

NOTA: tagliare il blocco di pagine della tesi (stampata fronte-retro)
lungo le due linee qui tracciate prima di effettuare la rilegatura

NOTA: anche questa pagina bianca fa parte del blocco di pagine della tesi

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA
Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura

Paola Roberta Stramondo

**FORMULAZIONE DI UN METODO DI
PROGETTO PER L'ADEGUAMENTO SISMICO
DI TELAI IN C.A. MEDIANTE CONTROVENTI A
INSTABILITÀ IMPEDITA**

*Tesi di Dottorato di Ricerca in
Ingegneria Strutturale e Geotecnica*

Gruppo di tesi:

Prof. Ing. Aurelio Ghersi
Prof. Ing. Edoardo M. Marino
Prof. Ing. Pier Paolo Rossi
Dott. Ing. Melina Bosco

Tutor:

Prof. Ing. Edoardo M. Marino

Anno Accademico 2014-15

INDICE

Introduzione.....	9
Capitolo 1	13
ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. MEDIANTE CONTROVENTI	13
1. Carenze strutturali tipiche degli edifici esistenti in c.a. con struttura a telaio	14
2. Strategie per l'adeguamento sismico.....	15
3. Controventi a instabilità impedita (BRBs)	20
3.1. Elementi costitutivi dei BRBs	20
3.2. Prove sperimentali	25
4. Aspetti costruttivi ed architettonici: il problema relativo ai collegamenti	27
5. Impiego dei BRBS nella protezione sismica degli edifici.....	28
5.1. Progetto di controventi dissipativi basato sugli spostamenti...	28
5.2. Metodo per la protezione sismica di una struttura generica mediante dissipatori.....	30
5.3. Impiego dei BRBs in edifici in c.a.	31
5.4. Metodo di progetto basato sugli spostamenti e criterio della rigidezza proporzionale	32
5.5. Metodo di progetto inelastico basato sulle prestazioni	34
5.6. Metodo per l'adeguamento sismico di strutture esistenti.....	35
Capitolo 2	37
METODO DI PROGETTO	37
1. Principi di base per la formulazione del metodo proposto.....	37

1.1. Obiettivi.....	37
1.2. Requisiti previsti dal metodo: controllo dello spostamento, della duttilità e della resistenza	38
1.3. Caratteristiche dei BRB da determinare	38
1.3.1. Area della sezione trasversale equivalente	39
1.3.2. Tensione di snervamento equivalente	39
1.4. Parametri di progetto.....	40
1.5. Sintesi della procedura di progetto	40
2. Legame costitutivo per la modellazione dei BRBs	42
3. Domanda e capacità di spostamento	44
3.1. Stima della domanda di spostamento.....	44
3.2. Stima della capacità di spostamento	48
4. Duttilità richiesta e disponibile	52
4.1. Stima della duttilità dei BRBs richiesta	52
4.2. Stima della duttilità dei BRBs disponibile.....	53
5. Resistenza laterale richiesta e disponibile	54
5.1. Stima della resistenza laterale richiesta.....	54
5.2. Stima della resistenza laterale disponibile	54
6. Progetto dei controventi BRBs.....	56
6.1. Sintesi delle fasi operative.....	56
6.2. Progetto delle rigidzze dei BRBs	61
6.3. Progetto delle resistenze dei BRBs	68
6.3.1. Approcci progettuali	68
6.3.2. Controllo della duttilità dei BRBs.....	69
6.3.3. Imposizione del requisito sulle resistenze	70
6.4. Procedure implementate.....	76
6.4.1. Procedura “Calcola ABRBs”.....	76
6.4.2. Procedura “CalcolaFyEq”	78
6.5. Foglio di calcolo per il progetto - esempio applicativo	83
Capitolo 3	89
CASI STUDIO: PROGETTI DI ADEGUAMENTO	89
1. Obiettivi.....	89
2. Edifici analizzati	90
2.1. Telai progettati per soli carichi verticali	90

2.1.1.	Caratteri geometrici e dimensionali dei telai CV1 e CV2	90
2.1.2.	Caratteristiche dei materiali per i telai CV1 e CV2	95
2.2.	Telaio progettato per zone a bassa sismicità	97
2.2.1.	Caratteri geometrici e dimensionali del telaio AS... ..	97
2.2.2.	Caratteristiche dei materiali per il telaio AS.....	106
2.3.	Modellazione dei telai per i tre casi studio.....	107
3.	Progetti di adeguamento realizzati	113
4.	Controventi ottenuti dai progetti	116
Capitolo 4	127
VALIDAZIONE DEL METODO PROGETTUALE	127
1.	Obiettivi.....	127
2.	Modellazione dei telai per le analisi dinamiche non lineari.....	128
3.	Accelerogrammi per le analisi dinamiche non lineari	132
4.	Enti di risposta.....	133
5.	Programma RC-BRBs per gestione delle analisi ed elaborazione dei risultati	139
5.1.	Modalità operative e potenzialità di RC-BRBs	140
6.	Comportamento sismico dei telai CV1 progettati per c.v.	144
6.1.	Risposta sismica del telaio CV1 nudo.....	144
6.2.	Risposta sismica dei telai CV1 controventati	147
6.2.1.	Risposta sismica dei telai CV1 progettati per $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$	148
6.2.2.	Risposta sismica dei telai CV1 progettati per $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i > 0.6$	156
6.2.3.	Ulteriori analisi per la validazione del metodo progettuale	162
7.	Comportamento sismico dei telai CV2 progettati per c.v.	163
7.1.	Risposta sismica del telaio CV2 nudo.....	163
7.2.	Risposta sismica dei telai CV2 controventati	164
7.2.1.	Risposta sismica dei telai CV2 progettati per $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$	165
8.	Comportamento sismico dei telai AS progettati per zone a bassa sismicità.....	175
8.1.	Risposta sismica del telaio AS nudo	175

8.2. Risposta sismica dei telai AS controventati.....	177
8.2.1. Risposta sismica dei telai AS progettati per $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$	178
Capitolo 5	185
CONCLUSIONI.....	185
Appendice A	187
PROGETTI.....	187
1. Controventi per l'adeguamento del telaio CV1 progettato per carichi verticali e realizzato con materiali adeguati	188
1.1. Risultati dei progetti per il telaio CV1	189
1.2. Progetti in termini di A_{eq} per il telaio CV1.....	194
1.3. Progetti in termini di $f_{y,eq}$ per il telaio CV1	196
1.4. Progetti in termini di N_y per il telaio CV1.....	198
2. Controventi per l'adeguamento del telaio CV2 progettato per carichi verticali e realizzato con materiali inadeguati.....	200
2.1. Risultati dei progetti per il telaio CV2	201
2.2. Progetti in termini di A_{eq} per il telaio CV2.....	205
2.3. Progetti in termini di $f_{y,eq}$ per il telaio CV2	207
2.4. Progetti in termini di N_y per il telaio CV2.....	209
3. Controventi per l'adeguamento del telaio progettato per zone a bassa sismicit�.....	211
3.1. Risultati dei progetti per il telaio AS.....	212
3.2. Progetti in termini di A_{eq} per il telaio AS	215
3.3. Progetti in termini di $f_{y,eq}$ per il telaio AS.....	216
3.4. Progetti in termini di N_y per il telaio AS.....	217
Appendice B	
RISULTATI DELLE ANALISI DINAMICHE	219
1. Enti di risposta per i telai CV adeguati	221
2. Enti di risposta per il telaio AS adeguato.....	275
Bibliografia.....	285
Ringraziamenti	297

Introduzione

Nonostante il fatto che molti Paesi del mondo siano soggetti a frequenti e intense attività sismiche, una gran parte degli edifici esistenti in c.a. è stata progettata prima che la normativa tecnica antisismica entrasse in vigore. Queste strutture, progettate per sostenere solo carichi gravitazionali, non soddisfano criteri di progetto antisismici. Esse presentano generalmente gli elementi strutturali principali, quali pilastri e travi, disposti lungo una sola direzione e ciò le rende molto flessibili e deboli nella direzione ortogonale. Inoltre, le distribuzioni di rigidezza laterale e di resistenza a taglio lungo l'altezza dell'edificio non sono adeguate a rendere la domanda di spostamenti o deformazioni uniforme in altezza e coerente con la capacità del telaio. Esiste inoltre una percentuale elevata di strutture progettate per resistere ad azioni sismiche di bassa intensità che, a seguito dell'aggiornamento nel tempo delle mappe di pericolosità sismica e dell'ampliamento delle zone ad alta sismicità, si trovano nell'impossibilità di resistere ai terremoti di progetto attualmente previsti dalla normativa.

Nel presente studio, l'introduzione di controventi a instabilità impedita (BRBs) è proposta per l'adeguamento sismico di strutture esistenti a telaio in c.a. progettate per soli carichi verticali o per zone a bassa sismicità; l'inserimento dei BRBs è proposto con l'obiettivo di favorire nei telai controventati lo sviluppo di meccanismi di collasso globali, con una distribuzione delle deformazioni plastiche uniforme lungo l'altezza.

I BRBs sono costituiti tipicamente da un nucleo interno duttile in acciaio, confinato da un profilo tubolare in acciaio, che impedisce l'instabilità laterale e locale (Uang and Nakashima, 2004; Xie, 2005).

L'introduzione dei BRBs, può aumentare fino ai valori idonei e modificare la distribuzione della rigidezza laterale in altezza in modo che gli spostamenti richiesti dal sisma possano assecondare la capacità di spostamento della struttura. L'utilizzo di controventi dissipativi progettati in modo da ottimizzarne lo sfruttamento della duttilità disponibile permette di aumentare la capacità di dissipazione energetica della struttura durante il sisma, riducendone l'entità della risposta. L'inserimento dei BRBs può, infine, aumentare e modificare la distribuzione lungo l'altezza della resistenza a taglio della struttura promuovendo la plasticizzazione simultanea degli elementi strutturali e il conseguente meccanismo di collasso globale.

La presente ricerca ha come obiettivo lo sviluppo e la validazione di un metodo di progetto per i controventi BRBs, metodo la cui idea di base è stata recentemente presentata per il progetto di telai in acciaio con BRBs (Bosco e Marino, 2013; Bosco *et al.*, 2014). La procedura di progetto proposta permette di definire, a ogni piano, la rigidezza e la resistenza dei BRBs, tramite la scelta di valori appropriati di area della sezione trasversale, lunghezza del segmento duttile e tensione di snervamento dell'acciaio. Il metodo di progetto prevede l'imposizione di due requisiti o controlli. Il soddisfacimento del primo requisito, sugli spostamenti, riduce la domanda di spostamento di interpiano a valori compatibili con la capacità deformativa della struttura e permette di determinare a ciascun piano la rigidezza laterale aggiuntiva da fornire tramite i controventi; tale controllo dipende dalla frazione del *drift* limite scelta come parametro progettuale. Un secondo controllo, sulla duttilità massima subita dai BRBs durante il sisma, consente di stabilire la tensione di snervamento e, quindi, la resistenza assiale necessaria per i controventi, affinché essi sviluppino duttilità elevate ma accettabili. La procedura proposta si inquadra nell'ambito dei metodi di progetto agli spostamenti. E' indagata, inoltre, la possibilità di imporre un ulteriore requisito sulle resistenze, che dipende dal fattore di struttura scelto in fase pro-

gettuale e rende la procedura ibrida, con riferimento agli spostamenti ed alle resistenze.

Nella prima parte del presente lavoro, il metodo di progetto proposto è presentato nei suoi aspetti teorici e procedurali. La procedura progettuale è applicata per l'adeguamento sismico di tre telai in c.a., dei quali due progettati per i soli carichi gravitazionali e uno per resistere a modeste azioni sismiche, secondo normative tecniche vigenti nel passato. La procedura di progetto presentata si presta all'applicazione per qualunque Stato Limite. In questo lavoro, i progetti sono condotti con l'obiettivo di verificare i requisiti prestazionali previsti per lo Stato Limite di prevenzione del Collasso. I controventi BRBs sono determinati secondo l'approccio progettuale ai soli spostamenti, adottando tre valori del *drift* di progetto e, nel caso dell'approccio misto a spostamenti e resistenze, sette valori del coefficiente di struttura. Nella seconda parte del lavoro, è condotta un'analisi parametrica per la validazione del metodo di progetto proposto, mediante l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari dei telai controventati.

Capitolo 1

ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. MEDIANTE CONTROVENTI

L'adeguamento sismico di edifici esistenti in c.a. rappresenta una tematica attuale di grande interesse e urgenza, a motivo della presenza di numerosi edifici progettati e realizzati nei decenni passati senza tenere conto delle azioni sismiche. Inoltre, un'ampia percentuale degli edifici esistenti è stata progettata per bassi livelli di intensità sismica; queste strutture, a causa dell'aggiornamento delle mappe di pericolosità sismica e delle normative tecniche, non sono in grado di soddisfare i requisiti prestazionali previsti per garantire i livelli di sicurezza oggi necessari. Ciò determina una forte influenza sul rischio sismico cui gli edifici e i loro occupanti sono soggetti e rende necessario definire metodi di adeguamento efficaci.

Esistono diversi criteri di intervento per l'adeguamento sismico di edifici esistenti con struttura a telaio in c.a., tra i quali l'uso di controventi dissipativi. Fra le tecnologie attualmente disponibili, acquista una sempre maggiore importanza il ruolo dei controventi a instabilità impedita o BRBs (Buckling Restrained Braces). Nella normativa tecnica non sono presenti specifiche indicazioni progettuali per il dimensionamento dei BRBs per l'adeguamento sismico di edifici esistenti in c.a., ma l'attualità della ricerca in questo campo è testimoniata dalle proposte di metodi progettuali presenti in letteratura.

In questo capitolo sono presentate alcune delle carenze strutturali tipiche degli edifici esistenti in c.a. e le principali strategie per il loro

adeguamento sismico (par. 1 e 2). A seguire, sono descritti le principali caratteristiche dei controventi a instabilità impedita e alcuni aspetti riguardanti il loro collegamento alle strutture a telaio in c.a..

1. Carenze strutturali tipiche degli edifici esistenti in c.a. con struttura a telaio

La grande maggioranza degli edifici con struttura a telaio in c.a. costruiti nel passato è stata progettata per resistere a soli carichi verticali e non all'azione sismica; ciò li rende incapaci di portare azioni orizzontali rimanendo in campo elastico o sviluppando livelli di deformazioni accettabili. Inoltre questi edifici, che costituiscono la maggior parte del patrimonio edilizio italiano degli anni '60 e '70, presentano spesso elementi resistenti (travi e pilastri) disposti lungo una singola direzione, mentre risultano particolarmente deboli e flessibili nella direzione ortogonale.

Molti altri edifici sono stati progettati per portare modeste azioni orizzontali, in quanto ricadenti in quelle che in passato erano definite zone a bassa sismicità e pertanto potrebbero non essere in grado di soddisfare i requisiti delle attuali norme antisismiche, sia a causa della ridefinizione delle accelerazioni sismiche che esse hanno comportato, sia a causa di difetti di esecuzione che rendono la struttura esistente non conforme a quella progettata.

Alcune problematiche sono comuni a molti edifici esistenti, come la frequente assenza o indisponibilità del progetto originario e/o l'incertezza che l'edificio realizzato corrisponda esattamente al progetto, per errori nella fase di realizzazione o per fenomeni di degrado intervenuti nel tempo; si deve far riferimento quindi, secondo quanto indicato in normativa, a Livelli di conoscenza (*LC*) e Fattori di confidenza (*FC*).

Per un edificio esistente, inoltre, non si può fare affidamento ad alti livelli di duttilità locale delle sezioni e globale della struttura; sono, infatti, frequenti rotture fragili e la possibilità che si abbia, sotto l'azione sismica, una concentrazione del danno a uno specifico piano.

Edifici progettati senza l'applicazione dei criteri di gerarchia delle resistenze presentano frequentemente plasticizzazioni nei pilastri che

precedono la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi, determinando la formazione di meccanismi di collasso di piano.

Un altro aspetto che determina la concentrazione del danno ad alcuni piani o anche lo sviluppo di meccanismi di piano sotto l'effetto di terremoti di media entità è l'irregolarità in altezza. Più precisamente, l'irregolare distribuzione, lungo lo sviluppo in altezza dell'edificio, delle rigidità laterali e delle resistenze degli elementi strutturali, rende spesso la domanda sismica incoerente con la capacità della struttura.

2. Strategie per l'adeguamento sismico

Il rischio sismico si configura come prodotto di tre fattori di rischio: la pericolosità, l'esposizione, la vulnerabilità. Per la mitigazione del rischio a carico degli edifici esistenti in c.a., non essendo possibile agire in maniera sostanziale sulla pericolosità sismica del sito né sull'esposizione, si interviene generalmente sulla riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici, intesa come propensione delle strutture a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità.

L'adeguamento o *retrofit* sismico è fra gli approcci più diffusi per la riduzione della vulnerabilità degli edifici esistenti e consiste nella realizzazione di interventi volti ad ottenere che la struttura in esame abbia una capacità di resistere al terremoto almeno pari alla domanda prodotta dal moto sismico del suolo²³.

Una strategia tecnica per l'adeguamento sismico è un approccio base adottato per migliorare la probabile prestazione sismica dell'edificio o ridurre altrimenti il rischio ad un livello accettabile⁶. Le strategie per l'adeguamento sismico degli edifici agiscono generalmente con l'obiettivo di incrementarne la capacità sismica o di ridurre la domanda. Le più diffuse strategie volte all'incremento della capacità sismica agiscono tramite l'aumento della resistenza e/o l'incremento della duttilità della struttura, con gli obiettivi, in base allo Stato Limite considerato, di ridurre il danno strutturale sotto l'azione di sismi di bassa o media intensità e di evitare il collasso in caso di sismi di elevata intensità. Tra le strategie volte a ridurre la domanda sismica, le più diffuse agiscono ri-

ducendo la domanda in termini di accelerazione, tramite l'incremento della capacità dissipativa della struttura e l'incremento del periodo proprio di vibrazione della stessa. L'aumento di rigidezza laterale ha invece un doppio effetto, da una parte la riduzione della domanda in termini di spostamento, d'altra parte l'incremento di accelerazione sismica e di sollecitazioni in seguito alla riduzione del periodo proprio di vibrazione della struttura.

Per l'adeguamento sismico delle strutture si distinguono tecniche di intervento di tipo globale e locale. Le tecniche di intervento di tipo globale (*structure-level techniques*) consistono nella realizzazione di strutture di controvento, ad esempio tramite controventi metallici o pareti in c.a., che si affiancano alla struttura esistente in modo da ridurre la domanda sismica su di essa. Le tecniche di intervento di tipo locale (*member-level techniques*) riguardano invece l'aumento di capacità dei singoli elementi strutturali, soprattutto in termini di spostamento a collasso.

Le strategie tecniche più diffuse sono riconducibili ad alcune categorie⁶:

- a. Completamento: realizzazione delle connessioni mancanti o insufficienti per garantire la trasmissione dei carichi tra gli elementi strutturali.
- b. Rinforzo e irrigidimento: aumento della resistenza del sistema tramite la realizzazione di nuovi elementi verticali come pareti di taglio, telai controventati o a nodi rigidi, contrafforti. Le strategie di rinforzo e di irrigidimento si utilizzano spesso insieme, poiché la maggior parte dei sistemi che determinano un rinforzo della struttura contemporaneamente ne aumentano la rigidezza, così come le tecniche di irrigidimento comportano solitamente un aumento di resistenza. Per edifici fortemente irregolari dal punto di vista delle rigidezze e delle resistenze, questi interventi dovrebbero migliorare la regolarità strutturale.
- c. Miglioramento della capacità deformativa: incremento della capacità di deformazione dei singoli elementi strutturali esistenti, tramite il loro confinamento; oppure riduzioni locali di rigidezza o modifiche ai pilastri, per modificare meccanismi di collasso di piano ed evitare modalità di crisi indesiderate; o realizzazione di appoggi supple-

mentari per elementi che possono subire crisi per deformazioni eccessive; questa strategia risulta efficace se la capacità deformativa desiderata si può ottenere intervenendo solo su pochi elementi esistenti; diventa, invece, eccessivamente costosa nel caso debba interessare in modo esteso gli elementi strutturali.

- d. Riduzione della domanda sismica. Una modifica del comportamento sismico della struttura tale che si abbia una riduzione della domanda di resistenza e di spostamento si può ottenere in diversi modi: un sistema è la riduzione delle masse e quindi delle forze di inerzia e della domanda di spostamento; un altro sistema ampiamente diffuso è l'isolamento alla base, che accresce il periodo fondamentale di vibrazione e lo smorzamento, concentrando la domanda di spostamento al livello del sistema di isolamento e riducendo quella sulla sovrastruttura e riducendo parallelamente la domanda in termini di accelerazione alla base.
- e. Dissipazione energetica: incremento della capacità della struttura di smorzare il sisma, attraverso smorzamento viscoso o isteretico. Questa strategia richiede l'installazione all'interno del sistema resistente di unità di dissipazione energetica (*energy dissipation units* o EDUs) che, dissipando l'energia in ingresso durante il sisma, riducono la domanda di spostamento sulla struttura. I sistemi di dissipazione energetica sono efficaci soprattutto se installati in strutture che presentano una rilevante capacità di spostamento laterale. L'entità dell'energia dissipata da questi sistemi è proporzionale alla forza sviluppata dai singoli dispositivi e allo spostamento che subiscono; per tale motivo, per edifici relativamente rigidi i sistemi di dissipazione energetica non possono smorzare efficacemente la risposta prima che questi subiscano danni.



Figura 1 – Strategie di protezione sismica delle strutture⁶⁶

Le strategie di protezione sismica si possono quindi identificare come appartenenti a due macroambiti: le strategie convenzionali e quelle innovative (figura 1). Fra le strategie convenzionali, rientrano quelle legate all'incremento di resistenza e di duttilità; altre strategie si presentano invece come innovative e prevedono l'impiego di dispositivi tecnologicamente avanzati. Tali dispositivi prevedono, in base alla tecnologia utilizzata, un controllo passivo, attivo o ibrido della struttura.

All'insieme dei dispositivi o sistemi di controllo passivo delle vibrazioni fanno capo principalmente i dissipatori di energia, gli smorzatori a massa e i sistemi di isolamento sismico alla base (figura 2). In particolare, fra i sistemi che operano attraverso la dissipazione energetica si trovano gli smorzatori isteretici e gli smorzatori viscosi.

I controventi a instabilità impedita, oggetto del presente lavoro, sono riconducibili al gruppo degli smorzatori isteretici e fra questi, in particolare, ai sistemi che sfruttano la plasticizzazione dell'acciaio per ottenere lo smorzamento e quindi la dissipazione energetica. Altri smorzatori isteretici utilizzano tecnologie diverse per ottenere lo stesso effetto;

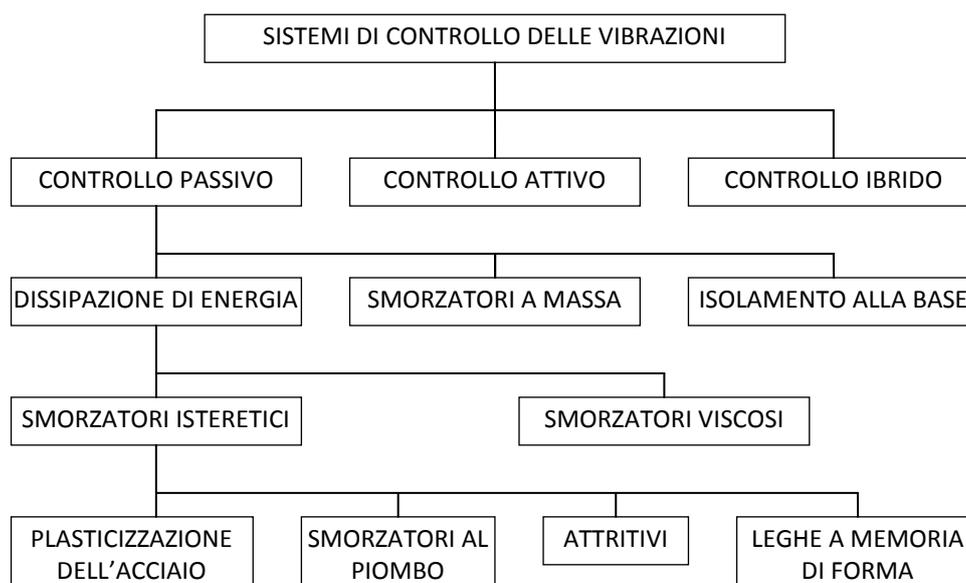


Figura 2 – Strategie innovative per il controllo passivo delle vibrazioni⁶⁶

si citano a questo proposito gli smorzatori al piombo, quelli attritivi e quelli che utilizzano leghe a memoria di forma.

