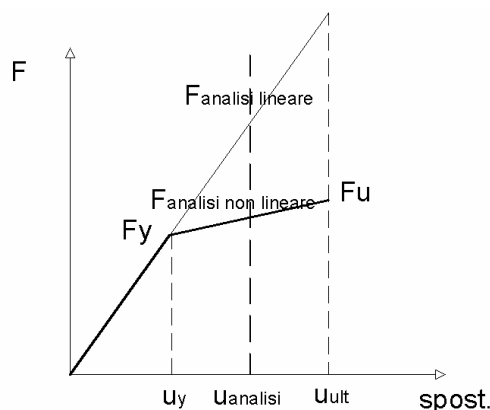


Figura 9.20: Comportamento elasto ed elasto-plastico della struttura

Con riferimento alla figura 9.20, lo spostamento medio misurato nell'analisi si colloca fra u_y ed u_{ult} per cui il fattore di struttura è di fatto sottodimensionato.

Solo un'analisi di pushover è in grado di fornire utili indicazioni per il calcolo corretto del fattore di riduzione delle forze sismiche.

Confrontando i risultati riassunti nella tabella precedente con le soluzioni relative alla struttura che presenta i giunti dalle analoghe caratteristiche per tutti i nodi (vedi paragrafo 8.4) emerge quanto segue.

Il sistema di collegamento realizzato con profili angolari dalle dimensioni 35x500, applicato senza alcuna distinzione a tutti i nodi dell'edificio, rende il complesso strutturale piuttosto rigido, o comunque ben più rigido della soluzione che prevede i collegamenti opportunamente dimensionati per migliorare l'efficienza globale del sistema. Struttura più rigida implica la nascita di forze, quindi di sollecitazioni sulle membrature, più grandi, sia per quanto concerne le analisi lineari, sia per le non-lineari. Infatti il taglio alla base è ben superiore (1718kN contro mediamente 1100kN) pur dimostrando uno spostamento massimo più basso (84mm contro una media di 100mm). La resistenza del collegamento è sì superiore ma non proporzionalmente all'aumento di rigidezza riscontrato. In sostanza, il parametro fondamentale per dare un giudizio qualitativo sulla risposta strutturale è legato al rapporto fra rigidezza e resistenza del collegamento. Quindi, a parità di resistenza, più alta si dimostra la rigidezza della struttura e più efficiente sarà il comportamento globale dal punto di vista sismico (vedi figura 9.21).

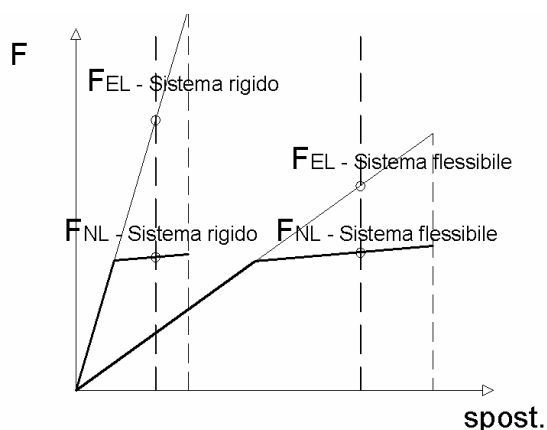


Figura 9.21: Comportamento strutturale di sistemi flessibili e di sistemi rigidi

Il fatto di individuare un coefficiente di struttura stimato più alto nella soluzione ad angolari dalle analoghe caratteristiche geometrico-meccaniche ($q=1.83$, vedi paragrafo 8.4) sta ad indicare che la proposta alternativa rivolta ad ottimizzare la risposta del sistema fa sì che molti sistemi di collegamento vengano sfruttati, ma complessivamente il comportamento è meno efficiente in quanto si assiste ad una perdita di rigidezza globale per la struttura.

CAPITOLO 10

CONCLUSIONI

La presente tesi di laurea ha permesso di valutare il comportamento di un edificio tipo a struttura totalmente prefabbricata, di luci e dimensioni conformi alle ordinarie costruzioni in cemento armato prefabbricato, realizzato con connessioni sismiche di nuova generazione.

Inizialmente si è cercato di illustrare le prerogative principali legate a questa nuova filosofia di progettazione, al fine di evidenziare le caratteristiche peculiari che rendono questi sistemi particolarmente adatti ad assolvere i requisiti richiesti in un contesto sismico, senza vanificare i vantaggi apportati dall'uso della prefabbricazione.

In particolare ci si riferisce al costo concorrenziale per la realizzazione e la rapidità del montaggio, dovuta alla semplicità del processo costruttivo, quindi a fasi di cantiere piuttosto ridotte e con richiesta limitata di manodopera.

Lo sviluppo di strutture in cemento armato prefabbricato ha infatti sofferto della limitata conoscenza delle prestazioni di tale tipologia costruttiva sotto l'effetto di azioni sismiche, specialmente per quanto riguarda l'utilizzo di dettagli costruttivi che spesso si sono rivelati del tutto inadeguati. Inoltre la scelta di schemi strutturali inappropriati ha comportato inevitabilmente una notevole deformabilità del sistema, con potenziale danneggiamento di parti strutturali e non strutturali ed un evidente livello di danno residuale.

Da qui nasce la decisione di studiare un nuovo sistema di connessione che abbia la capacità di ripristinare la continuità flessionale a livello di giunto, rendendo la risposta dell'organismo strutturale più efficiente nei confronti delle azioni sismiche anche delle più gravose. Al contempo le membrature sono dimensionate per rispondere in campo elastico lineare, quindi si evitano rotture per meccanismi di deformazione plastica ed il danno è fortemente contenuto, con il grosso vantaggio di ripristinare le attività ordinarie di esercizio dell'edificio nel più breve tempo possibile.

Prima di passare allo studio del complesso strutturale, si è proceduto mediante sottomodellazione studiando dapprima il comportamento della connessione, per poi caratterizzare un elemento finito capace di simularne il comportamento, quindi è stato analizzato l'edificio nel suo complesso.

Forti perplessità sono nate circa il modello costitutivo del materiale con cui si è realizzato il sistema di giunto. Infatti il reale comportamento dell'acciaio non segue esattamente una risposta elasto-plastica con modello di incrudimento cinematico ma presenta un leggero e progressivo aumento del dominio di resistenza. Di conseguenza in ambito numerico si sono dovute apportare delle semplificazioni che hanno portato alla determinazione di un modello costitutivo bilineare elasto-plastico ad hardening di tipo cinematico. Un modello di incrudimento isotropo si è dimostrato allontanarsi di molto dal comportamento ciclico assunto a riferimento per l'acciaio. Ciò non toglie però che altri codici di calcolo abbiano formulazioni più adeguate per rappresentare più fedelmente la legge costitutiva di questo materiale da costruzione.