Dal punto di vista della scala di azione per la protezione sismica, l'adeguamento sismico con impiego di controventi metallici si pone nell'ambito delle tecniche di intervento di tipo globale e segue strategie diverse in base al tipo di dispositivo adottato: controventi tradizionali (CCBs = Classic Concentric Braces), controventi di tipo dissipativo, tra cui i controventi a instabilità impedita (BRBs = Buckling Restrained Braces).

Gli interventi che prevedono l'inserimento nella struttura di controventi tradizionali perseguono gli obiettivi di incremento della rigidità e della resistenza laterale della struttura, ma sono poco adatti ad aumentare la capacità dissipativa.

3. Controventi a instabilità impedita (BRBs)

3.1. Elementi costitutivi dei BRBs

I controventi a instabilità impedita o BRBs sono stati sviluppati negli ultimi decenni in Giappone, ampiamente utilizzati negli USA e godono di una crescente diffusione anche in altre parti del mondo. Essi sono controventi dissipativi, in quanto sfruttano la dissipazione energetica dovuta alla plasticizzazione di un elemento del controvento; sono caratterizzati dalla presenza di dispositivi che impediscono l'instabilizzazione del controvento quando sottoposto a sforzi assiali di compressione (figura 3).

La differenza fondamentale tra controventi tradizionali e a instabilità impedita consiste nel fatto che i BRBs, data la mancanza di instabilità in compressione, presentano un uguale comportamento a trazione e compressione e manifestano un ciclo isteretico stabile e caratterizzato da elevata duttilità; essi inoltre presentano una elevata capacità dissipativa, ossia la capacità di assorbire energia durante l'evento sismico. Gli interventi che prevedono l'impiego di BRBs agiscono quindi sia sul fronte dell'incremento di capacità della struttura in termini di rigidità laterale e resistenza, sia su quello della riduzione della domanda sismica tramite aumento della capacità di dissipazione energetica.

I controventi BRBs sono costituiti generalmente da un nucleo interno duttile in acciaio, confinato da un profilo tubolare in acciaio, che ha la funzione di impedirne l'instabilità laterale e locale^{72,82}. In alcuni casi il tubolare è riempito con malta e tra il nucleo in acciaio e la malta è interposto uno strato antiaderente, affinché il nucleo centrale possa sner-

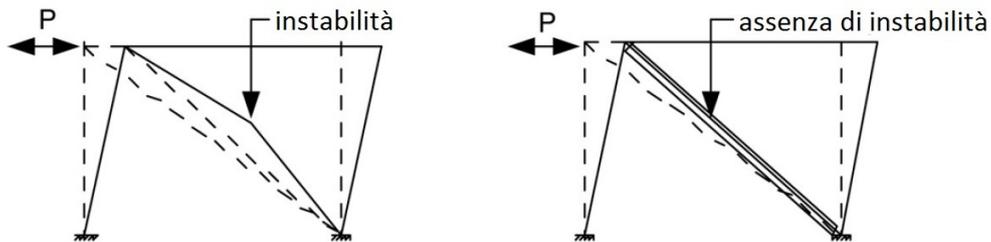


Figura 3 – Controventi convenzionali e controventi a instabilità impedita

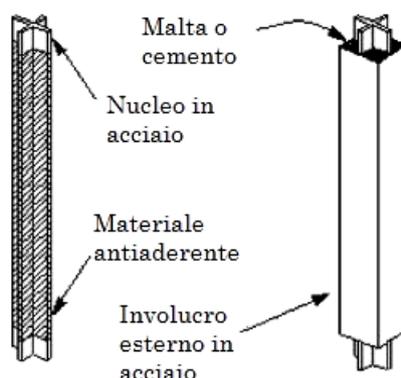


Figura 4 – Controventi a instabilità impedita

varsi e deformarsi longitudinalmente senza interazioni con il rivestimento e inoltre sia consentita l'espansione laterale del nucleo allo snervamento in compressione (figura 4).

Il controvento è unito al telaio tramite dei tratti di connessione, mentre il nucleo duttile e i tratti di connessione sono collegati tramite dei tratti di transizione (figura 5). I tratti di transizione e i tratti di connessione devono rimanere elastici durante i cicli di carico. Ciò si ottiene adottando per tali segmenti aree della sezione trasversale A_t (area media della sezione del tratto di transizione) e A_j (area della sezione del tratto di connessione) maggiori dell'area A_c del nucleo.

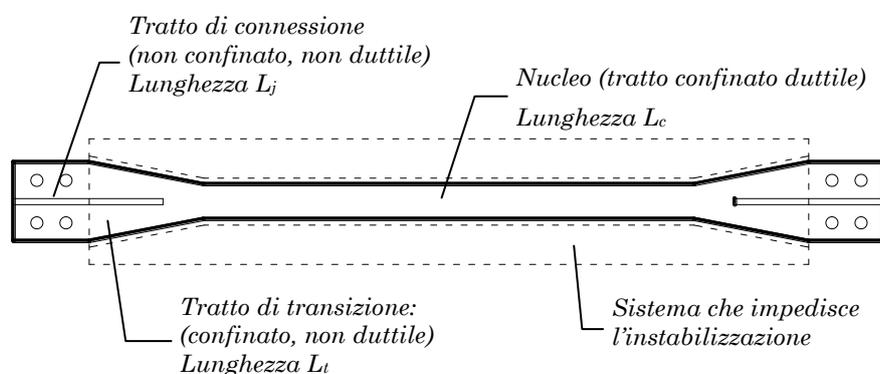


Figura 5 – Componenti di un controvento a instabilità impedita

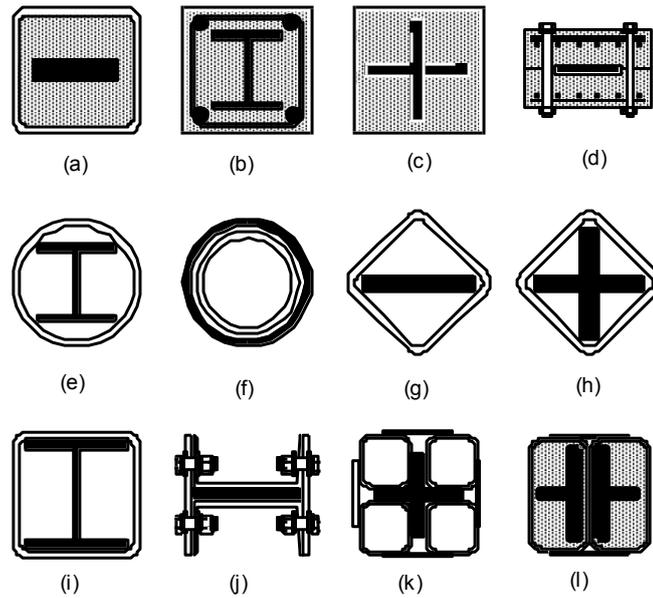


Figura 6 – Sezioni di controventi a instabilità impedita⁸²

Tra i controventi BRBs maggiormente utilizzati possono essere distinte due categorie principali: gli *unbounded* BRBs e gli *only-steel* BRBs. Gli *only-steel* BRBs (figura 6 a, b, c, d, l) sono costituiti solo da un'anima o nucleo in acciaio e da un elemento esterno al nucleo, anch'esso in acciaio, che ne impedisca l'instabilità, mentre i BRBs di tipo *unbounded* (figura 6 da e a k) presentano un riempimento in malta tra il nucleo interno in acciaio e il tubolare di rivestimento e uno strato antiaderente intorno al nucleo, che ne permetta la deformazione longitudinale senza interferenze con il rivestimento.

Gli *only-steel* BRBs hanno alcuni vantaggi rispetto ai controventi del tipo *unbounded*: possono essere progettati per essere rimossi e controllati dopo ogni evento sismico e, se necessario, il nucleo in acciaio snervato può essere sostituito con uno nuovo; essendo facilmente removibili permettono la manutenzione durante il proprio ciclo di vita; sono più leggeri rispetto agli *unbounded* BRBs e ciò implica vantaggi tecnici ed economici durante l'assemblaggio.

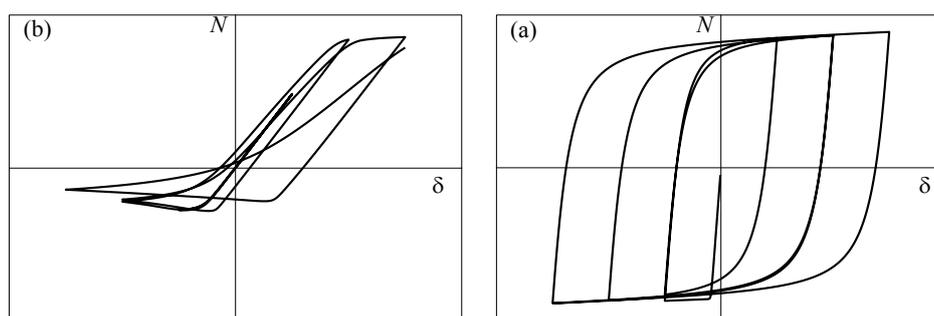


Figura 7 – Comportamento isteretico di:

- (a) un controvento tradizionale e (b) un controvento a instabilità impedita

Il ciclo isteretico dei controventi a instabilità impedita, a differenza di quello dei controventi tradizionali, è stabile e caratterizzato da un comportamento simile in compressione e in trazione, che rende questi dispositivi in grado di sviluppare una elevata dissipazione energetica (figura 7).

Altri vantaggi dei BRBs consistono nel fatto che tutti gli aspetti tecnologici connessi alla loro realizzazione e al loro funzionamento sono ben noti e che sono già disponibili sul mercato. I BRBs costituiscono una soluzione vantaggiosa anche in termini economici per l'adeguamento sismico delle strutture, in quanto consentono una semplice riparabilità della struttura danneggiata a seguito di un evento sismico di forte intensità.

In Italia le principali aziende produttrici di controventi BRB seguono un approccio²² che si differenzia da quello maggiormente applicato all'estero, in quanto separano nettamente la parte dissipativa (il dispositivo antisismico costituito dal controvento a instabilità impedita), che copre solo un tratto della luce diagonale della campata, dalla parte non dissipativa (profilato in acciaio), la quale, posta in serie rispetto alla prima, assume unicamente la funzione di completamento del controvento ed è progettata per rimanere in campo elastico.

Tale scelta deriva dal fatto che le applicazioni dei controventi BRBs in Italia sono essenzialmente nel campo dell'adeguamento sismico di edifici in c.a., per i quali gli spostamenti di interpiano sono molto limitati; di conseguenza, la parte dissipativa è relativamente corta e la possi-

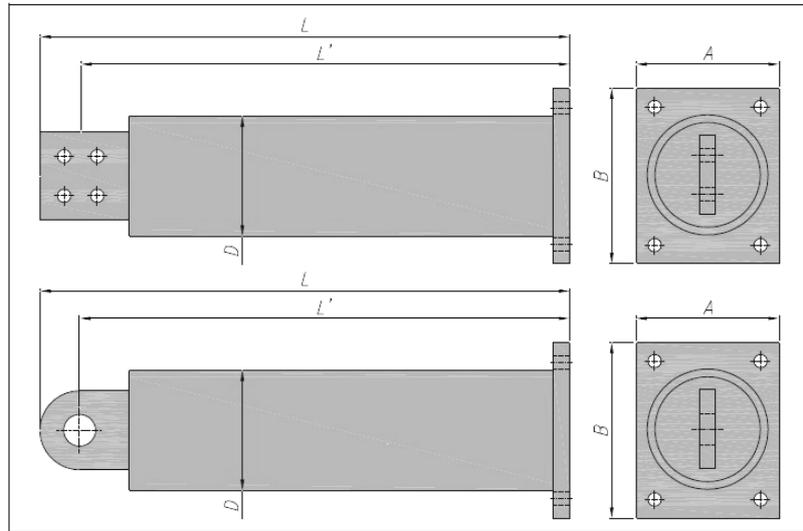


Figura 8 – Schema geometrico dei controventi BRAD® prodotti da FIP industriale

bilità della separazione di funzioni fra i due tratti consente di ridurre i costi dell'intervento.

Il costo dei controventi dipende principalmente dalla forza assiale in corrispondenza dello snervamento e, in misura limitata, dallo spostamento di progetto. Attualmente bisogna tenere in considerazione anche il costo delle prove di accettazione dei dispositivi secondo la norma europea EN 15129, cui è legata la marcatura CE dei controventi. Considerando anche la difficoltà, tipica di interventi su edifici esistenti, di individuare posizioni idonee per l'inserimento dei controventi, l'ottimizzazione della scelta degli stessi ai fini della riduzione dei costi è difficilmente ottenibile. In ogni caso, la tecnica di adeguamento con BRBs implica un impegno economico limitato, se confrontato con interventi con tecniche tradizionali. In Italia ad oggi sono stati installati alcune migliaia di controventi a instabilità impedita, quasi tutti per l'adeguamento sismico di edifici in c.a., la maggior parte dei quali è costituita da edifici scolastici.

3.2. Prove sperimentali

Sui controventi BRBs sono state condotte diverse campagne di prove sperimentali, al fine di valutarne il comportamento isteretico e le proprietà meccaniche, oltre che la capacità di dissipazione energetica.

Fra gli studi presenti in letteratura, molti sono condotti secondo tipi di prove e protocolli di carico non uniformi tra loro, dato che rende non immediato il confronto fra i risultati ottenuti. Negli USA, a motivo dell'interesse suscitato dalla ampia diffusione commerciale che ha caratterizzato i BRBs negli ultimi decenni, gli studi di gruppi di ricercatori⁶⁹ hanno condotto alla definizione di prove di qualificazione uniformi per i BRBs e di parametri da misurare durante le prove²⁹, indicazioni riportate nelle normative tecniche americane². Le prove previste per la qualificazione dei BRBs sono test di tipo uni assiale e test di tipo assemblato; i primi si eseguono su singoli controventi isolati di dimensioni reali, sottoponendo i dispositivi a cicli di carico assiali in controllo di spostamenti, secondo specifici protocolli di carico. I test di tipo assemblato prevedono che il controvento sia sottoposto a carico assiale, mentre i suoi tratti estremi di connessione sono soggetti a rotazioni, per simulare la condizione del dispositivo all'interno di un telaio; ciò con l'obiettivo di verificare che le rotazioni imposte dal telaio non compromettano le caratteristiche prestazionali dei BRBs.

Un confronto fra i risultati di diverse campagne di indagini su BRBs^{10,50,51,63} a seguito della loro correzione finalizzata a rendere i risultati stessi comparabili fra loro, corredato dall'analisi di ulteriori report su prove sperimentali^{36,74,83} è stato condotto⁵² per verificare quali siano le caratteristiche tipiche del comportamento isteretico dei controventi.

Si è riscontrato che i BRBs, sottoposti ai carichi ciclici, manifestano un comportamento isteretico stabile a trazione e a compressione, fino a valori molto alti della deformazione assiale. L'andamento della curva sforzo assiale-allungamento è molto simile a quello di una bilineare, con tratto post-snervamento caratterizzato da un moderato incrudimento isotropo e cinematico. La risposta dei controventi a trazione e deformazione non è perfettamente simmetrica: a parità di allungamento si è rilevato uno sforzo assiale di compressione maggiore del 10-15% rispetto a quello di trazione, il motivo di questa differenza è da ricercarsi nel fatto

che la sezione trasversale dell'anima del controvento, se questo è sollecitato a compressione, tende a espandersi e a generare forze di attrito nel contatto con l'involucro esterno.

La differenza di comportamento dei BRBs a trazione e compressione è descritta, secondo la normativa americana, tramite i parametri β e ω . Il parametro β è definito come il rapporto P_{max}/T_{max} fra forza assiale massima in compressione e forza assiale massima in trazione; il parametro ω è definito come il rapporto T_{max}/T_y fra la massima forza raggiunta in trazione durante la prova e la forza in corrispondenza dello snervamento.

Dalle prove confrontate si è ottenuto, inoltre, che i controventi BRBs riescono generalmente a sopportare, senza incorrere nella rottura, duttilità massime, date dal rapporto fra allungamento assiale ultimo misurato sull'intero dispositivo e allungamento allo snervamento, pari a 25.

Una campagna di prove sperimentali su tavola vibrante²², condotte da ricercatori italiani su un telaio spaziale in c.a. in scala reale (una campata per lato, su due piani) controventato in una direzione con BRBs, mostra l'efficacia di questa tecnica di intervento nella protezione sismica della struttura progettata per carichi verticali, anche tramite il confronto con il comportamento dello stesso edificio privo di controventi o con dispositivi di tipo diverso. I test, condotti per livelli di PGA crescenti, dimostrano che l'introduzione di dispositivi idonei può portare la dissipazione energetica della struttura controventata fino al 65% dell'energia in ingresso, riducendo notevolmente, inoltre, la duttilità richiesta agli elementi in c.a.; gli spostamenti di interpiano richiesti sono ridotti, rispetto a quelli relativi al solo edificio in c.a., di almeno il 50% per tutti i test; in particolare, per alcuni livelli di PGA, i *drift* della struttura controventata sono pari al 10% di quelli della struttura priva di controventi.

4. Aspetti costruttivi ed architettonici: il problema relativo ai collegamenti

Per quanto riguarda la scelta del posizionamento dei controventi nella struttura e il loro collegamento al telaio in c.a., si pongono diversi problemi che coinvolgono gli aspetti funzionali e strutturali dell'edificio esistente da adeguare.

In primo luogo, è necessario tener conto della posizione dei controventi nel telaio dal punto di vista architettonico e funzionale, in quanto le campate interessate dall'inserimento di controventi concentrici non sono attraversabili dagli utenti dei locali interni per raggiungere eventuali balconi; è quindi necessario predisporre percorsi alternativi e prevedere, nelle campate con controventi, unicamente aperture finestrate.

Un altro aspetto rilevante dal punto di vista costruttivo, con risvolti anche strutturali, è quello relativo ai collegamenti fra i controventi e la struttura intelaiata in c.a. Il problema del collegamento dei controventi alla struttura in c.a. da adeguare è esaminato nel lavoro di Mahrenholtz *et al.*⁴⁴. Spesso i controventi sono collegati a telai in acciaio i quali vengono fissati alla struttura in c.a. tramite tasselli lungo il perimetro. Questi controventi dotati di telai hanno tuttavia alcuni svantaggi, quali l'impiego eccessivo di acciaio e maggiori difficoltà di installazione.

I controventi senza telaio in acciaio sono una valida alternativa. Essi possono essere collegati a fazzoletti in acciaio, saldati a profili angolari, che sono fissati al telaio in c.a. tramite alcuni tasselli chimici inseriti

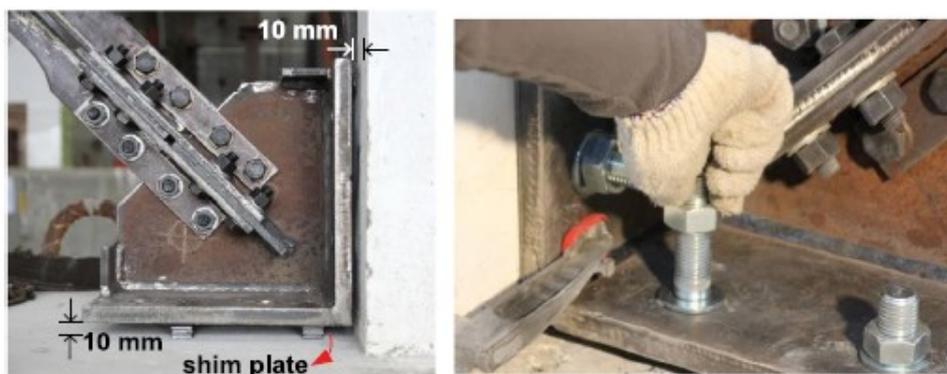


Figura 9 – Sistema di ancoraggio del controvento BRB al telaio in c.a.⁴⁴

in opera (figura 9). Nella verifica dei collegamenti è opportuno tenere conto, oltre che della forza assiale trasmessa dai controventi, anche di carichi secondari che gravano sull'elemento di collegamento a causa della deformazione del profilo in acciaio. I risultati di prove sperimentali realizzate dimostrano l'efficacia di questo tipo di collegamenti rispetto a quelli ottenuti con tirafondi in acciaio annegati nella struttura in c.a.

5. Impiego dei BRBS nella protezione sismica degli edifici

Diversi metodi di progetto dei BRBs per l'adeguamento sismico di telai in c.a. sono disponibili nella letteratura tecnica di settore, a seguito delle proposte avanzate da diversi Autori. Si riportano di seguito i caratteri distintivi di alcuni di questi metodi di progetto.

5.1. Progetto di controventi dissipativi basato sugli spostamenti

Fra le proposte progettuali presenti nella letteratura tecnica, esistono procedure basate sugli spostamenti, utilizzate per dimensionare controventi isteretici smorzati (HYDBs, *hysteretic damped braces*) per la protezione sismica di strutture intelaiate. Queste procedure, proposte da Mazza e Vulcano^{48,47,46}, rientrano fra le strategie di controllo passivo della risposta sismica delle strutture basata sull'incremento della dissipazione energetica, in questo caso mediante l'inserimento di controventi smorzati costituiti dall'associazione di controventi metallici e specifici dispositivi. L'obiettivo è ottenere un livello di sicurezza di progetto per un livello di intensità sismica assegnato, anche in presenza di strutture con irregolarità in altezza.

Trattandosi di una procedura di progetto basata sugli spostamenti, il progetto parte dalla definizione di uno spostamento obiettivo. Il passo fondamentale da attuare per ottenere l'affidabilità di queste procedure è la scelta dello smorzamento viscoso equivalente, mediante il quale tener conto dell'energia dissipata dal sistema controventato. Le espressioni per ottenere lo smorzamento equivalente sono ricavate considerando l'energia dissipata dal sistema di controventi e quella dissipata dalla struttura a telaio. Tali espressioni sono basate sull'approccio allo smorzamento equivalente di Jacobsen (1939) e sono corrette mediante fattori

correttivi dati in funzione dei parametri di progetto di un sistema a telaio smorzato. Si valutano in tal modo le approssimazioni sullo spostamento massimo di un sistema SDOF inelastico (trilineare) ottenute utilizzando un sistema SDOF equivalente elastico (lineare). Per definire i fattori correttivi per le espressioni dello smorzamento viscoso equivalente alla dissipazione isteretica di energia del telaio smorzato, sono realizzate analisi dinamiche di un sistema equivalente a un grado di libertà, la cui risposta è rappresentata idealmente tramite un modello trilineare.

La procedura per il dimensionamento dei controventi isteretici si articola nelle seguenti fasi:

- a. Analisi *pushover* del telaio privo di controventi e definizione di un sistema a un grado di libertà equivalente.
- b. Determinazione dello smorzamento viscoso equivalente dovuto all'isteresi dei controventi smorzati.
- c. Determinazione dello smorzamento viscoso equivalente del telaio con controventi smorzati.
- d. Valutazione del periodo del telaio con smorzatori isteretici;
- e. Calcolo della rigidezza efficace richiesta al controvento smorzato equivalente per l'adeguamento del telaio, regolare o irregolare in altezza.
- f. Valutazione delle proprietà efficaci di resistenza del controvento smorzato equivalente per l'adeguamento del telaio regolare in altezza oppure del telaio irregolare in altezza.
- g. Progetto degli smorzatori isteretici del telaio controventato, per l'adeguamento del telaio regolare in altezza oppure del telaio irregolare in altezza.

I criteri per dimensionare rigidezza e resistenza dei dispositivi isteretici lungo l'altezza perseguono l'obiettivo di ottenere strutture a telaio smorzate che siano globalmente regolari per quanto attiene la rigidezza e la resistenza. Per la valutazione della distribuzione di rigidezza dei controventi si fa riferimento ad un rapporto di *drift* (domanda/capacità) costante lungo l'altezza del telaio, oppure ad un criterio proporzionale in base al quale la rigidezza laterale elastica di piano dovuta ai controventi è assunta proporzionale a quella del telaio⁴⁷. La distribuzione di resi-

stenza dei controventi è assunta in modo tale che la loro plasticizzazione e attivazione avvengano contemporaneamente a tutti i piani e prima che si raggiunga la resistenza a taglio del telaio.