Lo studio numerico del sistema di connessione ha portato alla luce una serie di difficoltà legate a problemi di malcondizionamento della soluzione. Infatti elementi finiti maggiormente discretizzati hanno evidenziato problemi di convergenza nel solutore, mentre per mesh meno accurate i risultati hanno perso in affidabilità. Queste problematiche si sono risolte affidandosi a nuove versioni dello stesso codice di calcolo che si sono dimostrate più veloci e, al contempo, hanno manifestato una convergenza di soluzione non dipendente dal grado di discretizzazione della mesh di calcolo.

Un altro aspetto fondamentale riguarda il comportamento osservato dal sistema di connessione. Il modello isteretico infatti evidenzia una zona in prossimità dell'origine degli assi che presenta una notevole perdita in rigidità per il sistema, associata al fatto che entrambi i profili angolari che realizzano la connessione si trovano sollevati dal pilastro, per cui il sistema globalmente acquista flessibilità. Il problema si è risolto inserendo dei profili scatolari in acciaio in modo da consentire uno stato deformativo per l'angolare non dipendente da vincoli di geometria del sistema di collegamento. Il modello isteretico, a seguito delle modifiche apportate, risulta avere un comportamento regolare e simmetrico per cui si è di fronte ad anelli di isteresi ampi e caratterizzati dall'aver una rigidità elastica costante. Lo svantaggio è di rendere il collegamento più flessibile, quindi si raggiungono livelli di deformabilità superiori.

Si è passati quindi allo studio dell'edificio nel suo complesso, inserendo all'estremità di ciascuna trave elementi finiti di assegnate proprietà. La legge costitutiva è di tipo bilineare elasto-plastica ad incrudimento cinematico. In pratica si è adottata una modellazione a cerniere concentrate e si è trascurato

l'iterazione fra la componente assiale e la sollecitazione flettente. Sono state affrontate le analisi sismiche come previsto dall'ordinanza P.C.M. 3431/05.

Le analisi lineari, con particolare riferimento all'analisi modale, sono state utili per procedere al dimensionamento degli elementi strutturali mentre le verifiche si sono condotte nel rispetto del principio della gerarchia delle resistenze. In questo caso l'elemento più debole, ovvero il meno resistente, è per l'appunto l'angolare in cui si verranno a formare le potenziali zone a comportamento dissipativo. Per migliorare l'efficienza del collegamento la soglia di resistenza è stata tarata in modo da consentire il corretto passaggio dei momenti flettenti dati dall'analisi statica senza produrre fenomeni plastici nell'angolare. Solo per livelli superiori di sollecitazione si assiste alla formazione di zone a comportamento plastico.

Inizialmente l'edificio risultava poggiare su pilastri collegati alla fondazione per mezzo degli angolari. Il sistema di connessione era stato tarato per consentire l'apertura di cerniere plastiche anche alla base dei pilastri con lo scopo di aumentare le zone a comportamento dissipativo. La soluzione è poi stata abbandonata per evitare la formazione di un piano soffice alla base della struttura. Non potendo generare un vincolo di incastro in corrispondenza dell'attacco delle colonne alla fondazione, in quanto si assisterebbe ad una redistribuzione delle sollecitazioni alla struttura (con migrazione degli sforzi da travi ai pilastri) si è cercato di dimensionare opportunamente il profilo angolare in modo da evitare escursioni in zona plastica, mantenendo il regime elastico (non lineare per la presenza di elevati sforzo normali) durante l'evento sismico.

Per migliorare la capacità di dissipazione energetica sono stati tarati diversamente gli angolari afferenti ai nodi del secondo impalcato, con l'obiettivo di sfruttare anche questi collegamenti a fronte di una distribuzione più adeguata della domanda inelastica.

Dal confronto effettuato tra analisi dinamica non lineare e dinamica lineare emerge che il fattore di struttura ricavato rappresenta in modo soddisfacente le riserve di duttilità della struttura. Da tener presente che solo mediante un'analisi statica non lineare (di pushover) è possibile individuare nel modo più corretto il fattore di struttura. Infatti le analisi dinamiche non lineari non consentono di spingere la struttura al limite, in una condizione che prelude il collasso, quindi non si sfruttano tutte le riserve di energia che la struttura sarebbe in grado di esplicitare.

Per concludere, lo studio condotto evidenzia gli effetti positivi riscontrati dall'utilizzo di un sistema di connessione capace di ripristinare la continuità

flessionale a livello di nodo e al contempo di sfruttare le riserve di duttilità data l'elevata ridondanza dello schema strutturale.

Un'analisi sperimentale a rottura di un modello al vero (oppure a scala ridotta) può confermare i risultati ottenuti dalla presente sperimentazione numerica.

APPENDICE

Nel corso del presente elaborato si sono riscontrate diverse problematiche in merito alla progettazione e realizzazione del sistema di collegamento.

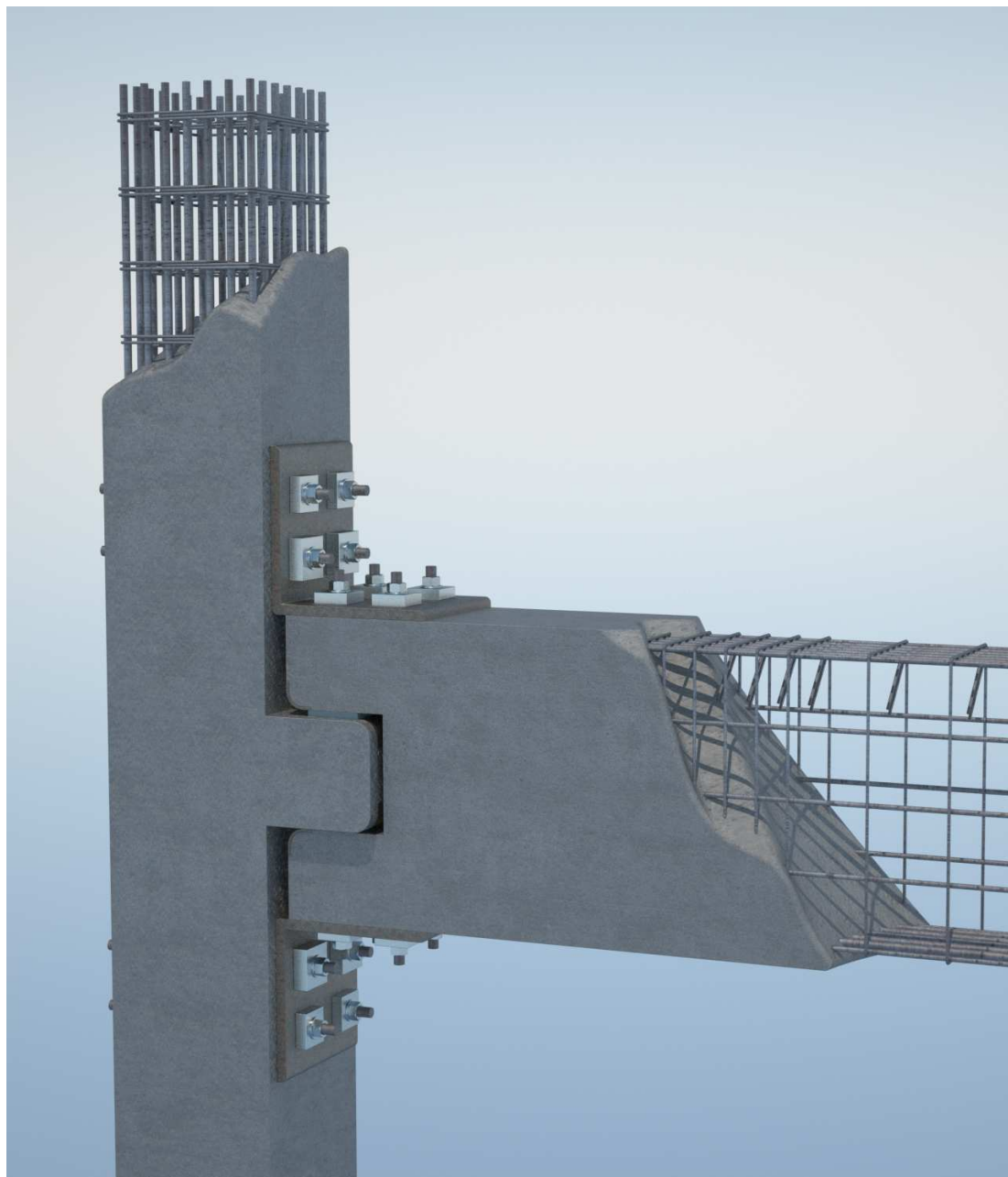
In particolare si è visto come, inserendo un elemento distanziatore (sagoma in acciaio) tra il profilo angolare e il pilastro ad esso adiacente, vengano risolte le difficoltà inerenti al cattivo comportamento del sistema di collegamento nei confronti di azioni cicliche ripetute. Questa soluzione però comporta una perdita di rigidità per la connessione rendendo il complesso strutturale molto più sensibile agli spostamenti laterali, specialmente in occasione di un evento sismico.

Nelle pagine a seguire sono riportate alcune figure che mostrano possibili soluzioni realizzative del sistema di collegamento oggetto di interesse.

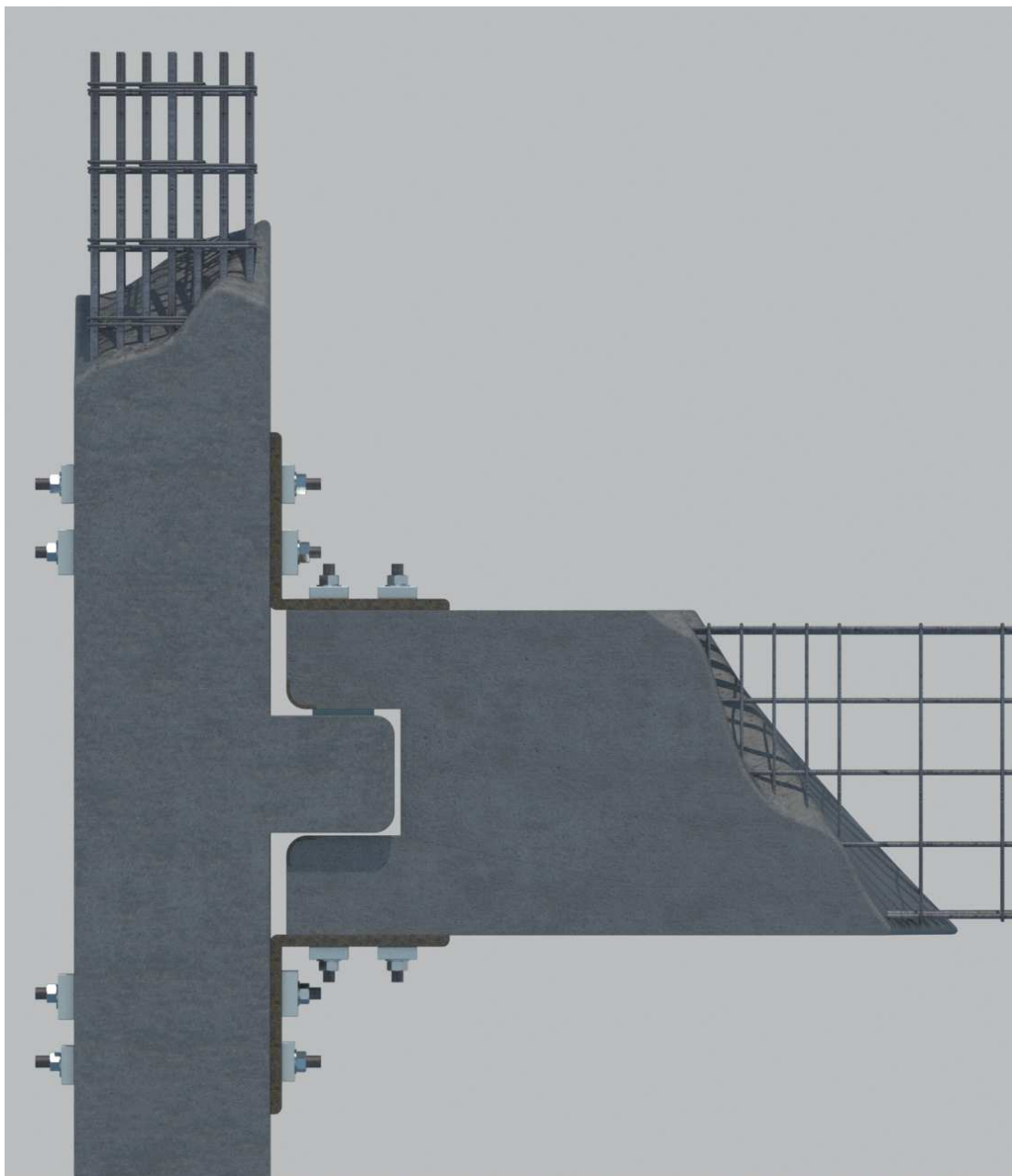
Le illustrazioni sono organizzate con riferimento al seguente prospetto:

- ❖ Soluzione progettuale A: Profilo angolare completamente a contatto con il pilastro ad esso adiacente e sistema di trasferimento dello sforzo di taglio a completa scomparsa;
 - ❖ Soluzione progettuale B: Profilo angolare parzialmente sollevato dal pilastro ad esso adiacente e sistema di trasferimento dello sforzo di taglio a completa scomparsa;
 - ❖ Soluzione progettuale C: Profilo angolare completamente a contatto con il pilastro ad esso adiacente e sistema di trasferimento dello sforzo di taglio realizzato tramite appoggio Gerber;
 - ❖ Soluzione progettuale D: Profilo angolare parzialmente sollevato dal pilastro ad esso adiacente e sistema di trasferimento dello sforzo di taglio realizzato tramite appoggio Gerber;
 - ❖ Soluzione progettuale E: Profilo angolare a collegamento del pilastro alla struttura di fondazione.
-