5.2. Metodo per la protezione sismica di una struttura generica mediante dissipatori

Il metodo proposto da Kasai *et al.*³⁸ per il progetto di un sistema a più gradi di libertà con dissipatori elastoplastici comprende sinteticamente i seguenti passi:

- a. Modellazione della struttura e calcolo del primo modo di vibrare.
- b. Calcolo delle caratteristiche di un dissipatore ottimizzato, per uno SDOF che ha le caratteristiche del primo modo. Si definiscono quindi le leggi forza-spostamento del sistema dato dalla struttura in c.a. con dissipatori, assimilando la struttura reale a un sistema SDOF con le stesse caratteristiche dinamiche; si determinano a tal fine la rigidezza secante equivalente, il periodo equivalente e lo smorzamento equivalente. Si calcolano i rapporti tra i valori spettrali dello spostamento e dell'accelerazione per il sistema con dissipatori e i corrispondenti valori per la struttura equivalente non adeguata; poiché i fattori di riduzione della pseudo-accelerazione e dello spostamento dipendono entrambi dal rapporto fra la rigidezza di progetto della parte dissipativa e quella della struttura non controventata, si sceglie uno dei valori di tale rapporto per cui i fattori di riduzione sono entrambi più favorevoli. Ciò permette di ottimizzare il progetto dei controventi dissipativi.
- c. Si esegue il passaggio a ritroso dal sistema SDOF al sistema MDOF tramite ripartizione tra i piani delle caratteristiche del dissipatore progettato. Tale ripartizione è effettuata in proporzione alla rigidezza e al taglio di ogni piano, in modo da garantire una equivalenza energetica tra i due sistemi. La ripartizione si basa su tre prescrizioni. La prima è che il rapporto fra l'energia di isteresi del dissipatore e quella della struttura con dissipatori sia lo stesso nei sistemi a uno e a più gradi di libertà. La seconda è che la distribuzione verticale degli spostamenti sotto sollecitazioni di tipo *pushover* in campo elastico sia uniforme nel sistema MDOF. La

terza prescrizione riguarda l'uguaglianza dei periodi di vibrazione tra sistemi SDOF e MDOF.

L'ipotesi base - e obiettivo dell'inserimento dei dissipatori - è che la struttura rimanga sempre in campo elastico.

5.3. Impiego dei BRBs in edifici in c.a.

La procedura qui descritta è adottata da Antonucci *et al.*⁴ per il progetto di BRBs in un edificio da realizzare parzialmente in c.a. prefabbricato e parzialmente in acciaio, destinato all'Università degli Studi di Ancona. Sebbene questa procedura non sia stata applicata a un edificio esistente ma ad uno di nuova costruzione, progettato quindi per avere meccanismi di collasso di tipo globale e secondo i criteri di gerarchia delle resistenze, essa presenta analogie con il caso dell'adeguamento sismico di edifici esistenti, poiché la struttura in c.a. e acciaio non presentava sufficienti elementi di irrigidimento, se non al piano interrato.

La procedura prevede l'impiego di due metodi diversi: un primo metodo approssimato per il dimensionamento di massima dei BRBs; un altro per affinare la soluzione scelta, in linea con il metodo proposto da Kasai *et al.*

Il dimensionamento di massima serve innanzitutto a stabilire la rigidità elastica dei controventi. Questa fase di dimensionamento prevede l'analisi elastica del modello della struttura da controventare, reso labile con l'inserimento di cerniere ai piedi dei pilastri del primo ordine e agli estremi di tutte le travi. Nel modello, per ogni piano e ogni direzione, è introdotto un unico "controvento equivalente" elastico, per sostenere le forze orizzontali eliminando la labilità della struttura. Sul modello è condotta un'analisi modale con spettro di risposta elastico, utilizzando un'azione sismica con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, corrispondente allo Stato Limite Ultimo. E' quindi eseguita una verifica in termini di sollecitazioni per pilastri e controventi. Noto lo sforzo sollecitante per ogni controvento equivalente e la tensione di snervamento dell'acciaio, oltre a dati geometrici e meccanici (lunghezza del controvento e modulo elastico dell'acciaio), se ne determina la rigidità necessaria, piano per piano. Tale rigidità si distribuisce poi uniformemente tra i controventi che si decide, per motivi architettonici e

funzionali, di inserire nel piano in esame. La rigidezza ottenuta indica il limite superiore delle dimensioni dei controventi, in quanto solo ad essi è affidata la resistenza alle azioni orizzontali. Si verificano quindi gli spostamenti interpiano allo Stato Limite di Danno, modificando eventualmente le sezioni dei controventi.

Nella seconda fase del predimensionamento si definiscono le caratteristiche non lineari dei controventi e in particolare la duttilità. Il sistema a molti gradi di libertà dato dalla struttura in c.a. e dai controventi si schematizza tramite un oscillatore semplice equivalente elasto-plastico, la cui rigidezza e resistenza alle forze orizzontali sono date solo dal controvento equivalente. Il controvento equivalente è modellato come costituito da due molle in serie, di cui una elastica con resistenza infinita, per la parte non dissipativa del controvento, e una elasto-plastica per la parte dissipativa.

Si traccia nel piano ADRS lo spettro anelastico allo SLU, ottenuto riducendo lo spettro elastico allo SLU del fattore R_{μ} che dipende dalla duttilità μ . Per la duttilità che, nel modello usato, è relativa al solo sistema di controvento, si adotta un valore di progetto. Nel piano ADRS, nota la rigidezza elastica del sistema di controvento, si traccia il primo ramo della bilineare la cui intersezione con lo spettro elastico rappresenta la domanda in spostamento del sistema di controvento. La domanda in termini di taglio alla base del sistema bilineare è data dal punto dello spettro anelastico sulla stessa verticale.

Dimensionato il controvento equivalente del sistema SDOF, le caratteristiche dei singoli controventi si ripartiscono tra i piani. Si conclude con analisi dinamiche non lineari sulla struttura reale, controllando che la struttura in c.a. rimanga in campo elastico. Tali analisi possono essere utilizzate anche per un'ottimizzazione per tentativi delle caratteristiche dei singoli BRBs.

5.4. Metodo di progetto basato sugli spostamenti e criterio della rigidezza proporzionale

Un procedimento progettuale basato sul metodo degli spostamenti (DDBD, *Direct Displacement Based Design*) e sul criterio della rigidezza proporzionale è stato utilizzato⁷² per l'adeguamento sismico dell'edificio

scelto come nuova sede della Prefettura di L'Aquila a seguito degli eventi sismici del 2009. Si tratta di un edificio in c.a. degli anni '50 progettato per modeste azioni sismiche, già oggetto nel 2011 di un intervento di miglioramento sismico a motivo dei danni subiti. Un successivo intervento di adeguamento sismico, reso necessario per il ruolo strategico conferito all'edificio dalla nuova destinazione d'uso, è stato realizzato nel 2013 mediante l'impiego di controventi BRBs.

Il procedimento di calcolo dell'intervento di adeguamento sismico ha coinvolto due fasi: la progettazione del sistema di dissipazione e la verifica della struttura.

La progettazione dei dissipatori, in parziale analogia con altri metodi di progetto prima descritti, prevede:

- a. l'elaborazione delle curve di capacità della struttura nuda mediante analisi *pushover*;
- b. la scelta dello spostamento obiettivo, ossia del massimo spostamento in testa sopportabile dalla struttura, valutabile secondo diversi criteri, ad esempio come una percentuale dell'altezza dell'edificio, in base allo Stato Limite considerato;
- c. la verifica degli elementi in c.a. fragili e duttili in corrispondenza dello spostamento obiettivo.

Segue il predimensionamento dei controventi tali da limitare gli spostamenti della struttura entro lo spostamento obiettivo, ottenuto mediante il metodo DDBD e il criterio di rigidezza proporzionale.

Nel metodo DDBD il valore in input è lo spostamento massimo richiesto al sistema, in funzione del quale si determinano rigidezza e smorzamento della struttura per i quali si ottiene lo spostamento obiettivo.

Il criterio di rigidezza proporzionale, associato qui al metodo DDBD, consiste nell'assumere che il rapporto tra rigidezza laterale elastica dei controventi dissipativi e rigidezza del telaio nudo abbia lo stesso valore per ciascun piano della struttura. Ciò permette di considerare il telaio in c.a. e il sistema di controventi come due strutture che lavorano in parallelo e di mantenere inalterata la forma modale corrispondente al primo modo della struttura anche a seguito dell'inserimento dei BRBs.

Le ulteriori fasi della procedura progettuale sono pertanto:

- d. la bilinearizzazione della curva di capacità della struttura in c.a. con il passaggio a un sistema SDOF equivalente;
- e. il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente della struttura nuda, associato alla dissipazione isteretica a motivo della plasticizzazione degli elementi strutturali;
- f. la determinazione dell'andamento della curva bilineare del sistema SDOF equivalente al sistema di controventi, con procedura iterativa al variare dello smorzamento viscoso equivalente dei BRBs, per ottenere la convergenza degli spostamenti sullo spostamento obiettivo;
- g. il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente del sistema complessivo dato da telaio e BRBS, come media pesata sul taglio sollecitante dei valori ottenuti per i due sistemi in corrispondenza dello spostamento obiettivo, con l'aggiunta dello smorzamento viscoso della struttura in campo elastico;
- h. il calcolo del periodo efficace del sistema SDOF complessivo, mediante lo spettro di risposta in termini di spostamento;
- i. il calcolo della rigidezza efficace del controvento dissipativo equivalente, con procedimento iterativo dal punto f;
- j. il passaggio a ritroso dal controvento dissipativo equivalente al sistema di controventi reali;
- k. il dimensionamento dei controventi a ciascun piano della struttura, tramite la scomposizione del taglio di piano sui dissipatori, ottenuto sfruttando il criterio di rigidezza proporzionale;

L'efficacia del sistema di dissipatori progettato è infine valutata mediante analisi dinamiche non lineari sulla struttura controventata, controllando che gli spostamenti massimi non superino lo spostamento obiettivo e che sia mantenuta la forma modale precedente all'intervento.

5.5. Metodo di progetto inelastico basato sulle prestazioni

Una procedura progettuale inquadrabile nell'ambito del metodo di progetto basato sulle prestazioni (PBPD, *performance-based plastic design*) applicabile a sistemi duali di strutture intelaiate in c.a. con controventi a instabilità impedita (RC-BRBFs) è proposto da Bai e Ou⁷. L'obiettivo principale di tale procedura è tenere in considerazione la capacità di

dissipazione energetica dei BRBs e del telaio in c.a. e il loro comportamento inelastico. La relazione trilineare forze-deformazioni del sistema duale RC-BRBFs che costituisce la curva di capacità del sistema duale sotto azioni orizzontali è approssimata dalla curva di capacità bilineare di un sistema SDOF, mediante criteri energetici, in modo da ottenere lo spostamento in corrispondenza della plasticizzazione del sistema. Il taglio alla base di progetto è ottenuto mediante l'equazione di bilancio energetico che tiene conto della capacità di dissipazione energetica quantificata dal modello di Takeda.

Questo metodo è sviluppato anche con l'obiettivo di tenere in considerazione l'interazione fra telaio e BRBs, che si traduce anche nelle azioni applicate al telaio a causa dello snervamento e dell'incrudimento dei controventi; trascurare questa interazione, infatti, implicherebbe una sottostima della domanda sismica di travi e pilastri in termini di sollecitazioni. Inoltre, tale proposta progettuale intende tener conto del meccanismo di collasso della struttura e della domanda inelastica, in termini di spostamenti, per la quale si raggiunge la prestazione sismica desiderata; tale aspetto è rilevante specialmente nei sistemi duali costituiti da telaio in c.a. e sistema di BRBs, per i quali, a fronte di un comportamento isteretico stabile dei controventi, la capacità di dissipazione energetica del telaio in c.a. degrada sotto ampi spostamenti.

5.6. Metodo per l'adeguamento sismico di strutture esistenti

Un ulteriore procedimento per l'adeguamento di un edificio esistente in c.a. tramite controventi dissipativi è proposto da Bergami e Nuti^{11,12}. Il metodo prevede l'impiego dell'analisi statica non lineare ed è volto a controllare la risposta sismica in spostamento della struttura da adeguare, col fine sia di evitarne il collasso sia di limitarne il danneggiamento. Il metodo è applicabile a controventi di diverso tipo, ma le applicazioni proposte riguardano l'impiego di BRBs. Il progetto dei controventi avviene attraverso un processo iterativo; lo smorzamento richiesto al sistema di controventi è valutato considerando sia lo smorzamento offerto dalla struttura da adeguare, sia gli effetti dell'inserimento dei dispositivi sulla risposta strutturale.

La procedura si articola nei seguenti passi:

- a. Definizione dell'azione sismica.
- b. Scelta dello spostamento obiettivo, ad esempio lo spostamento in sommità, per l'obiettivo prestazionale desiderato.
- c. Definizione della curva di capacità della struttura controventata mediante analisi *pushover* (alla prima iterazione si considera la sola struttura in c.a.).
- d. Determinazione della bilineare equivalente, definita dal punto di snervamento e dal rapporto di incrudimento.
- e. Definizione del sistema SDOF equivalente a partire dal sistema MDOF.
- f. Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente richiesto, affinché lo spostamento del sistema SDOF equivalente sia pari allo spostamento spettrale obiettivo.
- g. Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente della sola struttura, prodotto da eventuali deformazioni inelastiche della stessa al raggiungimento dello spostamento obiettivo.
- h. Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente richiesto ai controventi dissipativi affinché lo spostamento massimo della struttura controventata non superi lo spostamento obiettivo.
- i. Dimensionamento dei controventi dissipativi, tramite la determinazione della rigidità assiale necessaria per ottenere lo smorzamento aggiuntivo richiesto.
- j. Controllo di convergenza, in quanto la struttura dotata dei controventi dimensionati al passo precedente presenterà una curva di capacità modificata. Raggiunta la convergenza con lo spostamento obiettivo, si progetta la sezione trasversale dei controventi, considerando invariati il materiale e le caratteristiche meccaniche.

Capitolo 2

METODO DI PROGETTO

Con il presente lavoro di tesi si intende fornire un contributo nell'ambito della protezione sismica degli edifici esistenti in c.a. tramite controventi a instabilità impedita. La scelta di indirizzare la ricerca verso tale ambito è motivata dall'assenza, nella normativa tecnica nazionale e internazionale, di indicazioni procedurali per il progetto degli interventi di adeguamento di telai in c.a. mediante BRBs. Di seguito sono esposti i principi alla base del metodo di progetto proposto, nonché le indicazioni sulle fasi della procedura progettuale e il dettaglio sulla determinazione delle grandezze in gioco.

1. Principi di base per la formulazione del metodo proposto

1.1. Obiettivi

Il metodo progettuale proposto presenta fondamentalmente un duplice obiettivo: da una parte esso mira a ottenere che la struttura adeguata a seguito della sua applicazione presenti, sotto l'effetto del sisma di riferimento, un meccanismo di collasso dissipativo, caratterizzato da una distribuzione uniforme della deformazione plastica in altezza; dall'altra parte il metodo mira a evitare che la struttura superi i requisiti prestazionali previsti dallo stato limite di progetto. Tale stato limite può corrispondere al raggiungimento di un livello di danno significativo oppure alla situazione prossima al collasso della struttura.

Il metodo di progetto si fonda sul controllo degli spostamenti massimi, della duttilità dei BRBs e della resistenza della struttura, da effettuarsi per ciascun piano del telaio da adeguare al fine di determinare le caratteristiche di rigidezza e resistenza dei controventi da inserirvi.

1.2. Requisiti previsti dal metodo: controllo dello spostamento, della duttilità e della resistenza

Il primo controllo previsto è sugli spostamenti di interpiano (o *drift*) e mira a ridurre la domanda di spostamento al di sotto del valore di progetto. Perché tale requisito sia soddisfatto, si aumenta e si modifica la rigidezza laterale lungo l'altezza tramite i BRBs, finché a ogni piano gli spostamenti richiesti risultano minori o uguali agli spostamenti disponibili. Ottenuta la rigidezza aggiuntiva necessaria per soddisfare il requisito, si ricava l'area da assegnare alle sezioni trasversali dei controventi a ciascun piano del telaio.

Il secondo controllo è sulle duttilità dei controventi e mira a ottenere che i BRBs disposti non subiscano, durante il sisma di riferimento, allungamenti tali che la loro duttilità superi valori considerati accettabili. Anche tale requisito si configura come un controllo degli spostamenti; perché sia soddisfatto è necessario garantire una tensione di snervamento minima per l'acciaio dei controventi.

Il terzo è un requisito aggiuntivo e opzionale rispetto ai primi due appena descritti. Esso consiste in un requisito sulle resistenze, che mira a fornire al telaio in c.a. adeguato con BRBs la resistenza laterale sufficiente, distribuita lungo l'altezza del telaio proporzionalmente al taglio di piano richiesto dall'azione sismica di progetto. Per soddisfarlo si aumenta e si distribuisce a ogni piano la resistenza laterale finché essa eguaglia il taglio richiesto. Ciò promuove lo snervamento dei BRBs a tutti i piani e, di conseguenza, l'ottenimento di un meccanismo di collasso dissipativo.

1.3. Caratteristiche dei BRB da determinare

La rigidezza e la resistenza dei BRBs da introdurre in ciascun piano del telaio si determinano mediante la procedura di progetto proposta, attraverso la scelta dell'area della sezione trasversale dei controventi, della

lunghezza del loro tratto duttile e della tensione di snervamento dell'acciaio che li costituisce.

I BRBs necessari possono essere definiti attraverso due caratteristiche geometriche e meccaniche sostanzialmente indipendenti fra di loro, ossia l'area della sezione trasversale, che fornisce rigidità laterale alla struttura e la tensione di snervamento dell'acciaio. Da esse dipende l'azione assiale che può essere portata da un BRB e quindi la resistenza di ciascun piano della struttura. Le caratteristiche che il metodo progettuale proposto permette di determinare relativamente al singolo controvento sono l'area della sezione trasversale equivalente A_{eq} e la tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$.

1.3.1. Area della sezione trasversale equivalente

L'anima in acciaio dei BRBs è costituita da tratti caratterizzati da diverse lunghezze e sezioni trasversali; poiché nel presente lavoro i controventi sono modellati come elementi pendolari a sezione costante, il progetto è effettuato in termini di *area equivalente A_{eq} della sezione trasversale*. Tale grandezza rappresenta l'area della sezione trasversale di un elemento pendolare equivalente al BRB, a sezione costante e di uguale rigidità assiale. L'area equivalente è definita dalla seguente relazione, derivante da considerazioni geometriche e in particolare dal calcolo della rigidità di elementi a sezione variabile posti in serie:

$$A_{eq} = \frac{A_c L_{BRB}}{2 \frac{A_c}{A_j} L_j + 2 \frac{A_c}{A_t} L_t + L_c} \quad (2.1)$$

dove

A_j, A_t, A_c sono rispettivamente l'area della sezione trasversale del tratto di collegamento, di transizione e del nucleo;

L_{BRB} è la lunghezza complessiva del controvento;

L_j, L_t, L_c sono pari rispettivamente alla lunghezza del tratto di collegamento, del tratto di transizione e del nucleo.

1.3.2. Tensione di snervamento equivalente

La resistenza assiale allo snervamento N_y di un BRBs, pari al prodotto dell'area della sezione trasversale del nucleo duttile A_c per la tensione di

snervamento dell'acciaio f_y , può anche essere espressa in funzione dell'area equivalente A_{eq} sopra descritta, secondo la relazione:

$$N_y = A_c \cdot f_y = A_{eq} \cdot f_{y,eq} \quad (2.2)$$

dove $f_{y,eq}$ è la *tensione di snervamento equivalente*, definita come la tensione di snervamento dell'acciaio costituente un controvento equivalente a quello reale, a sezione costante e di pari resistenza assiale allo snervamento. La tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$ può quindi essere espressa come:

$$f_{y,eq} = \frac{A_c}{A_{eq}} f_y \quad (2.3)$$

1.4. Parametri di progetto

I parametri che governano il metodo di progetto sono due. Il primo è il rapporto $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$ fra lo spostamento di interpiano di progetto e la capacità di spostamento di interpiano calcolata per lo Stato Limite di riferimento. Lo spostamento di interpiano di progetto $\Delta_{d,i}$ è assunto come frazione della capacità nominale $\Delta_{SL,i}$ per tenere in considerazione che, in alcuni piani, gli spostamenti di interpiano richiesti dal sisma possono essere maggiori di quelli ottenuti dall'analisi elastica di progetto, a causa di possibili concentrazioni del danno dovute alle deformazioni plastiche.

Il secondo parametro è il coefficiente di struttura q , che determina la resistenza laterale che deve essere fornita dai BRBs.

Nel capitolo 3 relativo ai casi studio ai quali il metodo è applicato, è condotta un'indagine parametrica; entrambi i parametri progettuali sono fatti variare entro intervalli di valori determinati, al fine di valutare quali siano le scelte progettuali più idonee a garantire l'efficacia della progettazione sia intermini prestazionali che economici.

1.5. Sintesi della procedura di progetto

Il metodo progettuale proposto si concretizza in una procedura iterativa che agisce in fasi successive sulla rigidezza e sulla resistenza della struttura. In ciascuna fase si tengono in considerazione innanzitutto le caratteristiche già possedute dal telaio in c.a. prima dell'adeguamento

con BRBs e si calcolano quindi le caratteristiche aggiuntive che il sistema di controventi deve fornire. Le sezioni trasversali dei controventi ottenute dal progetto al termine della procedura saranno in grado di soddisfare sia i requisiti di rigidezza che il controllo della duttilità e, se imposti, i requisiti di resistenza.

Fissati i valori dei parametri progettuali $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$ e q , la procedura inizia con il soddisfacimento del requisito sugli spostamenti, che impone di ridurre gli spostamenti di interpiano richiesti dal sisma al di sotto degli spostamenti di interpiano di progetto. Per fare questo, il metodo determina la rigidezza aggiuntiva che deve essere conferita dai BRBs e permette di calcolare l'area equivalente A_{eq} da assegnare a ciascun controvento. Minore è il valore del rapporto $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$, maggiore risulta la rigidezza richiesta alla struttura a parità delle altre condizioni.

Dopo questa fase, la procedura prevede l'imposizione del controllo della duttilità dei controventi; esso serve a determinare la tensione di snervamento minima da attribuire ai BRBs per ottenere che questi, durante il sisma, subiscano una duttilità non superiore a un valore predefinito; in questo lavoro la duttilità assunta come obiettivo corrisponde, in base allo Stato Limite di riferimento, alla duttilità disponibile del BRBs oppure a una sua porzione.

Successivamente la procedura progettuale coinvolge, se si è scelto di imporlo, il requisito di resistenza e conduce a determinare la resistenza aggiuntiva da fornire tramite i BRBs per rendere il taglio resistente laterale della struttura controventata uguale a quello richiesto dall'analisi di progetto; il calcolo della resistenza assiale N_y si traduce, essendo stata già assegnata l'area della sezione trasversale del controvento nella prima fase, nella determinazione della tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$.

Se nella procedura progettuale si sceglie di applicare unicamente i requisiti sugli spostamenti di interpiano e sulla duttilità dei BRBs, a influire sul calcolo della tensione di snervamento e, quindi, della resistenza assiale da assegnare ai controventi è il solo controllo della duttilità. Ciò permette di indagare l'utilizzo del metodo progettuale secondo un approccio che si può definire come un approccio puro agli spostamenti. Dal punto di vista strettamente operativo, questo approccio è perseguito

nel presente lavoro applicando anche il requisito sulle resistenze, con valori di q piuttosto elevati; ciò, infatti, rende ininfluyente il requisito stesso, in quanto le richieste di resistenza risultano inferiori alla resistenza disponibile del solo telaio in c.a.

L'approccio progettuale ibrido, agli spostamenti e alle resistenze, è caratterizzato invece dalla scelta di applicare anche il requisito sulle resistenze mediante l'utilizzo di valori relativamente bassi di q ; il requisito sulle resistenze influisce infatti, in questo caso, insieme al controllo della duttilità, sulla progettazione delle resistenze assiali dei BRBs.

2. Legame costitutivo per la modellazione dei BRBs

Prima di trattare le modalità di valutazione delle grandezze coinvolte nel metodo di progetto proposto, è opportuno introdurre le caratteristiche assunte per la modellazione dei BRBs.