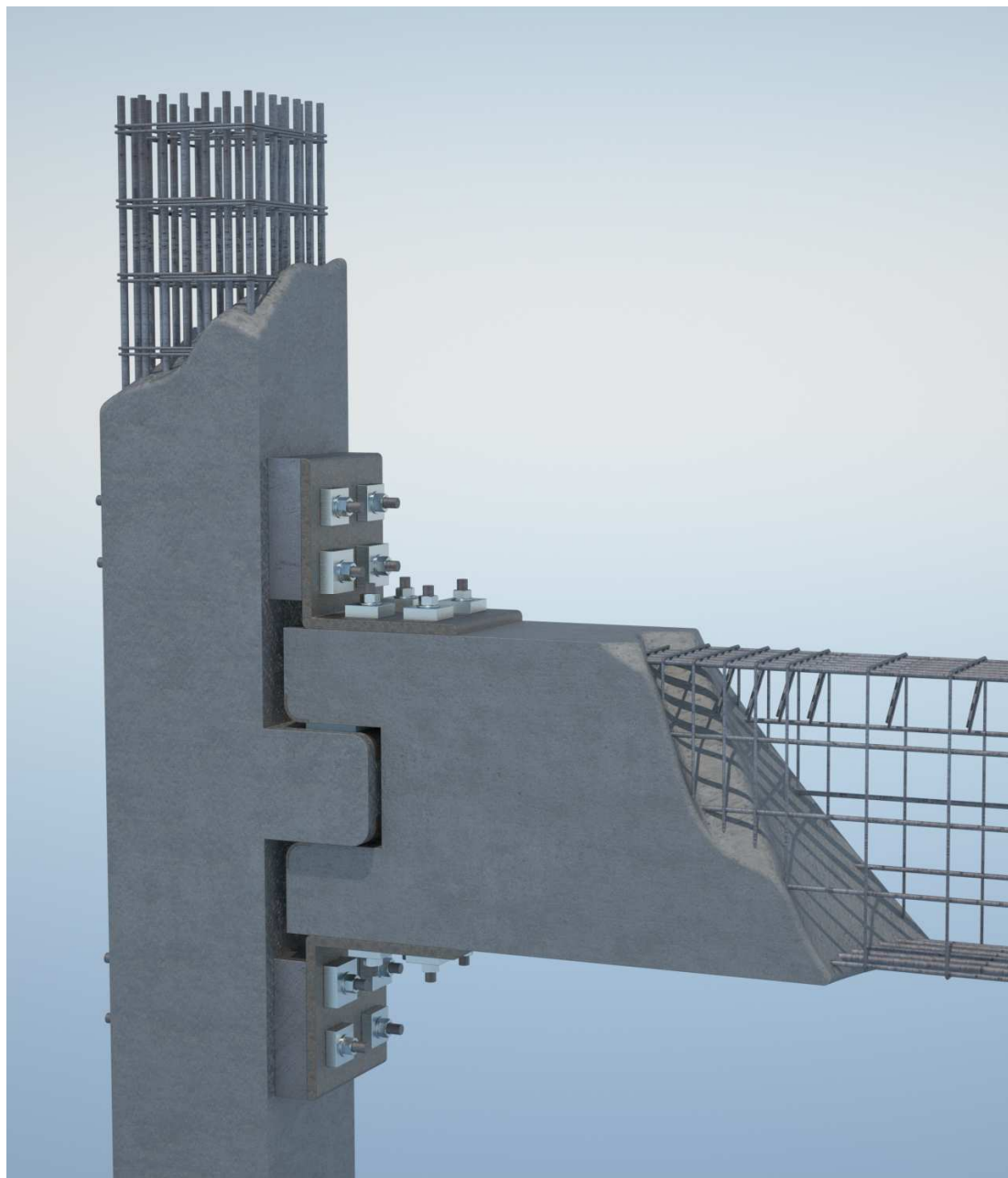
Soluzione progettuale A – Rappresentazione tridimensionale



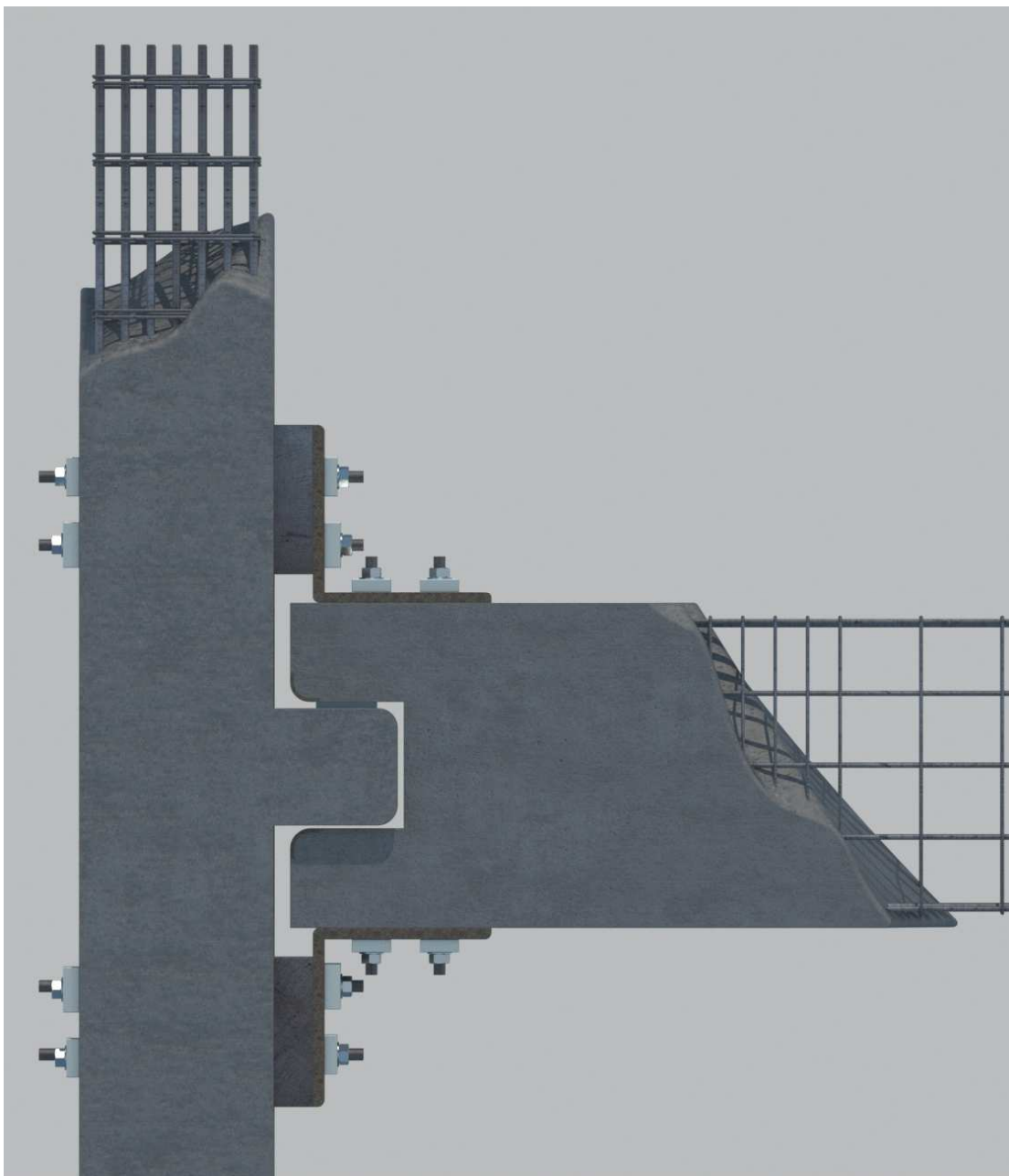
Soluzione progettuale A – Prospetto laterale