I controventi sono considerati elementi pendolari a sezione costante, caratterizzati dall'area della sezione trasversale equivalente A_{eq} e dalla tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$.

Ai BRBs è attribuito un comportamento elasto-plastico incrudente, descritto da un legame costitutivo ad andamento bilineare. Lo sforzo normale resistente del controvento aumenta nel tratto post-elastico ed è funzione, oltre che della rigidezza elastica, anche della tensione di snervamento e della duttilità di lavoro. In questo lavoro si è utilizzato un legame bilineare che tiene conto contemporaneamente dell'incrudimento isotropo e cinematico dei BRBs, proposto da Bosco *et al.*^{14,15} e rappresentato in figura 10. I parametri che governano il legame costitutivo sono calibrati sulla base di numerosi test di laboratorio realizzati su BRBs.

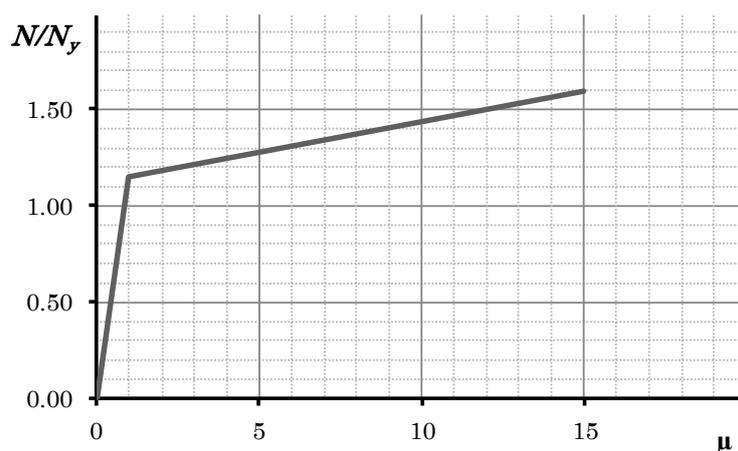


Figura 10 – Legame costitutivo per il progetto dei BRBs

Il rapporto N/N_y fra lo sforzo assiale del BRB e la resistenza assiale allo snervamento identifica il parametro ω_a e tiene conto dell'incremento di sforzo normale al variare della duttilità per effetto dell'incrudimento; l'espressione che lo definisce, rappresentata in figura 11, è la seguente:

$$\omega_a = 1.15 + k_h(\mu - 1) \quad (2.4)$$

dove

k_h è un parametro legato al rapporto fra la rigidezza del tratto post-elastico dovuta a incrudimento cinematico e la rigidezza elastica;
 μ è la duttilità del BRB, definita in generale come rapporto fra allungamento assiale Δl e allungamento Δl_y in corrispondenza dello snervamento dell'acciaio:

$$\mu = \frac{\Delta l}{\Delta l_y} \quad (2.5)$$

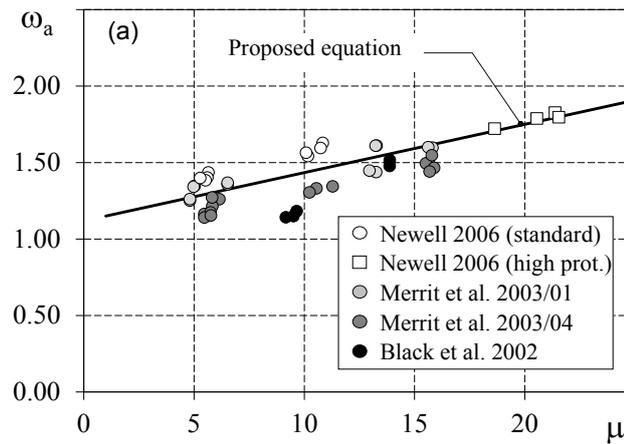


Figura 11 – Fattore ω_a per la modellazione del comportamento inelastico dei BRBs^{14,15}

In corrispondenza dello snervamento dell'acciaio, ossia di un valore unitario della duttilità, si ha $\omega_a = 1.15$; per una duttilità $\mu = 15$ si ottiene invece un moltiplicatore dello sforzo normale $\omega_a = 1.59$. Da ciò si ricava che il valore di k_h è pari al 3.16 %.

3. Domanda e capacità di spostamento

3.1. Stima della domanda di spostamento

Gli spostamenti di interpiano richiesti Δ_i sono stimati tramite un'analisi modale della struttura, basata sullo spettro elastico (non ridotto) del sisma di riferimento. Una valutazione attendibile della domanda di spostamenti del telaio dovuta a terremoti di notevole intensità potrebbe essere ottenuta con un metodo di analisi non lineare, che permetta di prevedere eventuali concentrazioni della deformazione inelastica. Poiché, tuttavia, l'inserimento dei BRBs promuove la plasticizzazione simultanea di tutti i piani, ci si attende che la domanda di spostamento sia uniforme lungo l'altezza e ciò permette di stimare tale domanda tramite un'analisi lineare.

Per la definizione dell'intensità del sisma di riferimento sono adottate le prescrizioni della normativa sismica europea²⁵ ed italiana⁵⁵. Secondo la normativa europea, il terremoto di riferimento per verifiche allo Stato Limite di Danno Severo (SL-DS) ha una probabilità di superamento P_{vr} del 10% in 50 anni e per verifiche allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SL-C) ha una P_{vr} del 2% in 50 anni. In base alla normativa italiana e secondo quanto indicato nell'Appendice nazionale italiana all'Eurocodice 8, per verifiche allo SL-C il terremoto di riferimento è assunto con $P_{vr} = 5\%$ in 50 anni.

Dall'analisi modale con spettro di risposta elastico si ottengono, per ciascun modo di vibrazione della struttura, gli spostamenti assoluti dell' i -esimo piano U_i e, per differenza fra i valori di piani successivi, si ricavano gli spostamenti di interpiano. Utilizzando l'involuppo modale SRSS gli spostamenti di interpiano o *drift* $\Delta_{el,i}$ dell' i -esimo piano si calcolano come:

$$\Delta_{el,i} = \sqrt{\sum_{m=1}^M (U_i - U_{i-1})_m^2} \quad (2.6)$$

dove m è l'indice relativo al modo di vibrazione e M è il numero totale di modi considerati.

Nella stima degli spostamenti è necessario tenere in considerazione lo schema strutturale del telaio controventato. Esso può essere considerato come risultato della sovrapposizione di due sistemi: il primo è un modello di telaio a nodi rigidi, privo di controventi, incastrato alla base (modello *Bare Frame*, figura 12) e rappresenta il comportamento flessionale del sistema controventato; il secondo è un modello di telaio con nodi cerniera e con i controventi concentrici (modello *Truss*, figura 13) nel quale tutti gli elementi hanno comportamento assiale.



Figura 12 – Modello Bare Frame



Figura 13 – Modello Truss

I due sistemi sono caratterizzati da rigidità diverse e agiscono in parallelo, essendo sottoposti agli stessi spostamenti di interpiano, che sono qui denominati Δ_{Truss} . Considerando il modello *Truss*, tali spostamenti di interpiano sono costituiti da due aliquote: una componente, indicata come Δ_{BRBs} , dovuta alla deformabilità assiale dei controventi (figura 14) e una componente, indicata come $\Delta_{COL,ax}$, dovuta alla deformabilità assiale dei pilastri (figura 15). Per ciascun piano del telaio, vale pertanto la relazione:

$$\Delta_{Truss} = \Delta_{BRBs} + \Delta_{COL,ax} \quad (2.7)$$

Determinare gli spostamenti Δ_{Truss} tramite un'analisi elastica senza alcuna correzione condurrebbe a una sovrastima della componente dovuta alla deformabilità assiale dei pilastri $\Delta_{COL,ax}$. Ciò avverrebbe in quanto non si terrebbe in considerazione che, a causa della plasticizzazione degli elementi strutturali, sono impediti o ridotti ulteriori incrementi delle caratteristiche della sollecitazione e le conseguenti deforma-

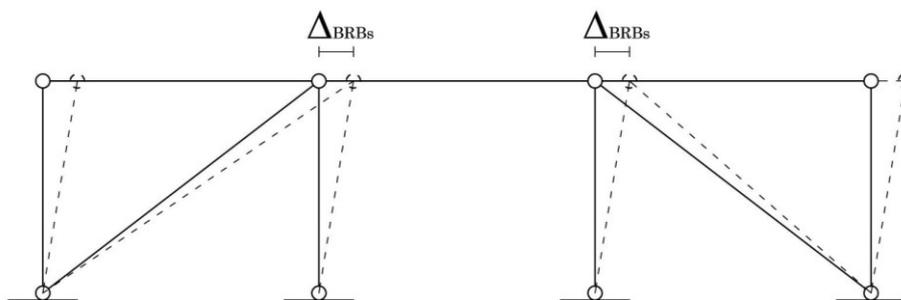


Figura 14 – *Drift* dovuti alla deformabilità assiale dei BRBs

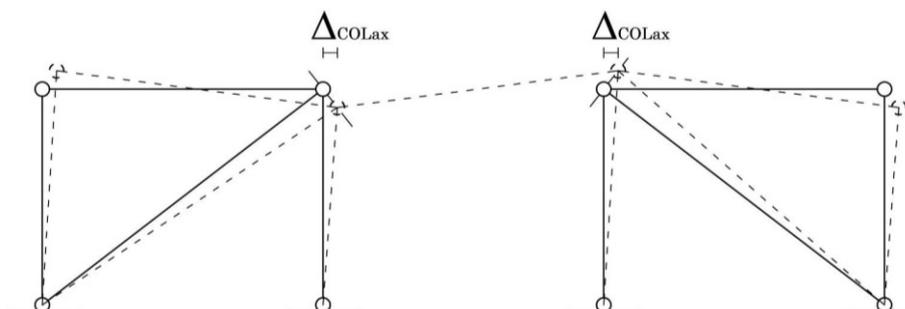


Figura 15 – *Drift* dovuti alla deformabilità assiale dei pilastri

zioni dei pilastri. Al fine di ottenere una buona stima della componente $\Delta_{COL,ax}$, essa è corretta secondo la seguente relazione:

$$\Delta_{COL,ax,i} = \bar{\Delta}_{COL,ax,i} \frac{V_{Rd,i}}{V_{el,i}} \quad (2.8)$$

nella quale

$\bar{\Delta}_{COL,ax,i}$ è lo spostamento di interpiano dovuto alla deformabilità assiale dei pilastri, ottenuto dall'analisi elastica;

$V_{Rd,i}$ è il taglio resistente di piano, calcolato tramite un'analisi statica non lineare di tipo *pushover*;

$V_{el,i}$ è il taglio di piano ottenuto dall'analisi modale con spettro di risposta elastico.

Infine gli spostamenti di interpiano richiesti Δ_i sono calcolati applicando il principio degli uguali spostamenti di un sistema elastico rispet-

to ad un sistema elasto-plastico. Considerando la correzione sopra descritta, si ottiene la relazione:

$$\Delta_i = C_\mu \cdot \Delta_{el,i} - \bar{\Delta}_{COLax,i} \left(1 - \frac{V_{Rd,i}}{V_{el,i}} \right) \quad (2.9)$$

con C_μ coefficiente correttivo della regola dell'uguaglianza degli spostamenti. Esso si applica per strutture il cui periodo fondamentale di vibrazione T_1 sia minore del periodo T_C che è il limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione.

Secondo le indicazioni dell'Eurocodice 8²⁵, il coefficiente C_μ è determinato, in funzione del fattore di struttura q , come:

$$C_\mu = \begin{cases} 1 & \text{per } T_1 \geq T_C \\ \frac{1}{q} \left[1 + (q-1) \frac{T_C}{T_1} \right] & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad (2.10)$$

3.2. Stima della capacità di spostamento

La capacità di spostamento è definita in termini di spostamento di interpiano Δ_{SL} corrispondente al raggiungimento dello Stato Limite di Danno Severo (SL-DS) o dello Stato Limite di prevenzione del Collasso (SL-C) nei pilastri. In particolare, nell'Eurocodice 8²⁶ la prestazione sismica è quantificata in termini di rotazione alla corda, grandezza che rappresenta l'angolo tra la tangente all'asse longitudinale nella sezione di estremità e la corda congiungente tale estremo con il punto di flesso della deformata (figura 16).

Nell'Eurocodice 8 la capacità di rotazione alla corda corrispondente allo Stato Limite di Collasso, θ_{um} , è definita come somma della rotazione elastica allo snervamento θ_y e della rotazione plastica al collasso del pilastro θ_{um}^{pl} .

$$\theta_{um} = \theta_y + \theta_{um}^{pl} \quad (2.11)$$

In questo lavoro, θ_{um} e θ_{um}^{pl} sono valutati secondo le espressioni fornite dall'Eurocodice 8 (Parte 3)²⁶, riportate di seguito, mentre la rotazione alla corda allo snervamento θ_y è ottenuta come differenza fra questi ultimi due termini, ossia tra il valore della capacità di rotazione alla corda totale θ_{um} e la rotazione plastica al collasso del pilastro θ_{um}^{pl} .

Inoltre, secondo le indicazioni dell'Eurocodice 8, lo Stato Limite di Danno Severo è raggiunto quando, in una sezione di un elemento strutturale, la parte plastica della rotazione alla corda è uguale al 75% della rotazione plastica al collasso θ_{um}^{pl} .

Le espressioni fornite dall'Eurocodice 8 (Parte 3) e utilizzate per il calcolo di θ_{um} e θ_{um}^{pl} sono indicate di seguito (equazioni 2.12 e 2.17).

Il valore limite della capacità totale di rotazione alla corda θ_{um} di elementi in c.a. soggetti a carichi ciclici, corrispondente allo Stato Limite di Collasso è valutato tramite la seguente espressione (EC8-3 A.3.2.2 (1)):

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{ex}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (2.12)$$

dove

γ_{el} è pari a 1.5 per elementi sismici primari;

ω e ω' sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale tesa e

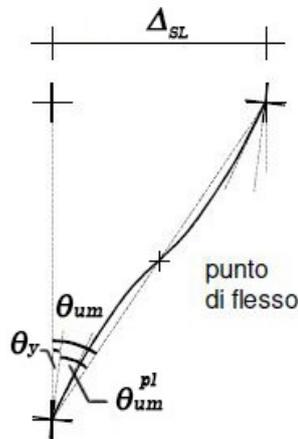


Figura 16 – Rotazione ultima alla corda

- compressa, rispettivamente;
- f_c e f_{yw} sono i valori medi della resistenza a compressione del calcestruzzo e della tensione di snervamento delle staffe, divisi per il fattore di confidenza FC e per i coefficienti di sicurezza parziali;
- ν è un parametro calcolato come lo sforzo assiale N normalizzato rispetto alla resistenza a compressione della sezione in calcestruzzo ($A_c f_c$);
- L_V = M / V è la luce di taglio, ossia il rapporto fra momento flettente e taglio nella sezione di estremità;
- h è l'altezza della sezione trasversale;
- α e ρ_{sx} considerano l'effetto del confinamento dovuto all'armatura costituita da barre longitudinali e staffe:
 α è il coefficiente di efficacia del confinamento ed è dato dalla relazione:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (2.13)$$

nella quale s_h è il passo delle staffe, b_o e h_o sono le dimensioni del nucleo confinato misurate dalla linea media della staffa e b_i è l'interasse tra i baricentri delle barre longitudinali vincolate mediante staffe o legature;

- ρ_{sx} = $A_{sx} / (b_w s_h)$ è la percentuale di armatura trasversale parallela alla direzione dei carichi, con A_{sx} area di armatura e b_w distanza fra le barre;
- ρ_d è la percentuale di armatura diagonale, nel caso in esame nulla.

Nel presente lavoro, per il calcolo di θ_{um} in fase progettuale sono state fatte le seguenti scelte:

- per il calcolo del parametro ν , N è lo sforzo normale sollecitante la sezione considerata, desunto da un'analisi *pushover* in corrispondenza del collasso (primo raggiungimento della capacità deformativa in una sezione di pilastro della struttura);
- per il calcolo di L_V , M è uguale al momento resistente M_{Rd} della sezione, calcolato con la seguente equazione, nella quale N_{Ed} è lo sfor-

zo normale sollecitante la sezione a seguito dell'applicazione dei soli carichi verticali in combinazione sismica:

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[1 - \left| \frac{0.48 N_{c,max} + N_{Ed}}{0.48 N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right] \quad (2.14)$$

dove

$M_{c,max}$ = $0.12 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cm}$, con b e h base e altezza della sezione;

$M_{s,max}$ = $(A_s + 0.4 \cdot A_{s,sec}) \cdot (h - 2c) \cdot f_{ym}$, con A_s e $A_{s,sec}$ rispettivamente armatura tesa principale e secondaria e c copriferro di calcolo;

$N_{c,max}$ = $b \cdot h \cdot f_{cm}$;

$N_{s,max}$ = $2 \cdot (A_s + A_{s,sec}) \cdot f_{ym}$;

f_{cm} e f_{ym} tensioni medie del calcestruzzo e dell'acciaio divise per il fattore di confidenza FC ;

- c. ancora per il calcolo di L_v , V è il taglio che si sviluppa nel pilastro al raggiungimento dei momenti resistenti alle due estremità ed è calcolato come:

$$V = \frac{(M_{Rd}^t + M_{Rd}^p)}{H_n} \quad (2.15)$$

dove

M_{Rd}^t e M_{Rd}^p sono i momenti resistenti calcolati in testa e al piede del pilastro, rispettivamente;

H_n è l'altezza interpiano netta, ottenuta come differenza fra l'altezza interpiano e la massima altezza delle travi del piano;

- d. ipotizzando l'assenza di adeguati dettagli antisismici nella realizzazione della struttura, al valore di θ_{um} calcolato è applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.825.

La capacità di spostamento Δ_{SLC} corrispondente allo Stato Limite di Prevenzione del Collasso è valutata quindi come:

$$\Delta_{SL} = \Delta_{SLC} = \theta_{um} \cdot H_n \quad (2.16)$$

in quanto le componenti di rotazione elastica e plastica costituiscono la rotazione ultima alla corda vengono considerate interamente.

La parte plastica della capacità di rotazione alla corda al collasso del pilastro θ_{um}^{pl} è calcolata secondo la seguente equazione ((EC8-3 A.3.2.2 (2))):

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.0145 (0.25^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega)}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} f_c^{0.2} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{px} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \quad (2.17)$$

La capacità di spostamento Δ_{SLDS} corrispondente allo Stato Limite di Danno Severo è valutata quindi come:

$$\Delta_{SL} = \Delta_{SLDS} = \left[(\theta_{um} - \theta_{um}^{pl}) + 0.75 \cdot \theta_{um}^{pl} \right] \cdot H_n \quad (2.18)$$

Lo spostamento disponibile di piano Δ_{SL} è valutato per le sezioni di estremità di tutti i pilastri del piano e il minimo valore ottenuto è assunto come capacità di spostamento del piano i -esimo $\Delta_{SL,i}$.

Il *drift* disponibile di progetto per il piano i -esimo $\Delta_{d,i}$ viene calcolato infine come frazione di $\Delta_{SL,i}$ moltiplicandolo per parametro progettuale $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i \leq 1$ assunto.

4. Duttilità richiesta e disponibile

4.1. Stima della duttilità dei BRBs richiesta

La procedura progettuale proposta prevede di assumere come duttilità richiesta μ_i all' i -esimo piano la duttilità che si ha nei controventi di quel piano in corrispondenza del valore massimo consentito per il *drift*. Tale valore di spostamento di interpiano massimo, definito $\Delta_{max,i}$, è ottenuto per ciascun piano decurtando dal *drift* limite Δ_{SL} la componente di spostamento di interpiano Δ_{COLax} dovuta alla deformabilità assiale dei pilastri, secondo l'espressione:

$$\Delta_{max,i} = \left(\Delta_{d,i} - \Delta_{COLax,i} \right) \cdot \frac{1}{\Delta_{d,i} / \Delta_{SL,i}} \quad (2.19)$$

Considerando il legame costitutivo elasto-plastico inelastico del BRB, la duttilità si può esprimere come il rapporto fra la componente

degli spostamenti di interpiano massimi $\Delta_{max,i}$ lungo l'asse del BRB e l'allungamento assiale allo snervamento $\Delta l_{y,i}$:

$$\mu_i = \frac{\Delta_{max,i} \cos \alpha}{\Delta l_{y,i}} \quad (2.20)$$

essendo α l'angolo formato dall'asse del BRBs rispetto all'orizzontale.

L'allungamento assiale del BRB in corrispondenza dello snervamento $\Delta l_{y,i}$ si può esprimere come:

$$\Delta l_{y,i} = \frac{N_{y,i}}{E_s A_{eq,i}} L_{BRB,i} = \frac{f_{y,eq,i} A_{eq,i}}{E_s A_{eq,i}} L_{BRB,i} = \frac{f_{y,eq,i}}{E_s} L_{BRB,i} \quad (2.21)$$

dove E_s è il modulo elastico dell'acciaio dei BRBs.

Nella procedura progettuale le espressioni riportate in questo paragrafo sono utili, eguagliate ai valori di duttilità massima, per ottenere la formula di progetto delle tensioni di snervamento $f_{y,eq}$ minime per duttilità, come descritto nel successivo par. 6.3 di questo capitolo.

La duttilità richiesta μ_i si può esprimere, sostituendo l'equazione 2.21 nella 2.20, come:

$$\mu_i = \frac{E_s \cdot \Delta_{max,i} \cdot \cos \alpha}{f_{y,eq,i} \cdot L_{BRB,i}} \quad (2.22)$$

4.2. Stima della duttilità dei BRBs disponibile

La duttilità disponibile è valutata sulla base dello studio del comportamento di controventi a instabilità impedita sottoposti a carichi ciclici. Ricerche effettuate in tal senso da Bosco *et al.*^{14,15} su una serie di test di laboratorio^{63,50,51,10} hanno evidenziato come la duttilità massima raggiunta da BRB sottoposto a cicli di carico si attesta in un intervallo di valori compreso tra 20 e 25.