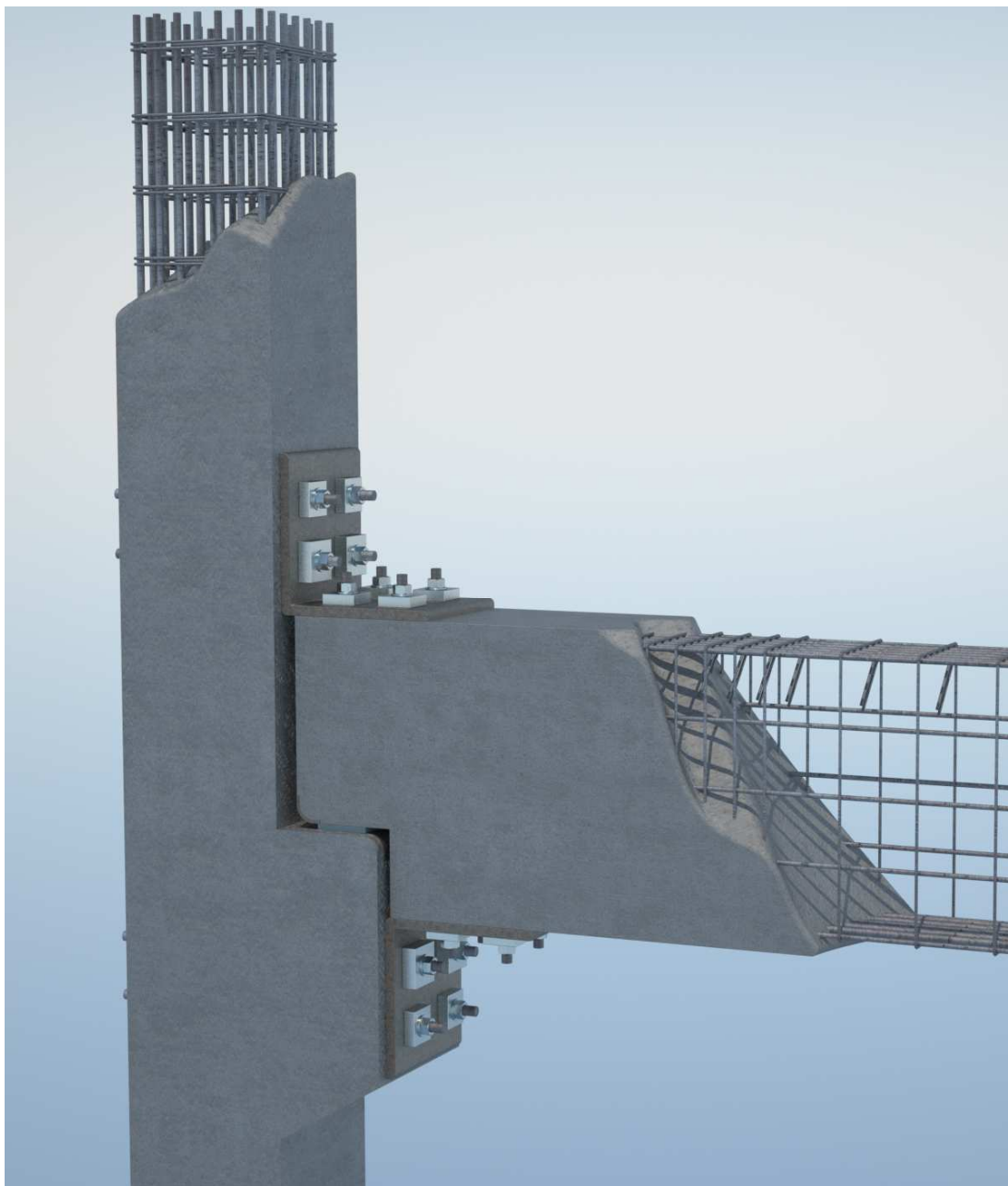
Soluzione progettuale B – Rappresentazione tridimensionale



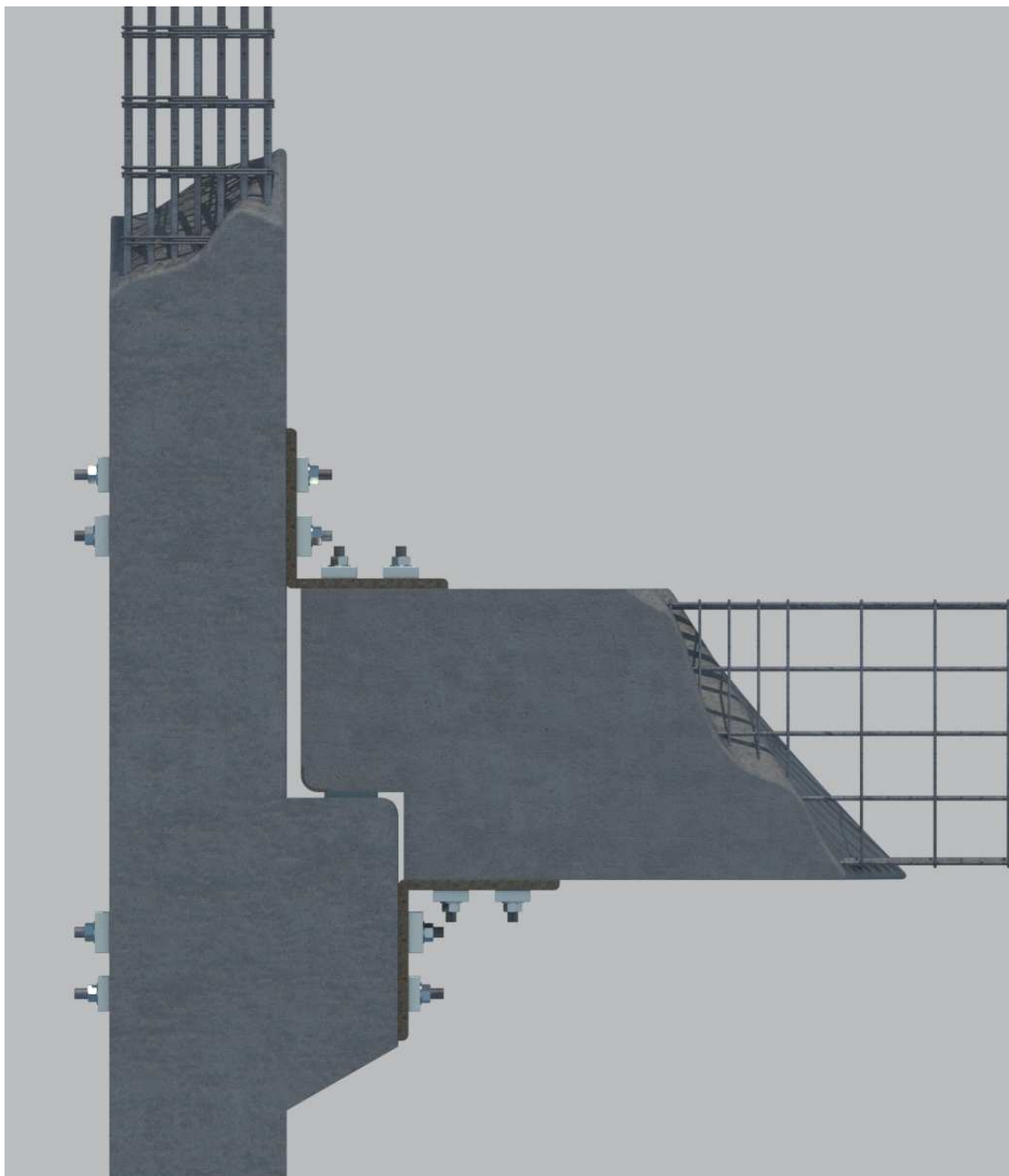
Soluzione progettuale B – Prospetto laterale



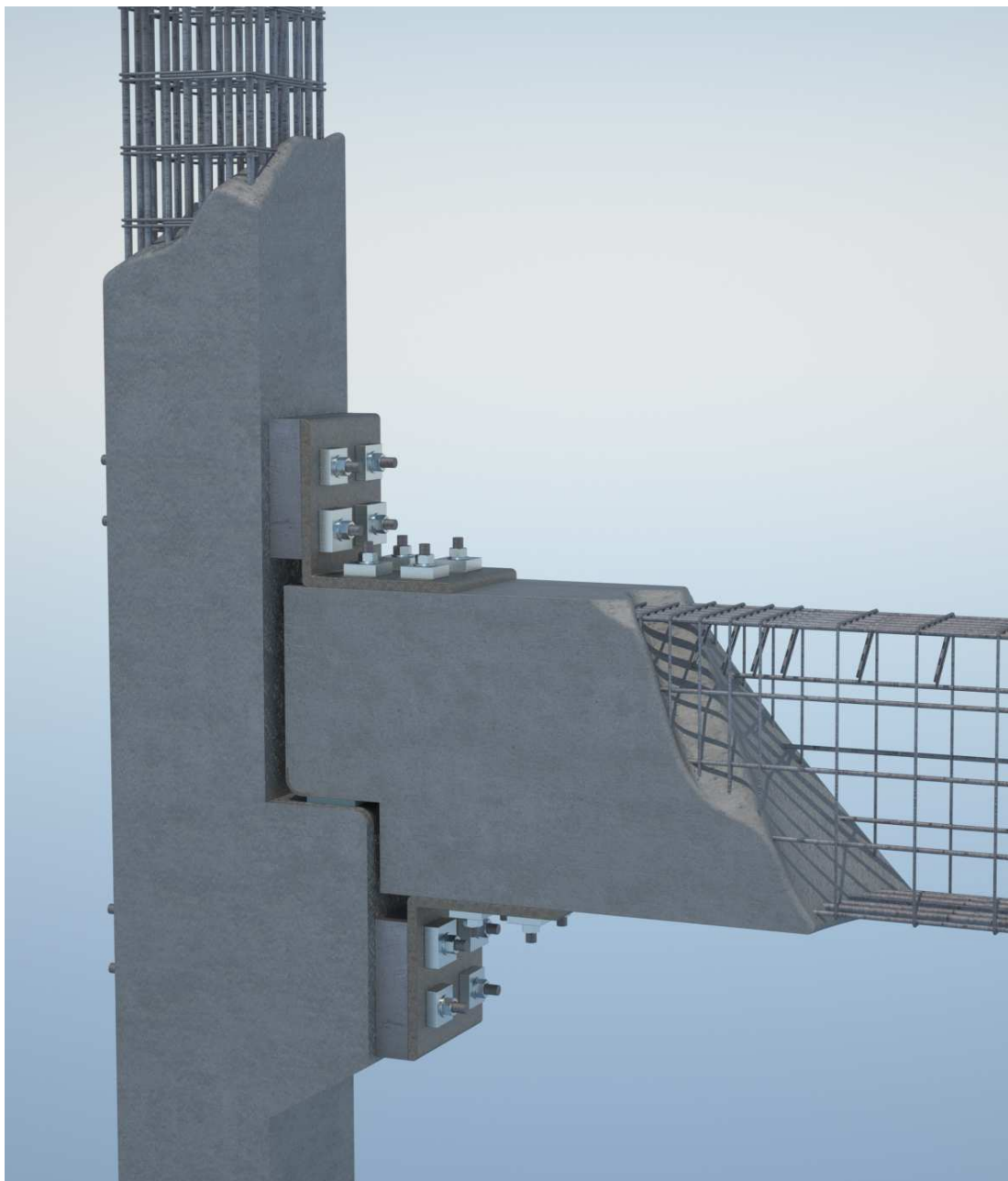
Soluzione progettuale C - Rappresentazione tridimensionale