Nel presente lavoro si utilizza un valore di duttilità a rottura pari a 25. Per le verifiche allo SL-C si considera come duttilità disponibile dell' i -esimo piano μ_{SLC} l'intero valore della duttilità a rottura, per cui $\mu_{SLC} = 25$. Coerentemente con quanto considerato a proposito degli spostamenti disponibili, ossia riducendo al 75% la parte plastica della

duttilità disponibile per verifiche allo SL-DS, si ottiene per tale stato limite il valore massimo di duttilità μ_{SLDS} :

$$\mu_{SLDS} = 1 + 0.75 \cdot (\mu_{SLC} - 1) = 1.9 \quad (2.23)$$

5. Resistenza laterale richiesta e disponibile

5.1. Stima della resistenza laterale richiesta

La resistenza laterale richiesta all'intero sistema $V_{Rd,i}^{req}$ all' i -esimo piano è stimata attraverso l'analisi elastica della struttura basata sullo spettro elastico del sisma di riferimento, ridotto tramite il fattore di struttura q . Ciò equivale a dividere per q il taglio sollecitante di piano $V_{Ed,i}$ ottenuto dall'analisi modale con spettro di risposta elastico:

$$V_{Rd,i}^{req} = \frac{V_{Ed,i}}{q} \quad (2.24)$$

5.2. Stima della resistenza laterale disponibile

La resistenza disponibile $V_{Rd,i}$ a ciascun piano del telaio adeguato con i BRBs è valutata come la somma di due contributi: la resistenza a taglio del telaio nudo in c.a. $V_{Rd,BF,i}$ e la resistenza a taglio fornita dai BRBs $V_{Rd,BRBs,i}$ a quel piano:

$$V_{Rd,i} = V_{Rd,BF,i} + V_{Rd,BRBs,i} \quad (2.25)$$

Il taglio disponibile del solo telaio per il piano i -esimo $V_{Rd,BF,i}$ deriva dall'analisi pushover del telaio (figura 17), sommando le sollecitazioni di taglio degli n pilastri di piano, ottenute in corrispondenza del punto del-

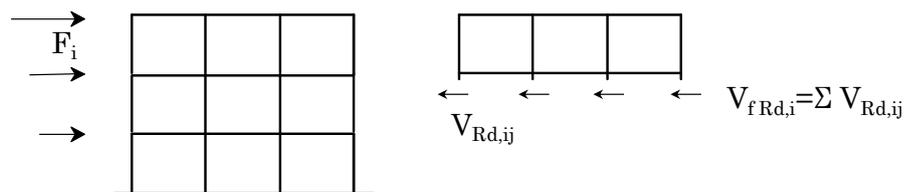


Figura 17 – Resistenza a taglio del telaio nudo in c.a.

la curva di capacità in cui la domanda eguaglia la capacità.

$$V_{Rd,BF,i} = \sum_{j=1}^n V_{Ed,i,j}, \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (2.26)$$

In alternativa, la resistenza a taglio del telaio in c.a. all' i -esimo piano $V_{Rd,f,i}$ è stata valutata come somma delle forze di taglio trasmesse dai pilastri di quel piano quando essi sono plasticizzati a flessione ad entrambe le sezioni di estremità (figura 18). Data questa definizione di $V_{Rd,f,i}$, la resistenza a taglio di piano del telaio nudo in c.a. può essere valutata tramite le equazioni proposte da Bosco *et al.*¹⁷, ossia tramite considerazioni di equilibrio, assumendo che siano plasticizzate tutte le sezioni in testa e al piede dei pilastri di un piano. In questo studio si è sviluppata anche la possibilità, equivalente all'utilizzo di queste equazioni,

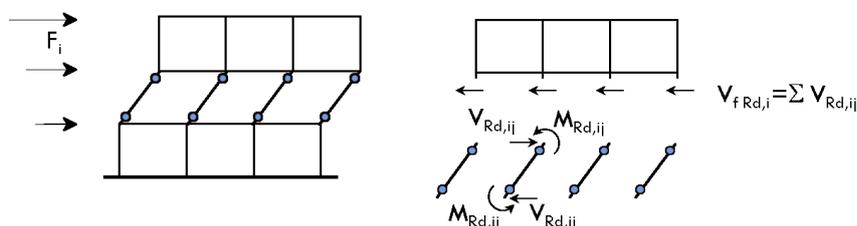


Figura 18 – Resistenza a taglio del telaio nudo in c.a.
(metodo alternativo di stima)

di calcolare $V_{Rd,f,i}$ tramite un'analisi *pushover* del telaio, nella quale ai pilastri dell' i -esimo piano è assegnata l'effettiva resistenza e a tutti gli altri membri strutturali è assegnata resistenza infinita. In questo modo, si è ottenuta la plasticizzazione dei pilastri dell' i -esimo piano e la somma dei tagli dei pilastri di quel piano ha fornito $V_{Rd,f,i}$. Si è evidenziato, tuttavia, che il porre l'ipotesi della plasticizzazione di entrambi gli estremi dei pilastri per la stima del taglio resistente conduce ad una sovrastima della resistenza laterale della struttura. Per tale motivo questa ipotesi è stata rimossa a favore di una più accurata valutazione del taglio resistente, come descritto, sulla base dell'analisi statica non lineare di tipo *pushover* con resistenze reali.

La resistenza a taglio fornita dai BRBs al piano i -esimo, $V_{Rd, BRBs, i}$, è calcolata sommando le componenti orizzontali degli sforzi normali degli m controventi inseriti nel telaio al piano considerato e tenendo conto dell'incremento di sforzo assiale dovuto all'incrudimento.

$$V_{Rd, BRBs, i} = \sum_{k=1}^m N_{Ed, i, k} \cos \alpha, \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (2.27)$$

nella quale $N_{Ed, i, k}$ è lo sforzo normale nel k -esimo BRB del piano.

I valori degli sforzi normali nei BRBs sono desunti dall'analisi *pushover* del telaio controventato, in corrispondenza del primo raggiungimento del collasso per esaurimento della capacità deformativa di una sezione di pilastro da qualche parte nel telaio.

6. Progetto dei controventi BRBs

6.1. Sintesi delle fasi operative

Per il progetto dei controventi, il metodo proposto agisce sostanzialmente tramite due procedure, rispettivamente per il calcolo della rigidezza e della resistenza da assegnare ai BRBs, che agiscono in fasi differenti e sono entrambe iterative. La prima fase comporta l'imposizione del requisito sugli spostamenti, la seconda prevede di applicare il controllo della duttilità ed, eventualmente, il requisito sulle resistenze. Le due procedure, che nel loro complesso formano un metodo unitario, sono espone sinteticamente in questo paragrafo. Nei paragrafi seguenti sono espone dettagliatamente le modalità di valutazione o calcolo delle grandezze coinvolte.

La procedura di progetto inizia con una fase relativa al calcolo della rigidezza da aggiungere al sistema:

- a. Assegnata la geometria e le proprietà meccaniche dei materiali del modello di telaio in c.a., è effettuata un'analisi *pushover* ed è calcolata la capacità di spostamento per lo Stato Limite di riferimento $\Delta_{SL, i}$;
- b. Si effettua la scelta del primo fra i parametri che governano il progetto, stabilendo i valori e la distribuzione lungo i piani del rapporto

- $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ (prevista costante o variabile lungo l'altezza del telaio); sono quindi individuati i *drift* di progetto $\Delta_{d,i}$;
- c. Si determina la domanda di spostamenti di interpiano Δ_i , tramite analisi modale con spettro di risposta elastico;
 - d. Si confrontano la richiesta di spostamento Δ_i e i *drift* di progetto $\Delta_{d,i}$. Se la domanda non supera la capacità, si passa al progetto della resistenza dei controventi (punto elenco h). Viceversa, se gli spostamenti richiesti risultano maggiori degli spostamenti disponibili si procede con il calcolo della rigidezza da attribuire ai BRBs (punto elenco e);
 - e. Si calcola la rigidezza da fornire tramite i BRBs e quindi l'area A_{eq} dei BRBs necessaria ad ogni piano;
 - f. Si effettua l'iterazione del procedimento di controllo della rigidezza (punti c, d, e): i BRBs introdotti modificano infatti la rigidezza del sistema e di conseguenza i risultati dell'analisi modale, che viene quindi ripetuta fino ad ottenere la convergenza delle aree e dei *drift* verso valori stabili;
 - g. Ottenuta la convergenza, risulta assegnata ad ogni piano l'area della sezione trasversale A_{eq} dei BRBs.

Termina così la prima fase della procedura progettuale e si dà inizio alla seconda fase, necessaria per la determinazione della resistenza aggiuntiva da fornire alla struttura esistente tramite i BRBs e, in particolare, per il calcolo delle tensioni di snervamento equivalenti che i controventi appena definiti devono possedere piano per piano:

- h. Si calcola il valore di $f_{y,eq,\mu}$ che l'acciaio deve avere perché sia soddisfatto il requisito sulla duttilità dei controventi (pedice μ);
- i. Si effettua la seconda scelta riguardo i parametri progettuali, stabilendo il valore del fattore di struttura q da usare. Se si vuole progettare solo in termini di duttilità (approccio ai soli spostamenti) si assume per q un valore molto elevato, che equivale a passare al punto elenco o; se si intende progettare le $f_{y,eq}$ imponendo anche un requisito di resistenza (approccio ibrido agli spostamenti e alle resistenze) si sceglie un valore di q limitato;

- j. Si calcola la resistenza a taglio $V_{Ed,i}$ richiesta al telaio controventato, tramite l'analisi modale con lo spettro di risposta del sisma di riferimento, ridotto tramite q ;
- k. Si valuta la resistenza a taglio disponibile per ogni piano del telaio con BRBs, $V_{Rd,i}$, tramite l'analisi statica non lineare;
- l. Si confrontano resistenza laterale richiesta e disponibile: se la resistenza richiesta $V_{Ed,i}$ risulta maggiore della resistenza disponibile del telaio con BRBs $V_{Rd,i}$, si ricava la resistenza a taglio richiesta ai BRBs $V_{Rd,BRBs,i}^{req}$ come differenza tra la resistenza richiesta e quella disponibile del solo telaio;
- m. Da $V_{Rd,BRBs,i}^{req}$ si ottiene la tensione di snervamento $f_{y,eq,r}$ che l'acciaio deve possedere per rispondere al requisito di resistenza (pedice r);
- n. Si assume come valore della tensione di snervamento dei BRBs a ciascun piano della struttura il massimo fra la $f_{y,eq,r}$ e la $f_{y,eq,\mu}$;
- o. Si controlla che la $f_{y,eq}$ ottenuta rientri nell'intervallo di valori della tensione di snervamento considerati ammissibili per motivi tecnologici; se ciò non accade, si corregge il valore di $f_{y,eq}$ e si effettuano le conseguenti correzioni delle aree dei BRBs; si assegna quindi la tensione equivalente $f_{y,eq,i}$ ai controventi dell' i -esimo piano del telaio;
- p. Note le caratteristiche di area e tensione di snervamento dei BRBs, si effettua un'analisi *pushover* del telaio controventato, con il conseguente aggiornamento delle sollecitazioni e dei *drift* di progetto; i BRBs appena introdotti modificano infatti la curva di capacità del sistema controventato;
- q. Si ripete iterativamente il progetto per resistenza (punti elenco da j a p) finché si raggiunge la convergenza delle resistenze. In particolare, nel caso di q di valore limitato il taglio richiesto ai BRBs deve essere uguale a quello disponibile, o mantenere uno scarto accettabile. Per stabilire che la struttura adeguata abbia raggiunto una configurazione stabile, si controlla che il periodo proprio non si stia più modificando fra un'iterazione e la successiva;
- r. Ottenuta la convergenza, resta assegnata ad ogni piano la tensione di snervamento equivalente dei BRBs $f_{y,eq,i}$;

Conclusa anche la seconda fase della procedura progettuale, l'intera procedura può necessitare di essere reiterata. L'azione trasmessa dai controventi introdotti comporta, infatti, un incremento di sforzo normale nei pilastri del telaio, che riduce il valore degli spostamenti limite e modifica la capacità di spostamento del sistema. E' necessario, per tale motivo, effettuare nuovamente il controllo sulla rigidezza (dal punto c). Se la domanda non supera la capacità di progetto, non è necessario inserire ulteriore area equivalente e il progetto può ritenersi concluso; altrimenti è necessario modificare le $A_{eq,i}$.

In sintesi, l'intero procedimento agisce secondo un ciclo per cui: si parte dal controllo della rigidezza e tramite l'iterazione dell'analisi modale si arriva alla convergenza degli spostamenti con opportune aree delle sezioni trasversali dei BRBs; si passa alla determinazione delle tensioni di snervamento dei BRBs: si controlla a tal fine la duttilità ed, eventualmente, la resistenza, progettando lo sforzo normale che i BRBs devono portare, fino alla convergenza delle resistenze stesse. Il procedimento si ritiene concluso nel momento in cui sia il controllo sulla rigidezza che quello sulla duttilità e sulla resistenza sono giunti alla convergenza e la struttura controventata non è più modificata sensibilmente da una interazione alla successiva.

L'articolazione delle diverse fasi del procedimento è illustrata schematicamente nel diagramma di flusso della figura 19.

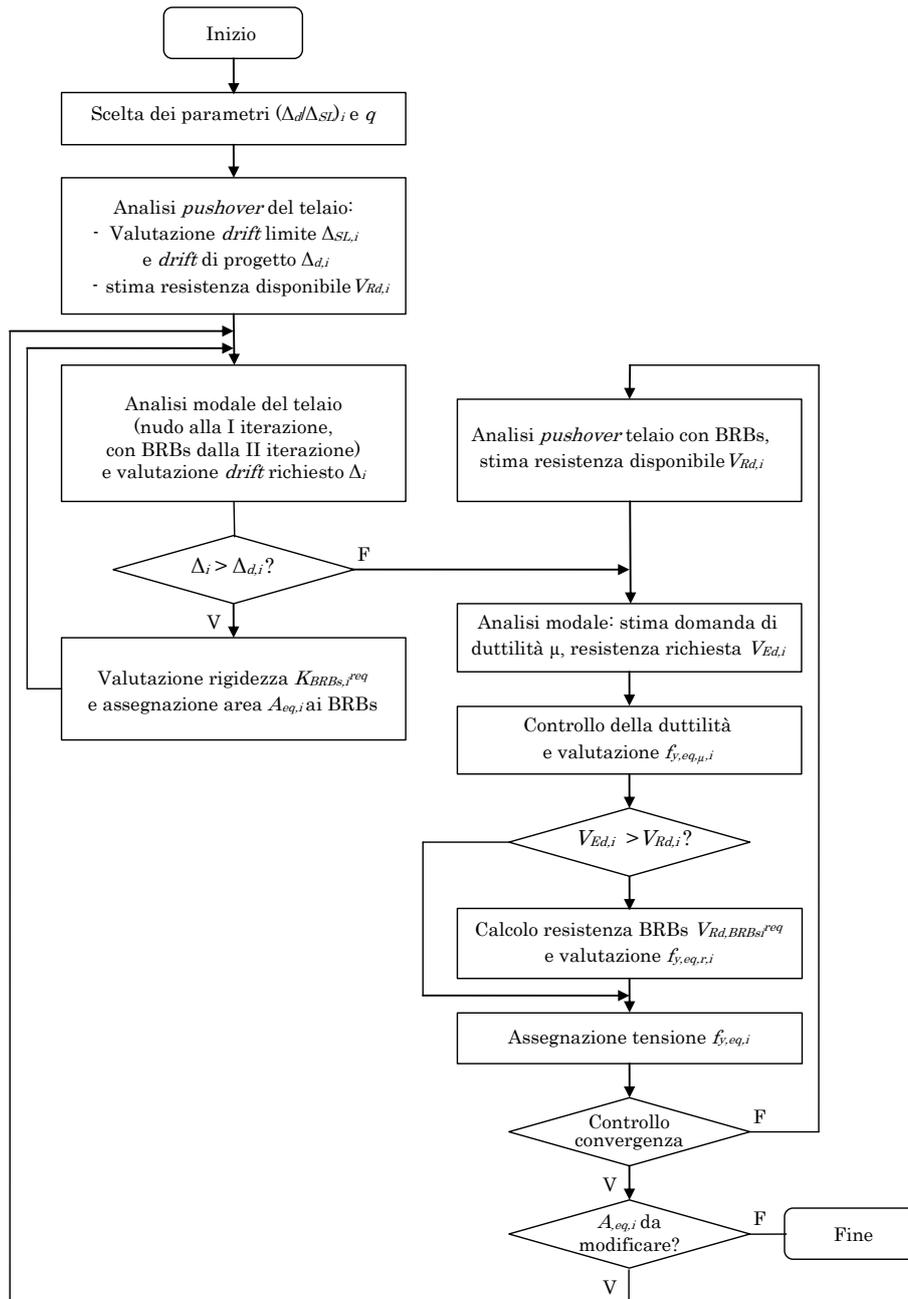


Figura 19 – Diagramma di flusso del metodo di progetto

6.2. Progetto delle rigidità dei BRBs

Dopo aver descritto in dettaglio criteri e modalità per la valutazione della domanda sismica e della capacità del sistema controventato, in termini di spostamenti, duttilità e resistenze, nel seguito si descrive il modo in cui il metodo di progetto consente di confrontare tali entità per ricavarne le caratteristiche del sistema di controventi da inserire.

Il primo requisito imposto per il progetto dei BRBs è sugli spostamenti. Ad ogni piano, gli spostamenti richiesti e la capacità di spostamento sono messi a confronto e, nei piani in cui la domanda supera la capacità, è richiesta l'introduzione dei BRBs per fornire alla struttura la rigidità mancante.

La rigidità totale richiesta alla struttura controventata K^{req} si può esprimere come somma della rigidità K_{BF} del modello di telaio nudo in c.a. (modello *Bare Frame*, figura 12) e della rigidità K_{Truss} del modello a cerniere (modello *Truss*, figura 13):

$$K^{req} = K_{BF} + K_{Truss} \quad (2.28)$$

A partire da tale relazione, la rigidità K_{Truss} del modello pendolare può essere ottenuta come differenza fra la rigidità totale K^{req} e la rigidità disponibile del telaio in c.a. K_{BF} , in quanto entrambi questi termini possono essere calcolati:

$$K_{Truss} = K^{req} - K_{BF} \quad (2.29)$$

La rigidità totale richiesta K^{req} , primo termine della differenza da calcolare nell'equazione 2.29, è valutata ad ogni piano come rapporto tra il taglio complessivo $V_{Ed,i}$ e lo spostamento di interpiano di progetto Δ_d , diviso per il coefficiente C_μ :

$$K^{req} = \frac{V_{Ed,i}}{\Delta_{d,i} / C_\mu} \quad (2.30)$$

Per il dimensionamento dell'area della sezione trasversale dei controventi è necessario a questo punto distinguere il caso della prima esecuzione del progetto per rigidità dalle iterazioni successive. La prima esecuzione del progetto delle sezioni trasversali è effettuata infatti sul telaio nudo, non essendo stati ancora definiti dei BRBs.

Si effettua una prima analisi modale sul telaio privo di controventi, con spettro di risposta elastico ($q = 1$). Le azioni agenti sulla struttura sono combinate fra loro secondo le indicazioni fornite dall'Eurocodice EN1990²⁴ e lo spettro di risposta utilizzato è quello definito dall'Eurocodice 8.

Il taglio complessivo di piano $V_{Ed,i}$ è ottenuto dall'involuppo modale dei tagli di piano relativi ai diversi modi di vibrazione, ciascuno calcolato come somma dei tagli $V_{Ed,k,i}$ sollecitanti i K pilastri del piano. Utilizzando il metodo di combinazione SRSS si può scrivere $V_{Ed,i}$ come:

$$V_{Ed,i} = V_{Ed,BF,i} = \sqrt{\sum_{m=1}^M \left(\sum_{k=1}^K V_{Ed,k,i} \right)_m^2} \quad (2.31)$$

dove M è il numero di modi considerati e m l'indice del singolo modo.

Attraverso l'analisi modale si calcolano, per ciascun piano di indice i , gli spostamenti di interpiano richiesti Δ_i (cfr. par. 3.1). Mediante i risultati dell'analisi *pushover* si valutano, secondo lo Stato Limite considerato, i *drift* $\Delta_{SL,i}$ (cfr. par. 3.2); applicando il parametro progettuale $\Delta_{d,i} / \Delta_{SL,i}$ si ottengono quindi gli spostamenti di progetto $\Delta_{d,i}$.

Sostituendo l'equazione 2.30 nella 2.29, si ottiene che la rigidezza richiesta al modello *Truss* all' i -esimo piano perché la domanda eguagli la capacità è pari a:

$$K_{Truss,i}^{req} = \frac{V_{Ed,i} C_\mu}{\Delta_{d,i}} - K_{BF,i} \quad (2.32)$$

La rigidezza disponibile del telaio nudo K_{BF} , secondo termine della differenza che compare nell'equazione 2.29 per ottenere K_{Truss} , è valutata come rapporto tra la somma dei tagli portati dai pilastri del telaio $V_{Ed,BF,i}$ e lo spostamento di interpiano Δ_i . Sia il taglio del piano che i *drift* sono determinati tramite l'analisi elastica, utilizzando lo spettro di risposta non ridotto; gli spostamenti sono corretti secondo il coefficiente C_μ :

$$K_{BF,i} = \frac{V_{Ed,BF,i}}{\Delta_i} \quad (2.33)$$

Nel caso della prima esecuzione del progetto delle sezioni trasversali, la rigidità richiesta ai BRBs viene assunta pari alla rigidità richiesta all'intero modello *Truss*.

$$K_{BRBs,i}^{req} = K_{Truss,i}^{req} \quad (2.34)$$

Si ipotizza, per semplicità, che i controventi da inserire abbiano tutti uguale lunghezza L_{BRB} in quanto inseriti in campate di telaio di pari altezza e luce; il discorso si può tuttavia generalizzare senza modifiche sostanziali. In questa ipotesi, la rigidità assiale di un singolo BRB è pari a:

$$K_{BRBs} = \frac{E_s A_{eq}}{L_{BRB}} \quad (2.35)$$

e lo sforzo normale agente sul controvento risulta:

$$N = K_{BRBs} \Delta l = \frac{E_s A_{eq}}{L_{BRB}} \Delta l = \frac{E_s A_{eq} \Delta_{BRBs}}{L_{BRB}} \cos \alpha \quad (2.36)$$

dove Δl , come rappresentato in figura 20, è l'allungamento assiale del BRB dovuto allo spostamento di interpiano Δ_{BRBs} .

Il contributo al taglio laterale del telaio apportato dal singolo controvento è ottenibile come componente orizzontale dello sforzo normale ora calcolato:

$$V = N \cos \alpha = \frac{E_s A_{eq} \Delta_{BRBs}}{L_{BRB}} \cos^2 \alpha \quad (2.37)$$

In ciascun piano, le componenti orizzontali degli sforzi normali nei diversi controventi, tesi e compressi, risultano concordi in verso tra loro. La rigidità laterale fornita dall'insieme degli n controventi inseriti nel piano si può esprimere quindi in funzione dell'area equivalente della sezione trasversale A_{eq} :

$$K_{BRBs} = \frac{n_{BRBs} V}{\Delta_{BRBs}} = \frac{n_{BRBs} E_s A_{eq}}{L_{BRB}} \cos^2 \alpha \quad (2.38)$$

Poiché la rigidezza K_{BRBs}^{req} richiesta ai controventi è nota dall'equazione 2.34, si ricava l'area equivalente da assegnare alla sezione trasversale del singolo BRB:

$$A_{eq,i} = \frac{1}{n_{BRBs}} \frac{K_{BRBs,i}^{req} L_{BRB}}{E_s \cos^2 \alpha} \quad (2.39)$$

L'area equivalente A_{eq} può essere ottenuta regolando la lunghezza e la sezione trasversale delle parti del BRB e, quindi, con molteplici configurazioni del controvento^{82,16}.

Con la determinazione dell'area equivalente si conclude il primo dimensionamento dei controventi per rigidezza e inizia l'iterazione del procedimento, necessaria per arrivare alla convergenza degli spostamenti. L'inserimento dei controventi calcolati con il primo dimensionamento, infatti, aumenta la rigidezza della struttura e determina una riduzione del periodo fondamentale del sistema, con la conseguenza di far incrementare l'accelerazione orizzontale cui essa è soggetta. Le sollecitazioni di taglio aumentano e con esse si accresce la rigidezza aggiuntiva richiesta al sistema di controventi. I BRBs dimensionati inizialmente non risultano più sufficienti a ottenere l'uguaglianza fra *drift* richiesti e disponibili ed è necessario a tal fine aggiornare le aree equivalenti assegnate.

Per ottenere ciò si effettua una nuova analisi modale della struttu-

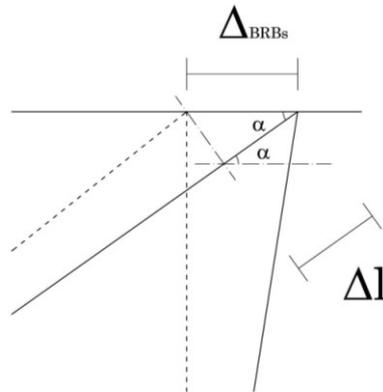


Figura 20 – *Drift* Δ_{BRBs} e allungamento assiale Δl del BRB

ra, che da questo momento in poi risulta controventata. Nel calcolo del taglio di piano si tiene adesso conto della componente di taglio sollecitante che compete ai controventi. Il taglio di piano risulta quindi pari a:

$$V_{Ed,i} = V_{Ed,BF,i} + V_{Ed,BRBs,i} = \sqrt{\sum_{m=1}^M \left(\sum_{k=1}^K V_{Ed,k} + \sum_{n=1}^N V_{Ed,n} \right)_m^2} \quad (2.40)$$

espressione nella quale

N è il numero di BRBs presenti nel piano ed n il loro indice;

$V_{Ed,n}$ è il taglio sollecitante il singolo BRB per il modo di vibrazione di indice m , calcolato come componente orizzontale dello sforzo normale sollecitante il controvento:

$$V_{Ed,n} = N_{Ed,n} \cos \alpha \quad (2.41)$$

Dall'analisi modale si ricavano quindi il taglio totale sollecitante e le sue aliquote agenti sul telaio e sui BRBs, insieme alle nuove richieste di spostamento di interpiano Δ_i ; si ottiene in tal modo la rigidezza complessiva disponibile K_{tot}^{disp} all' i -esimo piano:

$$K_{tot,i}^{disp} = \frac{V_{Ed,i}}{\Delta_i} \quad (2.42)$$

e inoltre la rigidezza disponibile del telaio nudo K_{BF}^{disp} :

$$K_{BF,i}^{disp} = \frac{V_{Ed,BF,i}}{\Delta_i} \quad (2.43)$$

e la rigidezza disponibile del sistema di controventi K_{Truss}^{disp} :

$$K_{Truss,i}^{disp} = \frac{V_{Ed,BRBs,i}}{\Delta_i} \quad (2.44)$$

grandezze legate fra loro dalla relazione:

$$K_{tot,i}^{disp} = K_{BF,i}^{disp} + K_{Truss,i}^{disp} \quad (2.45)$$

La rigidezza richiesta al modello *Truss*, K_{Truss}^{req} , è calcolata nuovamente mediante l'equazione 2.32, analogamente a quanto fatto per il primo dimensionamento. Si ottengono quindi gli spostamenti di inter-

piano $\Delta_{Truss,i}$ sopportati dal modello a cerniere come rapporto fra il taglio $V_{Ed,BRB}$ portato dai BRBs, determinato tramite l'analisi elastica, e la rigidezza richiesta K_{Truss}^{req} :

$$\Delta_{Truss,i} = \frac{V_{Ed,BRBs,i}}{K_{Truss,i}^{req}} \quad (2.46)$$

La differenza rispetto al primo dimensionamento per rigidezza risiede invece nell'impossibilità di applicare direttamente l'equazione 2.34, secondo la quale la rigidezza richiesta ai BRBs era assunta pari alla rigidezza richiesta al modello *Truss*. Si ricorda (equazione 2.7) che lo spostamento di interpiano totale del modello a cerniere Δ_{Truss} è uguale alla somma dello spostamento di interpiano causato dalla deformazione assiale dei BRBs Δ_{BRBs} (figura 14) e di quello dovuto alla deformazione assiale dei pilastri Δ_{COLax} (figura 15). Nelle iterazioni successive alla prima, bisogna tenere conto che è possibile intervenire solo su parte della rigidezza del modello *Truss*, ossia sull'aliquota dovuta all'allungamento o accorciamento assiale dei BRBs. Per tale motivo, gli spostamenti di interpiano $\Delta_{Truss,i}$ del modello a cerniere devono essere depurati dalla parte di *drift* dovuti all'allungamento assiale dei pilastri $\Delta_{COLax,i}$, ottenuti dall'analisi elastica e corretti come indicato nell'equazione 2.8, per ottenere i drift legati al solo comportamento assiale dei controventi $\Delta_{BRBs,i}$:

$$\Delta_{BRBs,i} = \Delta_{Truss,i} - \Delta_{COLax,i} \quad (2.47)$$

La rigidezza K_{BRBs}^{req} , che deve essere fornita tramite i BRBs per soddisfare il requisito sugli spostamenti, è quindi determinata come:

$$K_{BRBs,i}^{req} = \frac{V_{Ed,BRBs,i}}{\Delta_{BRBs,i}} \quad (2.48)$$

Nota la rigidezza richiesta ai BRBs a ciascun piano, l'area equivalente da assegnare alla sezione trasversale del singolo controvento del piano si calcola tramite l'equazione 2.39.

La procedura descritta, relativamente alle iterazioni successive al primo dimensionamento dei BRBs, deve essere ripetuta finché le aree

ottenute convergono in ciascun piano verso un valore numerico stabile e si ottiene a tutti i piani l'uguaglianza fra gli spostamenti di interpiano richiesti Δ_i e gli spostamenti di interpiano di progetto $\Delta_{d,i}$:

$$\Delta_i = \Delta_{d,i} \quad (2.49)$$

Per dichiarare raggiunta la convergenza fra gli spostamenti richiesti e i disponibili, si può stabilire una condizione di tolleranza fra i corrispondenti valori numerici:

$$\Delta_{d,i} - \varepsilon \leq \Delta_i \leq \Delta_{d,i} + \varepsilon \quad (2.50)$$

essendo ε un valore di spostamenti positivo e di entità ritenuta accettabile. Nel presente lavoro si è ritenuto accettabile un valore di tolleranza ε pari a 0.1 mm.

Un diagramma di flusso (figura 21) rappresenta in modo sintetico le

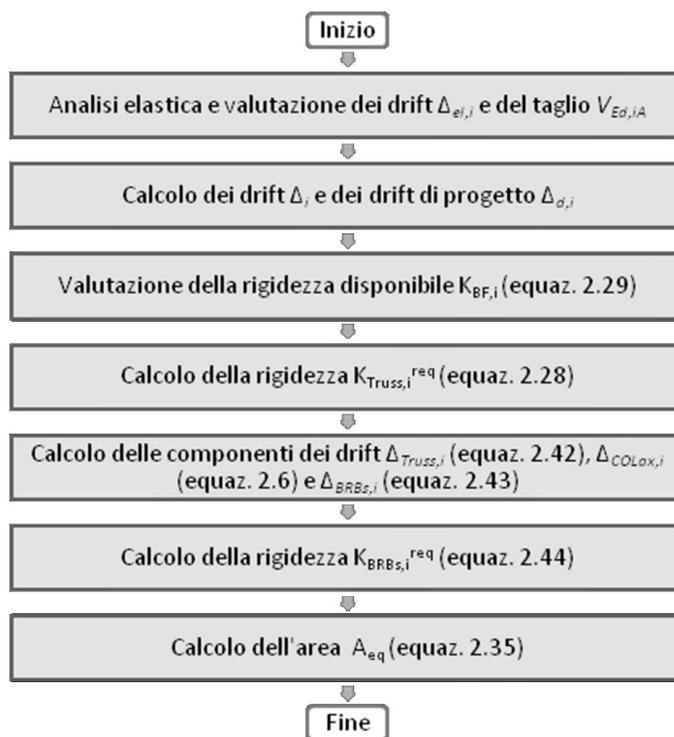


Figura 21 – Diagramma di flusso del progetto per rigidezza

fasi del progetto per rigidezza.

Ottenuta la convergenza sugli spostamenti, si passa al progetto delle resistenze, descritto nel paragrafo seguente.

6.3. Progetto delle resistenze dei BRBs

Dopo che la rigidezza dei BRBs è stata calcolata, il metodo di progetto proposto prevede che si determini la tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$ da assegnare ai controventi, per soddisfare il controllo delle duttilità ed, eventualmente, il requisito sulle resistenze. Essendo già stabilita l'area della sezione trasversale equivalente A_{eq} di ogni BRBs, ciò si traduce nella determinazione della resistenza allo snervamento N_y dei controventi.

Il primo requisito da imporre nel progetto delle $f_{y,eq}$ riguarda la duttilità dei BRBs; esso serve a stabilire il valore limite inferiore della tensione di snervamento equivalente da assegnare ai controventi del piano affinché ad essi non siano richieste, durante il sisma di progetto, duttilità superiori a determinati valori considerati accettabili.

Un altro requisito che è possibile - ma non necessario - imporre per la determinazione delle tensioni di snervamento è quello sulla resistenza e consiste nell'ottenere che la resistenza laterale del sistema controventato con i BRBs sia pari al taglio di piano richiesto dal sisma di progetto. Il peso di questo requisito dipende dal valore assegnato al parametro progettuale rappresentato dal fattore di struttura q .

6.3.1. Approcci progettuali

Il metodo proposto è stato indagato secondo due diversi approcci, in base alla scelta progettuale di imporre o meno il requisito aggiuntivo sulle resistenze. Ci si aspetta, infatti, che la scelta di applicare tale requisito, che si traduce nella scelta di un valore del fattore di struttura q , comporti, come risultato del progetto dell'intervento di adeguamento, dei BRBs con resistenze assiali fortemente condizionate dal requisito stesso e occasionalmente corrette mediante il controllo sulle duttilità. Questa scelta configura un approccio alla progettazione di tipo misto, con il controllo degli spostamenti per il calcolo delle aree equivalenti ed il con-

trollo delle resistenze per il calcolo delle tensioni di snervamento equivalenti.

La scelta di rimuovere il requisito sulle resistenze fa sì che le tensioni di snervamento da assegnare siano stabilite unicamente sulla base del controllo della duttilità. Tale scelta rende la determinazione delle resistenze dei BRBs frutto di un “progetto per duttilità” e fa sì che il metodo proposto si configuri in un approccio puro ai soli spostamenti. Infatti in questo caso sia la rigidezza che la resistenza dei BRBs sono determinati applicando controlli su enti di spostamento. Per poter utilizzare una procedura operativa identica per entrambi gli approcci, in questo lavoro l’approccio puro agli spostamenti è ottenuto applicando ugualmente il requisito sulla resistenza, ma utilizzando valori di q elevati e, al limite, tendenti a infinito; in tal modo il requisito sulle resistenze risulta ininfluenza nel calcolo delle tensioni di snervamento equivalenti.

6.3.2. Controllo della duttilità dei BRBs

La procedura progettuale proposta prevede la necessità di imporre il requisito sulla duttilità dei controventi. La tensione di snervamento $f_{y,eq}$ deve essere, infatti, non minore di un valore che è determinato a ogni piano in modo che la domanda di duttilità non sia maggiore di un limite ritenuto accettabile. Tale valore limite di duttilità (cfr. par. 4.2), qui denominato in generale μ_{max} , è assunto pari a $\mu_{max} = \mu_{SLDS} = 19$ o a $\mu_{max} = \mu_{SLDS} = 25$, per l’azione sismica di progetto riferita allo SL-DS o allo SL-C rispettivamente. Imporre tale requisito sulla duttilità corrisponde a garantire che ciascun controvento, sotto l’effetto del sima di progetto, non subisca allungamenti eccessivi che possano comportarne la rottura per esaurimento della duttilità disponibile.

Il valore minimo di tensione di snervamento equivalente da assegnare per il requisito di duttilità, definito da adesso $f_{y,eq,\mu}$, è ottenuto invertendo l’espressione 2.22 in corrispondenza di $\mu_i = \mu_{max}$:

$$f_{y,eq,\mu,i} = \frac{E_s \Delta_{max,i} \cos \alpha}{L_{BRB} \mu_{max}} \quad (2.51)$$

6.3.3. Imposizione del requisito sulle resistenze

Una volta determinata la tensione di snervamento minima che è necessaria per i BRBs di ciascun piano al fine di soddisfare il controllo sulla duttilità, la procedura prevede, qualora sia questa la scelta progettuale effettuata, di imporre il requisito sulle resistenze. Ciò corrisponde alla volontà di effettuare un progetto con approccio misto agli spostamenti (per il calcolo delle rigidezze dei controventi e il controllo delle duttilità) e alle resistenze, per il calcolo delle tensioni di snervamento. L'importanza del requisito sulle resistenze dipende dalla scelta parametro progettuale costituito dal fattore di struttura q .

L'applicazione del requisito sulle resistenze consiste nell'imporre, a ciascun piano del telaio controventato, l'uguaglianza fra taglio resistente di piano e taglio sollecitante:

$$V_{Rd,i}(q) = V_{Ed,i} \quad (2.52)$$

dove $V_{Ed,i}$ è ottenuto dall'analisi elastica del telaio con lo spettro ridotto del fattore di struttura q (cfr. par. 5.1 di questo capitolo).

Il taglio resistente disponibile del sistema complessivo $V_{Rd,i}^{disp}$ è pari, all' i -esimo piano, alla somma del taglio resistente del solo telaio $V_{Rd,BF,i}$ e del taglio resistente fornito dai BRBs (equazione 2.25). Quest'ultimo termine è considerato nullo alla prima esecuzione del progetto delle resistenze, in quanto non sono ancora definite le $f_{y,eq}$ dei BRBs. Applicando tale relazione insieme al requisito espresso dall'equazione 2.52, si ottiene la resistenza laterale richiesta ai BRBs all' i -esimo piano $V_{Rd,BRBs,i}^{req}$ come differenza tra la resistenza richiesta totale $V_{Ed,i}$ e la resistenza a taglio del telaio nudo in c.a. $V_{Rd,BF,i}$:

$$V_{Rd,BRBs,i}^{req} = V_{Ed,i} - V_{Rd,BF,i} \quad (2.53)$$

Le analisi *pushover* da considerare per la stima delle componenti del taglio resistente disponibile (cfr. par. 5.2 di questo capitolo) sono differenti a seconda che si tratti del primo calcolo delle tensioni di snervamento $f_{y,eq}$ oppure delle iterazioni successive. Se si tratta della prima iterazione, l'analisi *pushover* da utilizzare è quella già realizzata all'inizio del progetto per rigidezza; diversamente, se si tratta delle iterazioni successive, necessarie per ottenere la convergenza delle resi-

stENZE, si utilizza l'analisi *pushover* effettuata al termine dell'iterazione precedente.

Se si considerasse in fase progettuale un comportamento dei BRBs elastico-perfettamente plastico, trascurando l'incremento post-elastico dello sforzo assiale dovuto all'incrudimento, la resistenza allo snervamento da fornire tramite il singolo controvento del generico piano di indice i sarebbe determinabile tramite la seguente relazione:

$$N_{y,i} = \frac{V_{req, BRBs, i}}{n_{BRBs, i} \cos \alpha} \quad (2.54)$$

con $n_{BRBs, i}$ pari al numero di controventi disposti nel piano.

Nell'analisi pushover condotta nella fase di progetto degli interventi di adeguamento, ai BRBs è attribuito il comportamento elasto-plastico incrudente descritto nel par. 2 di questo capitolo.

E' possibile sviluppare analiticamente la relazione che lega la resistenza a taglio da fornire tramite i BRBs $V_{req, BRBs, i}$ con la duttilità μ dei controventi stessi e con la tensione di snervamento equivalente dell'acciaio $f_{y, eq}$. Invertendo questa relazione è possibile determinare l'espressione analitica delle tensioni di snervamento da assegnare ai BRBs per il soddisfacimento del requisito di resistenza, denominate qui e nel seguito $f_{y, eq, r}$. Di seguito sono sintetizzati i passaggi per ottenere tale espressione della tensione di snervamento equivalente $f_{y, eq, r}$ per resistenza.

Il taglio resistente del singolo BRB è calcolato tenendo conto del legame costitutivo elasto-plastico incrudente dei controventi ed è pari a:

$$V_{Rd, BRBs} = \omega_a N_y \cos \alpha \quad (2.55)$$

Al fine di ottenere la formula per il calcolo di $f_{y, eq, r}$, il parametro ω_a è letto in corrispondenza dello spostamento Δ_{max} definito dall'equazione 2.19. Sostituendo nell'equazione 2.55 le espressioni di ω_a e di μ date rispettivamente dalle equazioni 2.4 e 2.22, il taglio resistente del singolo BRB si può scrivere come:

$$V_{Rd, BRB} = \left[1.15 + k_h \left(\frac{E_s \Delta_{max} \cos \alpha}{f_{y, eq} L_{BRB}} - 1 \right) \right] A_{eq} f_{y, eq} \cos \alpha \quad (2.56)$$

che tramite semplici passaggi algebrici diventa:

$$V_{Rd, BRB} = \left[(1.15 - k_h) f_{y, eq} + k_h \frac{E_s \Delta_{\max} \cos \alpha}{L_{BRB}} \right] A_{eq} \cos \alpha \quad (2.57)$$

L'aliquota del taglio di piano resistente fornita dai BRBs è data dal prodotto del taglio resistente di un singolo BRB (equazione 2.57) per il numero di controventi presenti nel piano $n_{BRBs, i}$:

$$V_{Rd, BRB, i} = V_{Rd, BRB} n_{BRBs, i} \quad (2.58)$$

Per il soddisfacimento del requisito di resistenza dipendente dal fattore di struttura q , si deve avere a ciascun piano l'uguaglianza fra il taglio resistente richiesto ai BRBs dato dall'equazione 2.53 e il taglio resistente disponibile dei controventi appena indicato:

$$V_{Rd, BRBs, i} = V_{Rd, BRBs, i}^{req} \quad (2.59)$$

Invertendo l'equazione 2.57, come modificata per l'intero piano dall'equazione 2.58, è possibile determinare l'espressione analitica della tensione di snervamento equivalente, da assegnare a ciascun BRB del piano per il soddisfacimento del requisito di resistenza, denominata qui e nel seguito $f_{y, eq, r}$.

$$f_{y, eq, r, i} = \frac{1}{1.15 - k_h} \left(\frac{V_{Rd, BRBs, i}^{req}}{n_{BRBs, i} A_{eq, i} \cos \alpha} - k_h \frac{E_s \Delta_{\max} \cos \alpha}{L_{BRB}} \right) \quad (2.60)$$

La tensione equivalente da assegnare ai BRBs del generico piano viene quindi assunta pari al valore massimo fra quelli ottenuti per il soddisfacimento dei requisiti di resistenza e di duttilità:

$$f_{y, eq, i} = \max(f_{y, eq, r, i}; f_{y, eq, \mu, i}) \quad (2.61)$$

E' opportuno sottolineare a questo punto come cambia il risultato del progetto se si intende applicare la seconda fase della procedura progettuale secondo un approccio ai soli spostamenti, ossia come progetto "per duttilità". Questo approccio comporta sostanzialmente la rimozione del requisito sulla resistenza a favore del solo requisito sulla duttilità. Esso è stato sviluppato con l'obiettivo di privilegiare l'incremento di dissipazione energetica, piuttosto che di resistenza, come criterio per dimensionare l'intervento di adeguamento sismico. Parallelamente si in-

tende mantenere bassa la tensione di snervamento equivalente, in modo da limitare, a parità di aree, la trasmissione di sforzi assiali dai BRBs ai pilastri e mitigare, di conseguenza, la riduzione della capacità deformativa dei pilastri stessi.

Per realizzare il progetto “per duttilità” utilizzando la stessa procedura prevista nel caso del progetto “per resistenza”, occorre scegliere come parametro progettuale un fattore di struttura q molto alto, al limite tendente a infinito. Si consideri un fattore di struttura $q = +\infty$; concettualmente il taglio resistente richiesto all’intera struttura è pari a:

$$\lim_{q \rightarrow +\infty} V_{Rd,i}^{req} = \lim_{q \rightarrow +\infty} \frac{V_{Ed,i}}{q} = 0 \quad (2.62)$$

per cui al sistema non sarebbe richiesta resistenza a taglio.

Il valore ottenuto per la tensione di snervamento f_y dell’acciaio costituente l’anima dei controventi di ciascun piano deve ricadere entro un intervallo di valori ritenuti accettabili per motivi tecnologici legati alle modalità di realizzazione dei BRBs e ai materiali oggi utilizzati. Per favorire la plasticizzazione precoce dei BRBs e migliorare di conseguenza la capacità dissipativa delle strutture adeguate, si utilizzano in genere tensioni di snervamento tendenzialmente basse. Alla luce di ciò, in questo lavoro si è assunta la tensione di snervamento del nucleo compresa tra $f_{y,min} = 100 \text{ MPa}$ e $f_{y,max} = 235 \text{ MPa}$.

$$f_{y,min} = 100 \text{ MPa} \leq f_y \leq f_{y,max} = 235 \text{ MPa} \quad (2.63)$$

Poiché la modellazione dei BRBs è realizzata attraverso elementi “equivalenti” a sezione costante, si definisce l’intervallo di valori delle tensioni adottato facendo riferimento alla tensione di snervamento $f_{y,eq}$.

In questo lavoro si è considerato accettabile che la lunghezza del nucleo duttile possa variare da un minimo di $0.2 L_{BRB}$ a un massimo di L_{BRB} .

Per il caso limite in cui $L_c = L_{BRB}$, ossia la lunghezza del nucleo sia pari a quella dell’intero BRB e dunque il controvento sia il più possibile deformabile, all’acciaio del nucleo è assegnata la resistenza massima $f_{y,max} = 235 \text{ MPa}$.

Ricavato il rapporto A_c/A_{eq} , dall’equazione 2.1.:

$$\frac{A_c}{A_{eq}} = \left(2 \frac{A_c}{A_j} L_j + 2 \frac{A_c}{A_t} L_t + L_c \right) \frac{1}{L_{BRB}} \quad (2.64)$$

ed espressa la lunghezza del singolo tratto resistente non confinato L_t come:

$$L_t = \frac{1}{2} (L_{BRB} - L_c - 2 L_j) \quad (2.65)$$

si ottiene in questo caso che $A_c/A_{eq} = 1$ e la tensione equivalente $f_{y,eq,max}$ è pari a 235 MPa.

Viceversa, per il caso limite in cui $L_c = 0.2 L_{BRB}$, ossia la lunghezza del nucleo sia pari al 20% della lunghezza dell'intero controvento, il BRB sarà il più rigido possibile, dunque verrà assegnata all'acciaio la resistenza minima $f_{y,min} = 100$ MPa. In questo caso, dalle equazioni 2.64 e 2.65 si ha che $A_c/A_{eq} = 0.55$, per cui la tensione equivalente $f_{y,eq}$ è pari a $f_{y,eq,min} = (0.55 \cdot 100)$ MPa = 55 MPa.

Si è ottenuto quindi che la $f_{y,eq}$ deve essere compresa nell'intervallo di valori:

$$f_{y,eq,min} = 55 MPa \leq f_{y,eq} \leq f_{y,eq,max} = 235 MPa \quad (2.66)$$

Se il valore di $f_{y,eq,i}$ ottenuto per i BRBs del piano i -esimo ricade entro l'intervallo di tensioni di snervamento definite:

$$f_{y,eq,min} \leq f_{y,eq,i} \leq f_{y,eq,max} \quad (2.67)$$

esso può essere adottato e il progetto dei BRB di quel piano risulterà ottimale.

Se $f_{y,eq,i}$ è maggiore di $f_{y,eq,max}$, deve essere adottato il valore di $f_{y,eq,max}$ e l'area della sezione dei BRBs del piano deve essere aumentata rispetto al valore minimo fornito dalle procedure; in questo caso i controventi di quel piano risulteranno sovradimensionati per rigidità. L'area della sezione trasversale da assegnare al singolo controvento si ottiene invertendo l'equazione 2.60:

$$A_{eq,i} = \frac{V_{Rd, BRBs,i}^{req}}{n_{BRBs,i} \cos \alpha} \left[(1.15 - k_h) f_{y,eq,max} + k_h \frac{E_s \Delta_{max} \cos \alpha}{L_{BRB}} \right]^{-1} \quad (2.68)$$

Infine, se $f_{y,eq,i}$ è minore di $f_{y,eq,min}$, ad ogni BRB del piano viene assegnata la tensione maggiore fra la $f_{y,eq,min}$ e la tensione calcolata tramite il progetto per duttilità; i BRB del piano risultano allora sovradimensionati per resistenza:

$$f_{y,eq,i} = \max(f_{y,eq,min}; f_{y,eq,\mu,i}) \quad (2.69)$$

Al termine del progetto per resistenza, con l'assegnazione delle tensioni equivalenti e l'eventuale modifica delle aree dei controventi, è necessario valutare nuovamente la capacità del sistema. Di conseguenza, il taglio richiesto ai BRBs cambia. Ciò comporta che il progetto della resistenza vada ripetuto iterativamente finché tali modifiche non si arrestano e il taglio sollecitante i BRBs eguaglia il taglio resistente o presenta uno scarto accettabile.

Può accadere nel generico piano che la rigidezza del telaio sia tale da mantenere la domanda al di sotto della capacità, per cui a quel piano non sia assegnato nessun controvento per rigidezza, ma che esso vada adeguato in termini di resistenza. In tal caso, il metodo prevede che ai BRBs sia assegnata la $f_{y,eq,max}$ e che l'area A_{eq} sia calcolata secondo l'equazione 2.68; questo consente di assegnare, tra tutte le combinazioni possibili di area e tensione equivalente, quella per cui l'area sia minima, così da minimizzare l'effetto irrigidente non richiesto.

L'area della sezione trasversale equivalente A_{eq} da attribuire al singolo BRB, calcolata al termine della prima fase della procedura di progetto, è una caratteristica potenzialmente comune a diverse configurazioni del BRB che soddisfano il requisito sullo spostamento. Una volta determinata la tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$ da assegnare al controvento, la corrispondente resistenza allo snervamento N_y necessaria per soddisfare il requisito sulla resistenza (equazione 2.2) può essere ottenuta adottando un'opportuna tensione di snervamento f_y , per l'acciaio del nucleo duttile, tensione che si può calcolare come:

$$f_y = \frac{N_y}{A_c} \quad (2.70)$$

dove A_c è l'area della sezione trasversale del nucleo duttile del BRB.

6.4. Procedure implementate

6.4.1. Procedura "Calcola ABRBs"

Il metodo di progetto illustrato è stato ottimizzato per i casi di studio trattati (cfr. cap. Capitolo 3) su un foglio di calcolo realizzato con Microsoft Excel, automatizzato mediante delle macro. Le procedure implementate utilizzano il linguaggio Visual Basic.