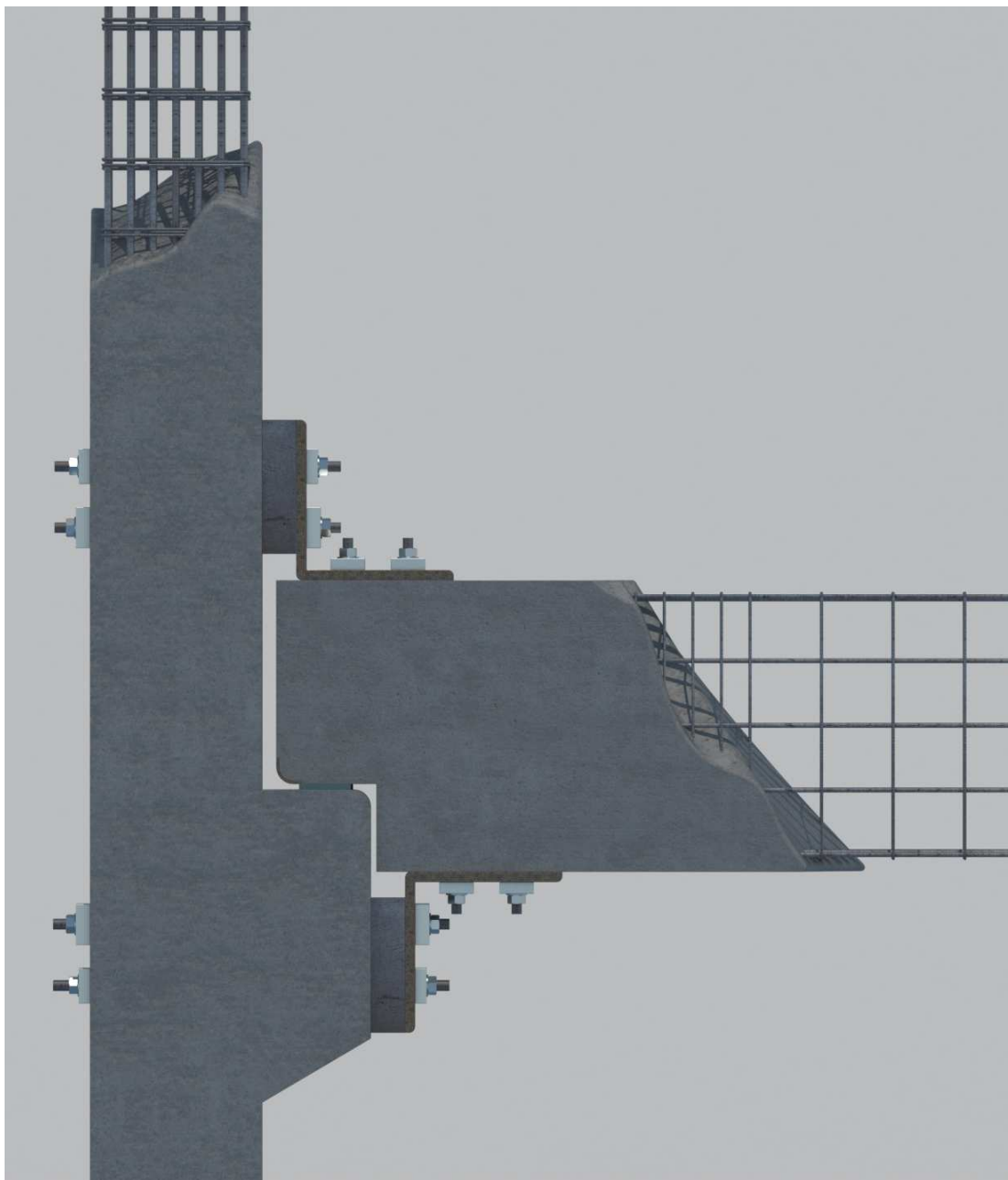
Soluzione progettuale C – Prospetto laterale



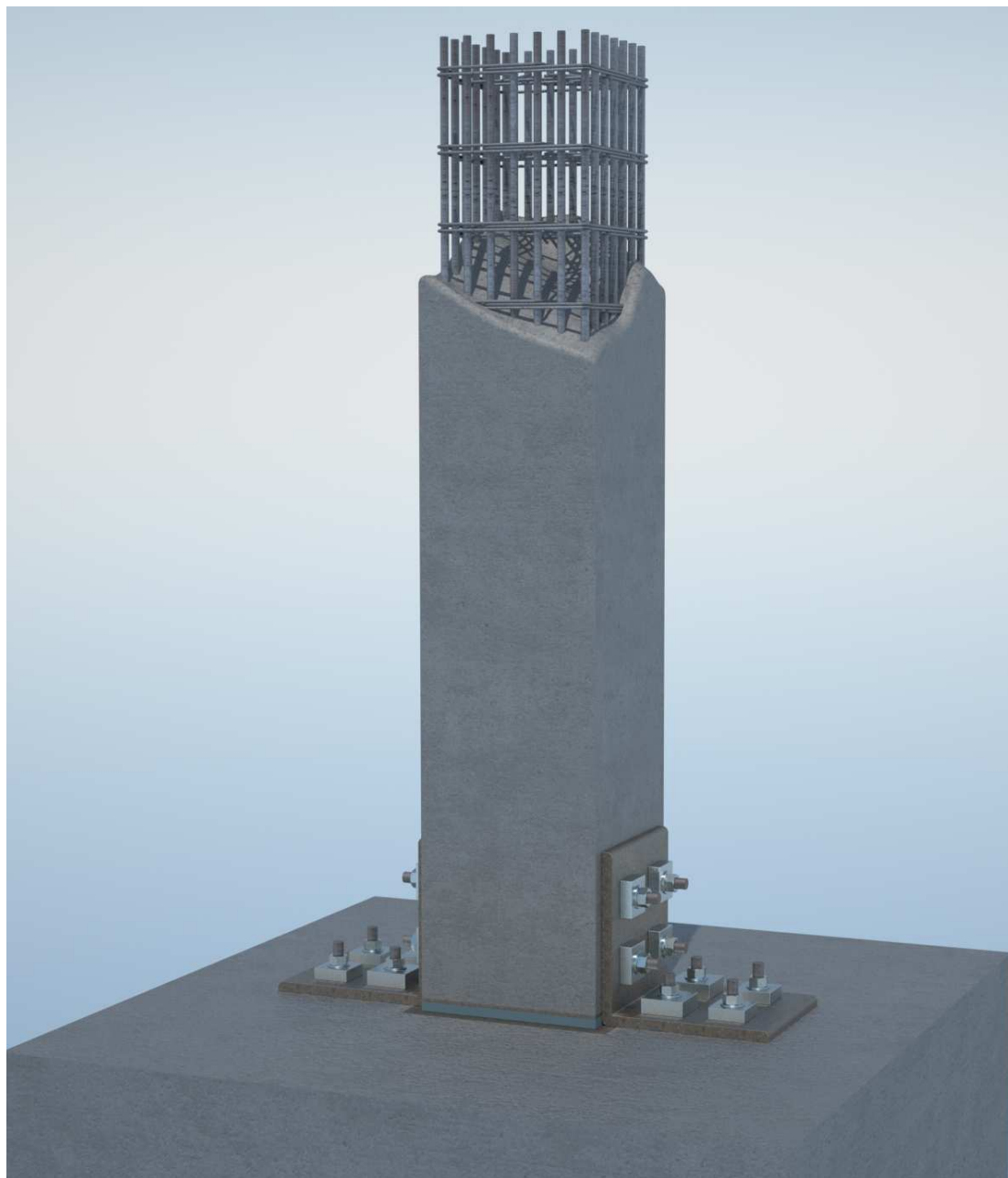
Soluzione progettuale D - Rappresentazione tridimensionale