Al fine di cogliere appieno il funzionamento del metodo proposto, viene presentato e di seguito commentato il codice della procedura denominata "CalcolaABRBs"; tale procedura, nell'ambito della parte relativa al progetto per rigidezza, si pone come obiettivo il calcolo dell'area equivalente da attribuire ai BRBs ai vari piani ed evitare eventuali conflitti con le *routine* finalizzate al calcolo della resistenza, le quali in casi particolari possono modificare l'area precedentemente assegnata.

Si riporta, a seguire, il codice:

```
Sub CalcolaABRBs(nPiani)
```

```
Dim VReqBRBs As Double, ABRBs As Double, CosAlfa As Double, AreaBRBsPrec As Double
```

```
Dim Riga As String
```

```
Dim LBRBs As Double, Es As Double, Fy As Double, FyMax As Double
```

Definito il nome della routine e passato il numero di piani del telaio come variabile in ingresso, vengono effettuati i dimensionamenti delle variabili utilizzate nella procedura quali (in ordine):

- la resistenza a taglio richiesta ai BRB, l'area equivalente da inserire per l'iterazione corrente, il coseno dell'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del controvento, l'area equivalente inserita all'iterazione precedente;
- una variabile ausiliare utile a scrivere correttamente nelle celle del foglio di calcolo;
- la lunghezza dell'intero controvento, il modulo elastico dell'acciaio, la tensione di snervamento equivalente del BRBs; la massima tensione attribuibile al nucleo.

```
CosAlfa = Worksheets("Dati").Range("D11")
```

```
FyMax = Worksheets("Dati").Range("H13")
```

```
LBRBs = Worksheets("Dati").Range("D8")
Es = Worksheets("Dati").Range("H15")
```

I dati necessari sono letti dall'apposito foglio di lavoro.

```
For I = 1 To nPiani
  Riga = Trim(Str(16 - I))
  Fy = Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga)
  AreaBRBsPrec = Worksheets("Progetto").Range("Q" + Riga)
  KreqBRBs = Worksheets("Progetto").Range("K" + Riga)
  ABRBs = KreqBRBs * LBRBs / (2 * Es * CosAlfa ^ 2) * 10 ^ 4
```

Si passa all'interno di un ciclo gestito dall'indice I, che va da 1 al numero di piani del telaio, attraverso il quale per ogni piano sono memorizzate:

- la tensione di snervamento assegnata ai BRBs (pari a zero nel caso in cui non sia stato ancora effettuato un progetto per resistenza);
 - l'area dei BRB presenti (pari a zero nel caso di prima iterazione);
 - la rigidità richiesta ai BRBs precedentemente calcolata;
- ed è calcolata l'area equivalente necessaria per l'iterazione corrente.

```
If Fy < FyMax Then
  KreqBRBs = Worksheets("Progetto").Range("K" + Riga)
  ABRBs = KreqBRBs * LBRBs / (2 * Es * CosAlfa ^ 2) * 10 ^ 4
  Worksheets("Progetto").Range("S" + Riga).Value = "Rigidità"
```

All'interno del ciclo I, si passa per una serie di controlli finalizzati ad evitare il nascere di *loop* a seguito di conflitti con le procedura "CalcolaFyEq" (cfr. cap. Capitolo 2 par. 6.4.2). Se la tensione del BRB è inferiore alla tensione massima ammissibile, allora l'area presente dall'iterazione precedente non è stata modificata a seguito di una richiesta di resistenza; dunque, letta la rigidità richiesta, è calcolata l'area equivalente ed è indicato sul foglio di progetto che l'area è stata assegnata sulla base di criteri di rigidità.

```
Else
  If ABRBs < AreaBRBsPrec Then
    ABRBs = AreaBRBsPrec
  Else
```

```

Worksheets("Progetto").Range("S" + Riga).Value = "Rigidezza"
End If
End If

```

Diversamente, nel caso in cui la tensione letta sia pari a quella massima (non è possibile avere tensioni maggiori), se l'area calcolata è minore di quella già presente allora viene mantenuta l'area precedente perché assegnata secondo resistenza; se l'area è invece maggiore, essa è attribuibile e viene indicato sul foglio di progetto che l'area è stata assegnata sulla base di criteri di rigidezza.

```

Worksheets("Progetto").Range("Q" + Riga).Value = ABRBs
Next I
End Sub

```

L'area ottenuta è scritta sulle celle di pertinenza e si passa al piano successivo. Terminato il ciclo, la procedura è chiusa ed è possibile passare all'iterazione seguente oppure al progetto per resistenza.

6.4.2. Procedura "CalcolaFyEq"

Si riporta di seguito il codice della procedura "CalcolaFyEq" finalizzata al calcolo della $f_{y,eq}$ da assegnare ai controventi dei casi di studio analizzati (cfr. cap. Capitolo 3). Tale procedura è stata implementata in modo tale da soddisfare entrambi i requisiti illustrati per il progetto delle tensioni di snervamento dei BRBs, ovvero il requisito sulle resistenze laterali e quello sulle duttilità.

```

Sub CalcolaFyEq()

Dim VBRBs As Double, ABRBs As Double, CosAlfa As Double
Dim FyEq As Double, FyMax As Double, FyMin As Double, FyEq_miu As Double
Dim Es As Double, Miumax As Double, L_BRB As Double
Dim RappArea As Double
Dim Riga As String
Dim nPiani As Integer
Dim Delta_design As Double

```

```
Dim DeltaD_SL As Double
Dim DeltaD_COL As Double
Dim Delta_Max As Double
Dim FyeqPrec As Double
```

Definito il nome della *routine*, sono effettuati i dimensionamenti delle variabili utilizzate nella procedura quali (in ordine):

- il taglio richiesto e l'area equivalente dei BRBs, il coseno dell'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del controvento;
- la tensione equivalente da progettare, la massima tensione equivalente attribuibile, la tensione minima con cui è realizzabile il nucleo dei BRBs, la tensione equivalente derivante dal calcolo per duttilità;
- il rapporto tra l'area del nucleo e l'area equivalente;
- una variabile ausiliare utile a scrivere correttamente nelle celle del foglio di calcolo;
- il numero di piani del telaio;
- la lunghezza dell'intero controvento, il modulo elastico dell'acciaio, la tensione di snervamento equivalente del BRBs; la massima tensione attribuibile al nucleo;
- i *drift* di progetto;
- il parametro progettuale costituito dal rapporto fra *drift* di progetto e *drift* disponibili per lo Stato Limite considerato;
- la componente dei *drift* dovuta all'allungamento assiale dei pilastri;
- l'aliquota di *drift* limite dovuta esclusivamente all'allungamento dei controventi;
- la tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$ presente al passo precedente del progetto.

```
CosAlfa = Worksheets("Dati").Range("D11")
FyMax = Worksheets("Dati").Range("H13")
FyMin = Worksheets("Dati").Range("H14")
RappArea = Worksheets("Dati").Range("D37")
nPiani = Range("Dati!D15")
Es = Worksheets("Dati").Range("H15")
Miumax = Worksheets("Dati").Range("H31")
L_BRB = Worksheets("Dati").Range("D29")
```

I dati necessari sono letti dall'apposito foglio di lavoro.

```

For I = 1 To nPiani
  Riga = Trim(Str(16 - I))
  VBRBs = Worksheets("Progetto").Range("O" + Riga)
  ABRBs = Worksheets("Progetto").Range("Q" + Riga)
  Delta_design = Min(Worksheets("Progetto").Range("F"+Riga),
                    Worksheets("Progetto").Range("G" + Riga))
  FyeqPrec = Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga)

```

Si passa all'interno di un ciclo gestito dall'indice I, che va da 1 al numero di piani, viene impostato correttamente il valore della variabile ausiliaria "Riga" così da operare coerentemente nelle celle del foglio di calcolo, infine per ogni piano sono memorizzati:

- il taglio richiesto ai BRBs;
- l'area equivalente presente;
- i *drift* di progetto, presi come il minimo tra la domanda e la capacità di spostamento;
- la tensione equivalente assegnata al passo precedente.

```

Riga = Trim(Str(29 - I))
DeltaD_SL = Worksheets("Progetto").Range("I" + Riga)
DeltaD_COL = Worksheets("Progetto").Range("L" + Riga)
Delta_Max = (Delta_design - DeltaD_COL) / DeltaD_SL
Fyeq_miu = (Delta_Max * Es) / (L_BRB * Miumax * 1000)

```

Reimpostata la riga su cui leggere altre grandezze, sono memorizzati il rapporto fra *drift* di progetto e *drift* limite e la parte di *drift* derivanti dall'allungamento assiale dei pilastri. Successivamente sono calcolati i *drift* massimi sopportati dai BRBs e la tensione equivalente ottenuta per duttilità.

```

Riga = Trim(Str(16 - I))
If ABRBs > 0 Then
  If VBRBs > 0 Then
    FyEq = 1 / 1.1184 * (VBRBs / (2 * ABRBs * CosAlfa) * 10 - 0.0316 * Es *
    * Delta_Max * CosAlfa / L_BRB / 1000)

```

Reimpostata nuovamente la riga delle celle su cui operare si passa attraverso due condizioni: se sono presenti BRBs al piano *i*-esimo e vi è

richiesta di taglio resistente, allora viene calcolata la tensione equivalente per resistenza attraverso l'equazione 2.60, cui $k_h = 0.0316$.

```
If FyEq > FyMax Or Worksheets("Progetto").Range("S" + Riga) = "Resistenza" Then
  FyEq = FyMax
  Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga).Value = FyMax
  ABRBs = VBRBs / (2 * CosAlfa) * 1 / (1.1181 * FyMax + 0.00316 * Es *
    * Delta_Max * CosAlfa / L_BRB / 1000) * 10
  Worksheets("Progetto").Range("Q" + Riga).Value = ABRBs
  Worksheets("Progetto").Range("S" + Riga).Value = "Resistenza"
```

Se si verifica una delle seguenti condizioni:

- la tensione derivante dal calcolo precedente è maggiore della massima;
 - la tensione e l'area equivalente eventualmente già presenti sono state inserite per soddisfare criteri di resistenza piuttosto che rigidità;
- allora alla tensione equivalente è assegnato il valore massimo, con il conseguente ricalcolo e scrittura dell'area equivalente. Al termine di questi passaggi è indicato che l'area è stata inserita secondo un calcolo per resistenza. La seconda condizione per cui si deve imporre $f_{y,eq} = f_{y,eq,max}$ è necessaria affinché, passando da un'iterazione per resistenza ad un'altra, nel caso in cui fosse stata assegnata la tensione massima (e la relativa area), questa venga mantenuta anche se non strettamente indispensabile. Ciò è utile poiché la procedura "CalcolaABRBs" evita di modificare l'area presente solo nel caso in cui la tensione equivalente è quella massima; da qui deriva l'esigenza di mantenerla tale. Nel caso di una riduzione non controllata dell'area, le due *routine* altererebbero infatti ognuna la "propria" area, impedendo di fatto la convergenza del progetto.

```
ElseIf FyEq < FyMin * RappArea Then
  FyEq = FyMin * RappArea
End If
```

Diversamente, se la tensione equivalente è minore del prodotto $f_{y,min} \cdot A_c / A_{eq}$ (accade spesso assegnando valori di q elevati), la tensione viene posta pari a tale prodotto.

```
Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga).Value = MAX(FyEq, Fyeq_miu)
```

Alla fine la tensione equivalente viene presa come la massima tra i valori calcolati per resistenza e duttilità.

```
Else
    Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga).Value = MAX(FyMin * RappArea,
                                                Fyeq_miu)
End If
```

Se sono presenti BRBs, ma il taglio richiesto ai controventi è nullo, situazione che si verifica nel caso di progetti realizzati per duttilità con valori elevati di q , il valore di tensione equivalente da assegnare è il massimo tra la tensione minima e la tensione calcolata per duttilità.

```
Else
    If VBRBs > 0 Then
        Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga).Value = FyMax
        ABRBs = VBRBs / (2 * CosAlfa) * 1 / (1.1181 * FyMax + 0.00316 * Es *
            * Delta_Max * CosAlfa / L_BRB / 1000) * 10
        Worksheets("Progetto").Range("Q" + Riga).Value = ABRBs
        Worksheets("Progetto").Range("S" + Riga).Value = "Resistenza"
```

Diversamente, se se non vi è area di BRBs ma è necessario fornire resistenza a taglio per adeguare il telaio, vengono inseriti controventi con tensione equivalente massima ed area, tali da soddisfare la richiesta.

```
Else
    Worksheets("Progetto").Range("P" + Riga).Value = 0
End If
End If
Next I
End Sub
```

Infine, nel caso in cui non vi siano BRBs inseriti e il taglio richiesto sia nullo, non viene inserita nessuna tensione.

Terminato il ciclo, è possibile passare all'iterazione successiva o al progetto per rigidezza.

6.5. Foglio di calcolo per il progetto - esempio applicativo

Un esempio applicativo consente di mostrare il file Excel, con macro in linguaggio Visual Basic, sviluppato per implementare la procedura di progetto proposta. Il file utilizzato è predisposto per telai a tre campate e con un numero massimo di piani pari a 9.

L'esempio riguarda un telaio a tre campate e tre piani. L'altezza interpiano è di 3.20 m, la luce delle campate è pari a 4.00 m, i BRBs con-

DATI CAMPATA CONTROVENTATA			DATI MATERIALI		
Tipo controvento	2		Calcestruzzo		
H	3.20	m	f_{ck}	12.0	MPa
L	4.00	m	f_{cd}	6.8	MPa
L_{BRBs}	5.12	m	f_{cm}	20.0	MPa
α	0.6747	rad	Acciaio armature		
α	38.66	degree	F_{yk}	375	MPa
$\cos \alpha$	0.7809		F_{yd}	326.1	MPa
$\sin \alpha$	0.6247		BRBs		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE GENERALI			F_{yMax}	235	MPa
N. campate	4		F_{ymin}	100	MPa
N_{piani}	3		E_s	210000	MPa
N. nodi per piano	5		valori in situ		
Luce campata 1	4.00	m	f_{cm}	20.0	MPa
Luce campata 2	2.00	m	f_{ym}	400.0	MPa
Luce campata 3	2.00	m	FC	1.00	
Luce campata 4	4.00	m	Drift disponibile		
B_{tot}	20.00	m	θ_{um}	1	sperimentale
L_{tot}	12.0	m	Δ_d/Δ_{um}	80	
$Area_{tot}$	240.0	m ²	Metodo N	4	da pushover
DATI CONTROVENTO			DATI TIPO LEGAME BRBs		
Acciaio			Legame	2	
Tipo	D-BRBs		BRB double	si	
L_{brace}	5.12	m	N/N_y	1.15	1.59
CARATTERISTICHE BRB			m	1.0	15.0
L_c/L_{brace}	0.2		m_{max}	25	SLC
L_c	1.02	m	RESISTENZA A TAGLIO DI PIANO		
l_j	0.65	m	Metodo V	2	PO reale
L_t	1.40	m			
A_c/A_j	0.3				
A_c/A_t	0.5				
A_c/A_{eq}	0.55				
Δ_d	0.02				

Figura 22 – Foglio “Dati” del file di progetto – geometria e materiali

centrici sono inseriti nelle campate laterali. Nel foglio “Dati” l’utente inserisce tutte le informazioni utili per la caratterizzazione del telaio e le impostazioni scelte per il calcolo (campi indicati in grassetto nella figura 22); le altre grandezze sono calcolate automaticamente. Il valore del parametro progettuale Δ_d/Δ_{SL} è fornito nel successivo foglio “Progetto” e solo richiamato nel foglio “Dati”.

In particolare devono essere forniti i dati sulla geometria del modello, sulle caratteristiche e i rapporti proporzionali fra le diverse parti dei

DATI CARICHI: combinazione $gk+\psi 2qk$										
piano	traverso (t)	nodi				campate				
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
9										
8										
7										
6										
5										
4										
3	100	75	70		70	75	25	15	15	25
2	100	75	70		70	75	25	15	15	25
1	100	75	70		70	75	25	15	15	25

DATI ARMATURE		
r=	2	cm
c=	4	cm
ϕ staffe=	8	mm
dist. min. barre	25	cm
passo staffe	15	cm
passo nodo	10	cm

PIANO	PILASTRI	Pilastrata	nbracci X P	dist max X P(cm)	nbracci X T
3	1	1	2	22.0	2
3	2	2	2	22.0	2
3	3	3	2	22.0	2
3	4	4	2	22.0	2
2	5	1	2	22.0	2
2	6	2	2	22.0	2
2	7	3	2	22.0	2
2	8	4	2	22.0	2
1	9	1	2	32.0	2
1	10	2	2	32.0	2
1	11	3	2	32.0	2
1	12	4	2	32.0	2

Figura 23 – Foglio “Dati” del file di progetto – Carichi verticali e staffe

BRBs, sui materiali (calcestruzzo, acciaio delle barre di armatura, acciaio dei BRBs). Inoltre devono essere forniti dati riguardanti masse e carichi e la staffatura e il numero di bracci delle staffe nelle due direzioni delle sezioni trasversali (figura 23).

Nel foglio “Input Tel2008” si forniscono i dati per la preparazione dei file di input per le analisi modali e statiche non lineari necessarie per il progetto. L’utente indica (campi in grassetto nelle figure 24 e 25) le dimensioni delle sezioni trasversali si pilastri e travi e le corrispondenti aree di armatura per ciascun lato. Le armature sono considerate simmetri-

	sezioni colonne allineamenti 1-2-3-4 dall'alto verso il basso				si possono inserire le armature anche come es. 4fi20+2fi14			
	n.sez	forma sez	base(cm)	altezza(cm)	As(cm2)	A's(cm2)	Asec(cm2)	N da C.V.sisma
1ª PILASTRATA da piano max a piano 1								
	1	G	30	30	2.26	2.26	0.00	-120.18
	5	G	30	30	2.26	2.26	0.00	-244.25
	9	G	40	30	4.27	4.27	0.00	-374.95
2ª PILASTRATA da piano max a piano 1								
	2	G	30	30	2.26	2.26	0.00	-152.68
	6	G	30	30	2.26	2.26	0.00	-296.25
	10	G	40	30	4.27	4.27	0.00	-439.50

Figura 24 – Foglio “InputTEL2008” – Sezioni e armature dei pilastri (porzione)

	sezioni travi dall'alto verso il basso			si possono inserire le armature anche come es. 4fi20+2fi14						
	n.sez	forma sez	base(cm)	altezza(cm)	n.materi	AsSup1	AsInf1	AsSup2	AsInf2	Aspar
Campata 1 da piano max a piano 1										
	13	G	30	50	2	2fi14	2fi14	2fi14+1fi12	2fi14	2fi12
	17	G	30	50	2	2fi14	2fi14	2fi14+1fi12	2fi14	2fi12
21	G	30	50	2	2fi14	2fi14	2fi14+1fi12	2fi14	2fi12	
Campata 2 (prima metà) da piano max a piano 1										
	14	G	30	50	2	2fi14+1fi12	2fi14	2fi14	2fi14	2fi12
	18	G	30	50	2	2fi14+1fi12	2fi14	2fi14	2fi14	2fi12
22	G	30	50	2	2fi14+1fi12	2fi14	2fi14	2fi14	2fi12	

Figura 25 – Foglio “InputTEL2008” – Sezioni e armature delle travi (porzione)

che sui due lati per i pilastri, sono invece differenziate per le travi.

Il foglio “Progetto” del file comprende la sintesi delle principali grandezze calcolate per il progetto dei BRBs; in particolare, i valori di domanda e capacità in termini di spostamento, le rigidzze del modello di calcolo, le resistenze richieste e disponibili e i valori di area della sezione trasversale equivalente e di tensione di snervamento equivalente. Tali valori, oltre ad alcuni risultati di passaggi intermedi, sono mostrati piano per piano e si aggiornano con progredire delle iterazioni necessarie per completare il progetto.

Il progetto inizia con la scelta dei parametri $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$ con la relativa distribuzione in altezza (figura 26) e q , quest’ultimo pari ad un valore elevato (ad esempio $q= 50$) se non si intende imporre il requisito sulle resistenze. Nell’esempio esposto, si utilizza $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i=0.80$ a tutti i piani. Nel campo “BRBs” va indicato il testo “No” e si avvia con l’apposito tasto una iterazione della procedura di calcolo dell’area equivalente “Calcola A_{eq} ”. Alla fine della prima iterazione per rigidzza, una volta inseriti i controventi, questo campo cambia automaticamente in “Si”. Ottenuta la convergenza degli spostamenti, il calcolo delle tensioni di snervamento

Piano		Piano		Piano	
9		9		9	
8		8		8	
7		7		7	
6	0.80	6	0.60	6	
5	0.75	5	0.60	5	
4	0.70	4	0.60	4	
3	0.65	3	0.60	3	0.80
2	0.60	2	0.60	2	0.80
1	0.60	1	0.60	1	0.80
Δ_{slmax}	0.80	Δ_{slmax}	0.60	Δ_{slmax}	0.80
Δ_{slmin}	0.60	Δ_{slmin}	0.60	Δ_{slmin}	0.80
per piani	2	per piani	1	per piani	1
Distr.	602L80	Distr.	60	Distr.	80

Figura 26 – Foglio “Progetto”– Esempi di distribuzione del drift di progetto per telai a 6 piani e (a destra) parametro adottato nell’esempio a 3 piani (Distr. 80)

Capitolo 3

CASI STUDIO: PROGETTI DI ADEGUAMENTO

1. Obiettivi

Il metodo progettuale esposto nel Capitolo 2 per l'adeguamento sismico di telai in c.a. mediante BRBs è applicato a tre casi studio, rappresentativi di edifici esistenti tipici del panorama edilizio italiano che non soddisfano i requisiti prestazionali minimi richiesti dalla normativa attualmente vigente.

Un primo obiettivo è mostrare esempi di risultati della progettazione degli interventi di adeguamento realizzati tramite la procedura proposta, al fine di indagare le possibilità di applicazione del metodo.

Altro obiettivo dell'applicazione del metodo progettuale a casi studio è mostrare l'influenza dei parametri che governano il progetto sui risultati ottenuti, in termini di caratteristiche dimensionali e meccaniche dei controventi. Gli interventi, infatti, sono realizzati al variare dei valori dei parametri progettuali entro intervalli prestabiliti considerati significativi.

Nel capitolo successivo sarà descritta la risposta al sisma dei telai adeguati a seguito dell'applicazione della procedura proposta, nonché la loro rispondenza ai requisiti prestazionali previsti dalla normativa, al fine di individuare e proporre al professionista i parametri idonei per l'utilizzo del metodo di progetto.

2. Edifici analizzati

La procedura progettuale proposta è applicata per l'adeguamento sismico di tre telai in c.a., progettati secondo normative tecniche vigenti nel passato. Due telai sono progettati per i soli carichi gravitazionali ed uno per resistere a modeste azioni sismiche.