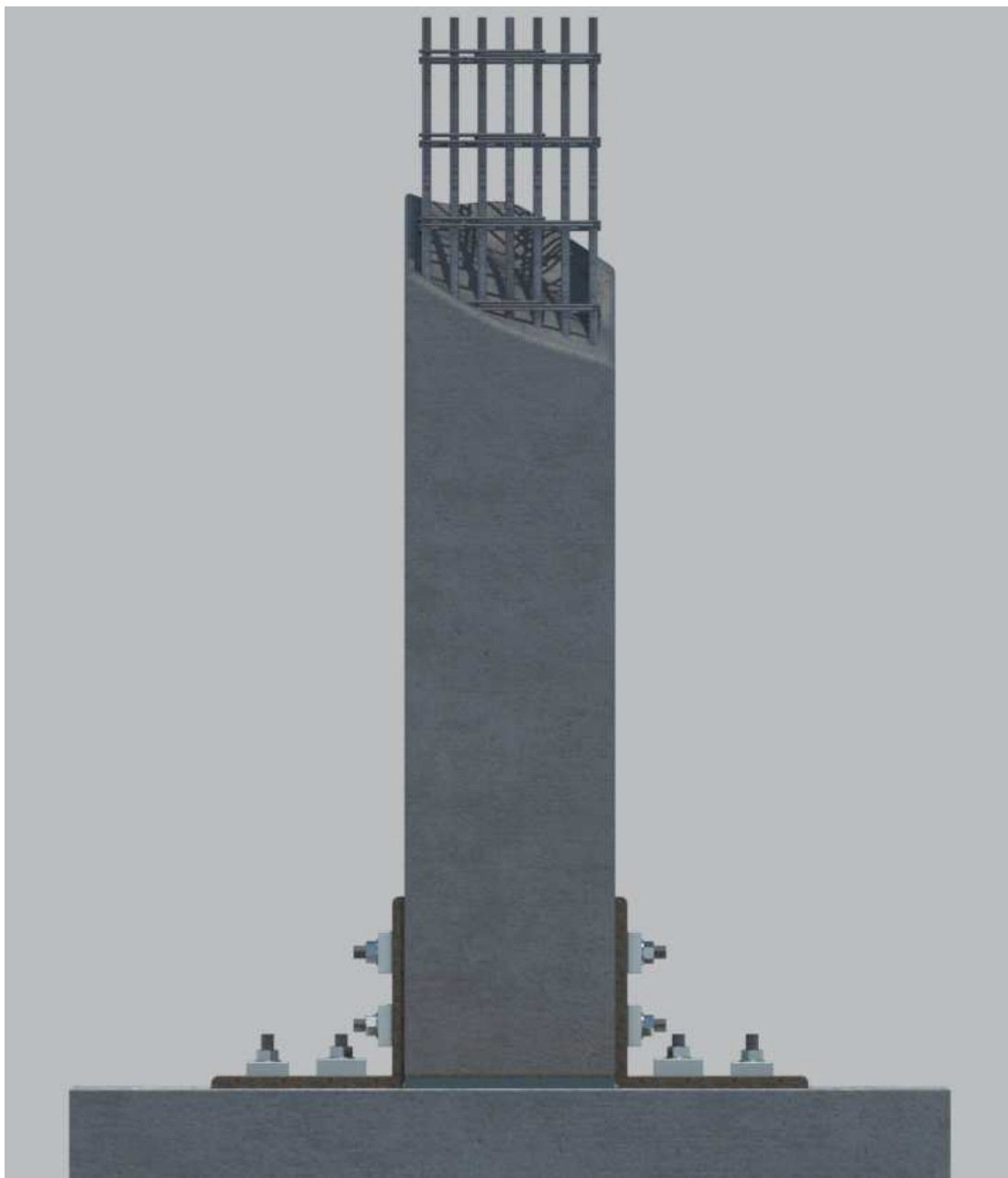
Soluzione progettuale D – Prospetto laterale



Soluzione progettuale E – Rappresentazione tridimensionale



Soluzione progettuale E – Prospetto laterale



BIBLIOGRAFIA

Blakeley, R. W. G., Park, R. (1971). "Seismic resistance of prestressed concrete beam-column assemblies". ACI Journal.

Camarena, D. (2006). "Finite Element Analysis of Precast Prestressed Beam-Column Concrete Connection in Seismic Construction". Master Thesis. Chalmers University of Technology.

Cheok, G. S., Lew, H. S. (1993). "Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections subject to cyclic loading". PCI Journal.

Cheok, G. S., Lew, H. S. (1991). "Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections subject to cyclic loads". PCI Journal.

Cheok, G. S., Stone W. C. and Kunnath S. K. (1998). "Seismic Response of Precast Concrete Frames with Hybrid Connections". ACI Structural Journal.

Fib Bulletin (2003). "Seismic design of precast concrete buildings structures". Bulletin 27, Lausanne.

Hussien, S. A. (2005). "The influence of the connection characteristics on the seismic performance of precast concrete structures". Master Thesis. Deft Technology University.

Nakaki, S. D., Stanton, J. F., Sritharan, S. (1999). " An overview of the PRESSS five-story precast test building". PCI Journal.

Pampanin, S. (2004). "Conessioni sismiche innovative per edifici in prefabbricato". Rivista Elite.

Pampanin, S. (2005). "Emerging solutions of high seismic performance of precast/prestressed concrete buildings". Journal of Advanced Concrete Technology.

Pampanin, S. (2004). "Forze o spostamenti? Filosofie alternative di progettazione sismica". Rivista Elite.

Pampanin, S. (2004). "Progettazione sismica di edifici in c.a. prefabbricato". Rivista Elite.

Pampanin, S. (2004). "Soluzioni antisismiche in prefabbricato". Rivista Elite.

Pampanin, S. Christopoulos, C. and Priestley M. J. N. (2002). "Residual deformations in the performance-based seismic assessment of frame systems". ROSE Research Report 2002/02.

Pampanin, S., Priestley, M. J. N. and Sritharan, S. (2001). "Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections". *Journal of Earthquake Engineering*.

Park, R. (2002). "Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand". *PCI Journal*.

Priestley, M. J. N. (2002). "Direct displacement-based design of precast/prestressed concrete buildings". *PCI Journal*.

Priestley, M. J. N. (1991). "Overview of the PRESSS Research Programme". *PCI Journal*.

Priestley, M. J. N. (1996). "The PRESSS program - current status and proposed plans for phase III". *PCI Journal*.

Priestley, M. J. N., Sritharan, S., Conley, J. R. (1999). "Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building". *PCI Journal*.

Priestley, M. J. N., Sritharan, S., Conley, J. R. and Pampanin, S. (1999). "Preliminary result and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test buildings". *PCI Journal*.

Priestley, M. J. N., Tao, J. R. (1993). "Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons". *PCI Journal*.

Schiatti, C. (2007). "Inseriti negli edifici prefabbricati in calcestruzzo". Edizioni Assobeton, Maggioli Editore.

Spieth, H. A., Carr, A. J., Murahidy, A. G. (2004). "Modelling of post-tensioned precast reinforced concrete frame structures with rocking beam-column connections". 2004 NZSEE Conference.

Spieth, H. A., Arnold, D., Davies, M. (2004). "Seismic performance of post-tensioned precast concrete beam to column connections with supplementary energy dissipation". 2004 NZSEE Conference.

Stanton, J. F., Stone, W. C. and Cheok, G. S. (1997). "A hybrid reinforced precast frame for seismic regions". *PCI Journal*.

Stone, W. C., Cheok, G. S. and Stanton, J. F. (1995). "Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading". *PCI Journal*.