2.1. Telai progettati per soli carichi verticali

2.1.1. Caratteri geometrici e dimensionali dei telai CV1 e CV2

Il primo edificio in c.a. utilizzato come caso studio è del tipo “in linea”, rappresentativo di molte strutture intelaiate in c.a. progettate per resistere ai soli carichi verticali secondo le norme italiane in vigore durante gli anni Settanta^{53,54}. Da questo edificio è tratto un telaio oggetto di studio, che è indicato con la sigla “CV1” e si suppone realizzato conformemente al progetto. Un secondo telaio, indicato nel seguito con la sigla “CV2”, differisce dal telaio CV1 unicamente perché, pur avendo un'identica collocazione nell'edificio ed essendo ottenuto dal medesimo progetto, si considera realizzato con un calcestruzzo di caratteristiche

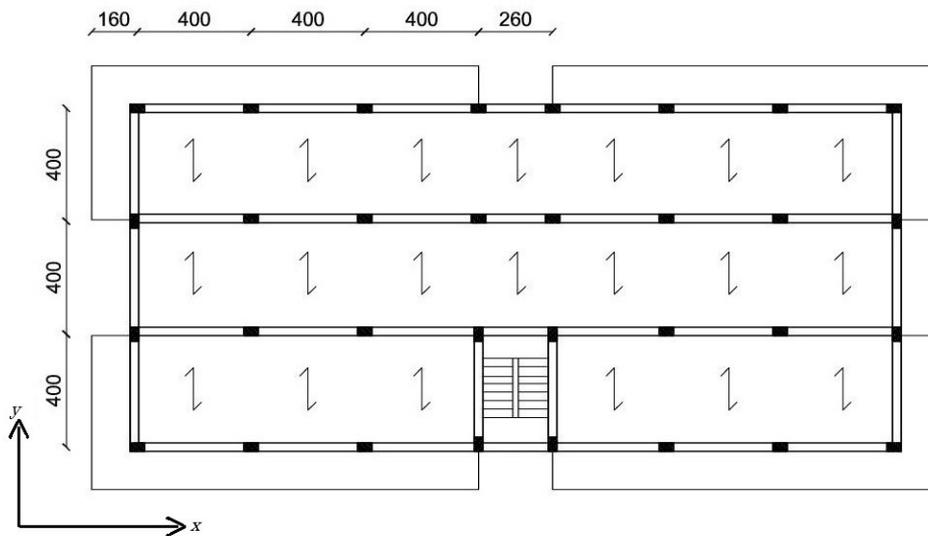


Figura 32 – Pianta dell'edificio progettato per soli carichi verticali

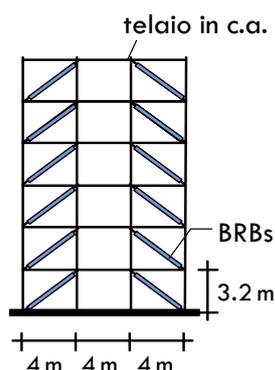


Figura 33 – Telaio estratto dall'edificio esistente:
schema geometrico del telaio in c.a. con disposizione dei BRBs

meccaniche inferiori rispetto a quelle necessarie secondo il progetto.

La pianta dell'edificio (figura 32) è di forma rettangolare, con il lato maggiore parallelo all'asse x e presenta una simmetria assiale rispetto all'asse y . Essa è caratterizzata in direzione x da quattro telai di sette campate ciascuno, mentre in direzione y presenta due telai di tre campate e due telai di una campata ciascuno, che racchiudono il corpo scala.

Poiché la maggior parte degli elementi strutturali sono disposti lungo la direzione x , la struttura risulta debole e flessibile nei confronti dell'azione sismica diretta lungo l'asse y . Per tale motivo il metodo di progetto proposto è stato applicato ai telai esterni disposti nella direzione y , ciascuno dei quali è denominato, a seconda delle caratteristiche assunte per il calcestruzzo impiegato nella realizzazione, Telaio CV1 o Telaio CV2.

L'edificio analizzato è a sei impalcati, ha copertura piana ed è caratterizzato da un'altezza interpiano pari a 3.20 m. Il telaio estratto dall'edificio presenta tre campate di 4.0 m di luce ciascuna. L'intervento di adeguamento ipotizzato prevede l'inserimento di BRBs diagonali concentrici nelle campate laterali del telaio. Lo schema geometrico del telaio è mostrato in figura 33, insieme alla disposizione dei BRBs all'interno delle campate.

L'intervento di adeguamento con BRBs è progettato supponendo che questo telaio sostenga il 30% dell'azione sismica totale in direzione y . Il

Tabella 1 – Valori caratteristici dei carichi per telai progettati per soli c.v.

		Carichi permanenti	Carichi variabili
Solai	kN/m ²	5.05	2.00
Balconi	kN/m ²	4.05	4.00
Scala	kN/m ²	6.77	4.00
Tamponatura	kN/m	8.60	

60% dell'azione sismica si suppone quindi portata dal complesso dei due telai perimetrali e il restante 40% dai telai in direzione y adiacenti alla scala.

Considerando tutti i carichi gravitazionali applicati alla struttura, la massa di ciascun piano del telaio è assunta pari a 102.37 t. La massa sismica che compete, per ogni traverso, al telaio oggetto di adeguamento è, quindi, di 30.71 t. I carichi gravitazionali sono calcolati come combinazione sismica di carichi permanenti g_k e carichi variabili $\psi_2 q_k$. Per l'analisi dei carichi gravitazionali⁹ riferiti a solai, balconi, scala e tamponatura esterna sono utilizzati i valori caratteristici riportati in tabella 1.

La tabella 2 riporta la dimensione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali, in particolare di travi e pilastri, questi ultimi distinti in pilastri perimetrali e centrali. Tali sezioni trasversali sono il risultato di un progetto simulato condotto secondo la normativa italiana vi-

Tabella 2 – Dimensioni delle sezioni trasversali (b x h in cm) degli elementi dei telai in c.a. progettati per soli carichi verticali

Piano	Travi	Pilastri perimetrali	Pilastri centrali
6°	30 x 60	30 x 30	30 x 30
5°	30 x 60	30 x 30	30 x 30
4°	30 x 60	30 x 30	30 x 30
3°	30 x 60	35 x 30	30 x 40
2°	30 x 60	40 x 30	30 x 50
1°	30 x 60	50 x 30	30 x 60

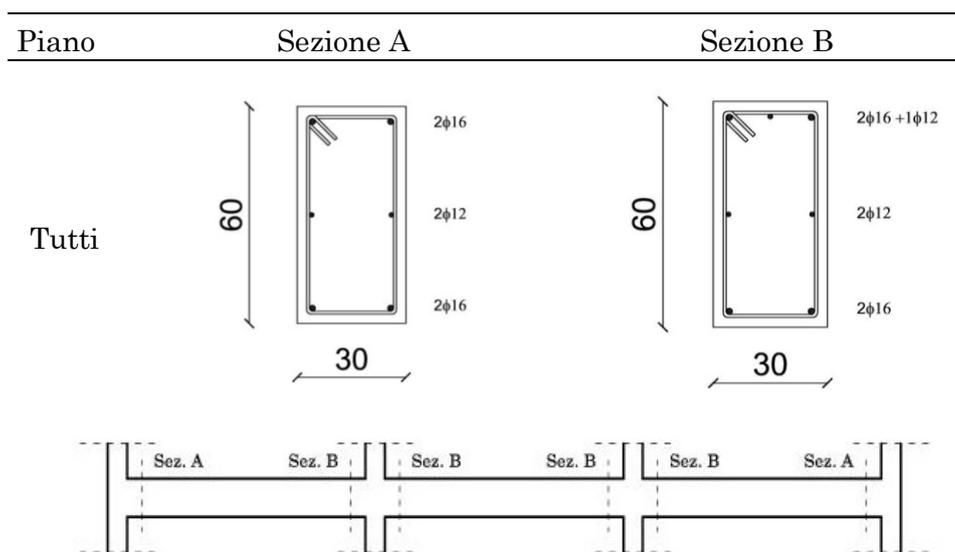


Figura 34 – Sezioni delle travi per il telaio progettato per carichi verticali

gente negli anni '70 del secolo scorso^{53,54} applicando il metodo delle tensioni ammissibili.

Nelle figure 34 e 35 sono riportate le dimensioni delle sezioni trasversali e le armature disposte in travi e pilastri del telaio.

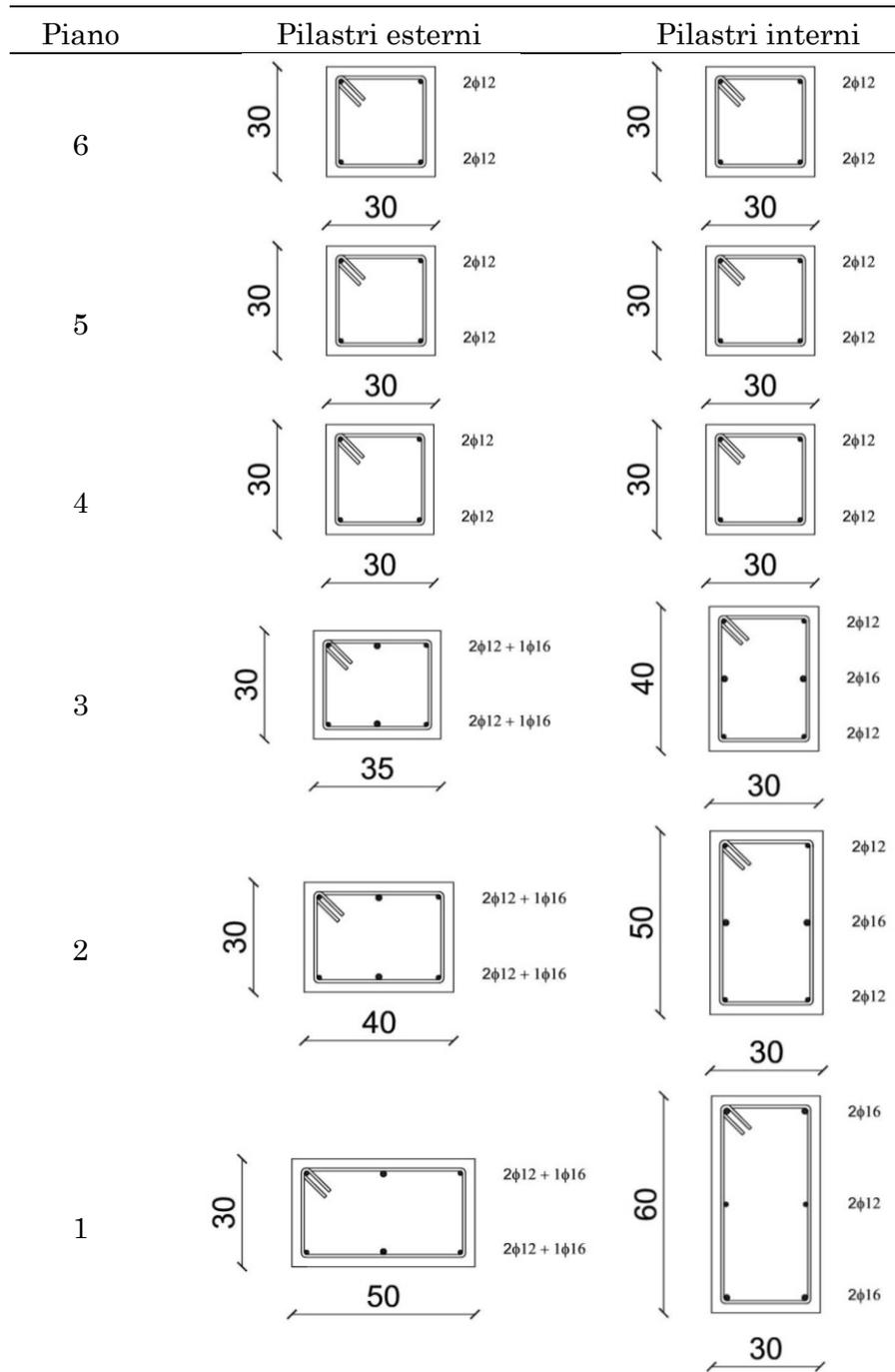


Figura 35 – Sezioni dei pilastri per il telaio progettato per c.v.

Il progetto simulato dell'edificio è condotto supponendo di utilizzare per gli elementi strutturali un calcestruzzo dotato di un valore caratteristico della resistenza a compressione a 28 giorni $R_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 21$ MPa e coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$. L'acciaio di armatura trasversale e longitudinale consiste in barre ad aderenza migliorata (acciaio di tipo FeB38k), con una tensione caratteristica di snervamento f_{yk} pari a 375 MPa, un modulo di Young $E_s = 210000$ MPa e un coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$.

2.1.2. Caratteristiche dei materiali per i telai CV1 e CV2

Nella fase di modellazione dei telai per l'esecuzione dell'intervento di adeguamento sismico, al telaio CV1 è assegnato un valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo calcolato come:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8[\text{MPa}] \quad (3.1)$$

ossia pari a $f_{cm} = 29$ MPa.

Al calcestruzzo è assegnato inoltre un coefficiente di Poisson ν pari a 0.5 e un modulo di Young $E_{cm} = 30280$ MPa risultante dall'espressione prevista dalla normativa:

$$E_c = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (3.2)$$

nella quale il valore di f_{cm} è espresso in MPa.

Il telaio CV2 è utile a simulare una difettosa realizzazione della struttura, situazione possibilmente riscontrabile in un edificio esistente che necessiti di adeguamento. Per tale motivo si suppone che il telaio CV2 sia geometricamente identico al telaio CV1 nelle dimensioni delle sezioni trasversali degli elementi strutturali e nella disposizione delle armature, risultanti dal medesimo progetto per carichi verticali, ma che sia realizzato con un calcestruzzo di qualità inferiore rispetto a quella prevista dal progetto. Nel modello di calcolo adottato per il progetto di adeguamento sismico del telaio CV2, travi e pilastri sono realizzati assegnando un valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo risultante dalle indagini sui materiali pari a $f_{cm} = 20$ MPa. Il modulo di Young, calcolato secondo l'espressione 3.2, è pari a $E_{cm} = 27085$ MPa e il coefficiente ν è assunto pari a 0.5.

Il valore medio della tensione di snervamento dell'armatura in acciaio è pari, per entrambi i telai progettati per carichi verticali, a $f_{ym} = 400$ MPa. All'acciaio sono attribuiti un modulo di Young $E_s = 210000$ MPa e un coefficiente $\nu = 0.3$.

Calcestruzzo e acciaio sono trattati secondo le indicazioni di normativa riguardo gli edifici esistenti. Pertanto si stabilisce per essi un fattore di confidenza FC corrispondente al livello di conoscenza della struttura. Il livello di conoscenza è fissato come $LC3$, indicativo di una conoscenza accurata della struttura, a cui, secondo le indicazioni delle NTC08, corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1$, assunto tale sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche del materiale costituente i BRBs, il modulo di Young e il coefficiente di Poisson dell'acciaio che li costituisce sono assunti uguali ai corrispondenti valori per l'acciaio delle armature. La tensione di snervamento dei BRBs f_y è invece determinata tramite la procedura di progetto proposta, entro un intervallo di valori ritenuto accettabile per motivi tecnologici, limitato inferiormente da $f_{y,min} = 100$ MPa e superiormente da $f_{y,max} = 235$ MPa.

Tabella 3 – Parametri meccanici adottati nel modello di telaio CV1

	Calcestruzzo	Acciaio armature	BRBs
Resistenza a compressione	$f_{cm}=29$ MPa		
Tensione di snervamento		$f_{ym}=400$ MPa	$f_y=100-235$ MPa
Modulo di Young	$E_{cm}=30280$ MPa	$E_s=210000$ MPa	$E_s=210000$ MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu=0.5$	$\nu=0.3$	$\nu=0.3$

Tabella 4 – Parametri meccanici adottati nel modello di telaio CV2

	Calcestruzzo	Acciaio armature	BRBs
Resistenza a compressione	$f_{cm}=20$ MPa		
Tensione di snervamento		$f_{ym}=400$ MPa	$f_y=100-235$ MPa
Modulo di Young	$E_{cm}=27085$ MPa	$E_s=210000$ MPa	$E_s=210000$ MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu=0.5$	$\nu=0.3$	$\nu=0.3$

Le tabelle 3 e 4 riportano in modo sintetico le caratteristiche meccaniche assegnate rispettivamente ai materiali dei telai CV1 e CV2 nel modello numerico utilizzato in fase progettuale. In particolare sono riportati i valori di: resistenza media a compressione del calcestruzzo, tensione media di snervamento dell'acciaio delle barre di armatura, intervallo di valori possibili per la tensione di snervamento dell'acciaio dei BRBs, modulo elastico e coefficiente di Poisson dei materiali.

2.2. Telaio progettato per zone a bassa sismicità

2.2.1. Caratteri geometrici e dimensionali del telaio AS

Il terzo caso studio analizzato riguarda un edificio a sei piani con copertura piana, la cui impostazione planimetrica è sostanzialmente identica alla precedente, ma che presenta una struttura portante a telaio proget-

tata per sopportare un sisma di bassa intensità. La struttura è infatti pensata come situata in una zona definita a bassa sismicità dalla normativa vigente all'epoca della realizzazione e a cui siano stati successivamente assegnati livelli più alti di accelerazione sismica. Ciò può essere imputabile a modifiche normative e, in particolare, al caso di una riclassificazione sismica del territorio avvenuta nel tempo, per cui la struttura non è più in grado di rispondere ai requisiti prestazionali previsti attualmente dalla normativa.

La pianta dell'edificio presenta, come nei casi studio precedenti, quattro telai di sette campate ciascuno in direzione x . Le sollecitazioni causate dal sisma in questa direzione si considerano, come visto per i casi di studio precedenti, distribuite sui quattro telai che sono caratterizzati da rigidzze uniformi.

Diversamente dal caso dell'edificio progettato per carichi verticali, in direzione y sono presenti otto telai. Di questi, solo i due telai perimetrali ed i due telai adiacenti al corpo scala presentano travi emergenti e pilastri disposti con la dimensione maggiore della sezione trasversale parallela all'azione del sisma, così da fornire il massimo contributo irrigidente. Gli altri quattro telai in direzione y , interni, presentano travi a

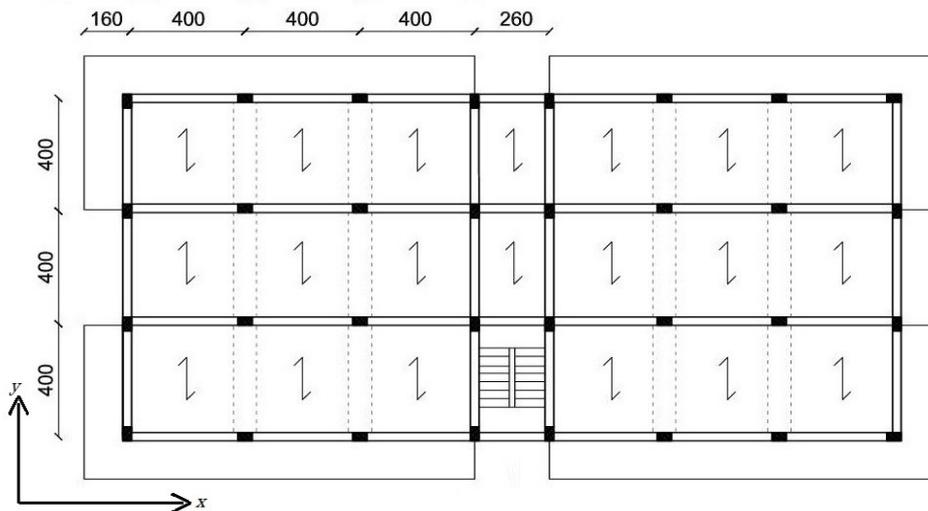


Figura 36 – Pianta dell'edificio progettato per zone a bassa sismicità

Tabella 5 – Valori caratteristici dei carichi per telai progettati per zone a bassa sismicità

		Peso proprio + Sovraccarico permanente	Sovraccarico accidentale
Travi	kN/m	1.60	
Solai	kN/m ²	5.10	2.00
Balconi/Scale	kN/m ²	4.10	4.00
Tamponatura	kN/m	8.60	

spessore e pilastri con la dimensione maggiore della sezione disposta ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica, caratteristiche che li rendono poco rigidi e scarsamente influenti nel portare le sollecitazioni causate dal sisma. Per tale motivo si considera l'azione sismica in direzione y come equamente distribuita tra i quattro telai ad essa paralleli, mentre i restanti telai in direzione y non sono considerati a fini del calcolo. Si è scelto di progettare l'intervento di adeguamento ai requisiti prestazionali richiesti dalla normativa attuale per i due telai perimetrali paralleli all'asse y , indicati nel seguito come Telai "AS". A ciascun telaio compete, pertanto, una massa sismica pari al 25% della massa totale dell'edificio.

L'edificio progettato per zone a bassa sismicità presenta sei impalcati ed è dotato di copertura piana, analogamente all'edificio progettato per carichi verticali. Le altezze interpiano e le luci delle campate sono uguali alle corrispondenti misure per il primo caso studio, riportate in figura 33. I BRBs per l'adeguamento sismico sono inseriti nelle campate esterne dei telai perimetrali su cui si è scelto di intervenire.

Anche per questo caso studio le dimensioni delle sezioni e le armature sono determinate come risultato di un progetto simulato.

I carichi gravitazionali sono calcolati come combinazione dei carichi $G_i + Q_i$, dove per l' i -esimo piano G_i rappresenta la somma del peso proprio e del sovraccarico permanente e Q_i indica il massimo sovraccarico variabile (corrispondenti ai valori caratteristici di carico previsti dalla

normativa). I valori assunti per i carichi gravitazionali riferiti a solai, balconi, scala e tamponatura esterna sono indicati in tabella 5:

La combinazione di carichi $G_i + Q_i$ è applicata linearmente sulle travi e puntualmente sui nodi del telaio, in relazione alle rispettive aree di influenza, per calcolare le sollecitazioni derivanti dai carichi verticali.

Un calcolo di predimensionamento ha fornito per i pilastri, a tutti i piani, una sezione 30 x 60 [cm] e per le travi una sezione 30 x 50 [cm] al 6°, 5° e 4° piano, 30 x 60 [cm] ai piani inferiori, come riportato anche in tabella 6.

La verifica di questo dimensionamento ed il calcolo dell'armatura necessaria per ogni sezione sono effettuati applicando il metodo delle tensioni ammissibili come previsto dal Decreto Ministeriale 16/01/1996, contenente le "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"⁵⁸.

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma è effettuata un'analisi statica con forze laterali, la cui risultante F_h è valutata come segue:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W \cdot \varepsilon \cdot \beta \quad (3.3)$$

dove

$C = (S-2)/100$ è il coefficiente di intensità sismica, che dipende dal grado di sismicità S . S è assunto pari a 6, valore prescritto dalla normativa per caratterizzare aree a bassa sismicità, per cui si ottiene $C = 0.04$;

Tabella 6 – Dimensioni delle sezioni trasversali (b x h in cm) degli elementi del telaio in c.a. progettato per zone a bassa sismicità (Telaio AS)

Piano	Travi	Pilastri perimetrali	Pilastri centrali
6°	30 x 50	30 x 60	30 x 60
5°	30 x 50	30 x 60	30 x 60
4°	30 x 50	30 x 60	30 x 60
3°	30 x 60	30 x 60	30 x 60
2°	30 x 60	30 x 60	30 x 60
1°	30 x 60	30 x 60	30 x 60

R è il coefficiente di risposta, funzione del periodo proprio di vibrazione della struttura T_0 ed è calcolato come:

$$R = \begin{cases} \frac{0.862}{T_0^{2/3}} & \text{per } T_0 > 0.8 \text{ s} \\ 1.0 & \text{per } T_0 \leq 0.8 \text{ s} \end{cases} \quad (3.4)$$

Si assume in questo caso $T_0 = 0.7708$ s, pari al periodo del primo modo di vibrazione del telaio.

I è il coefficiente di protezione sismica, assunto pari a 1;

ε è il coefficiente di fondazione, assunto pari ad 1;

β è il coefficiente di struttura, assunto pari ad 1;

W è il peso totale dell'edificio, calcolato come somma dei pesi attribuiti ai singoli traversi:

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (3.5)$$

nella quale N è il numero totale di traversi del telaio e W_i è il peso dell' i -esimo traverso.

Considerata la ripartizione delle azioni sismiche fra i quattro telai perimetrali dell'edificio, la massa da assegnare al singolo traverso di un telaio è ottenuta come porzione del 25% della massa di piano considerata per il corrispondente impalcato dell'edificio progettato per carichi verticali; il valore ottenuto è amplificato moltiplicandolo per 1.05 per tenere conto forfettariamente del maggiore peso di un impalcato progettato per resistere al sisma rispetto all'impalcato progettato per carichi verticali.

La massa di ciascun piano del telaio è pari a 341.2 t. Il peso di ciascun traverso del telaio oggetto di studio, calcolato considerando una massa di ciascun traverso del telaio pari a 89.6 t, è pari a $W_i = 878.7$ kN.

La forza orizzontale F_i da applicare in corrispondenza dell' i -esimo traverso, secondo le indicazioni di normativa, è pari a:

$$F_i = K_{hi} W_i \quad (3.6)$$

dove K_{hi} è un coefficiente dato da:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I \quad (3.7)$$

nella quale γ_i è il coefficiente di distribuzione alla quota h_i dell' i -esimo impalcato rispetto allo spiccato delle fondazioni, pari a:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (3.8)$$

Sostituendo nell'equazione 3.6 le espressioni 3.7 e 3.8 e riordinandone i fattori si ottiene:

$$F_i = C \cdot R \cdot I \cdot \sum_{j=1}^N W_j \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \frac{h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} W_i = F_h \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \frac{h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} W_i \quad (3.9)$$

Applicate le azioni al telaio, le armature delle sezioni sono dimensionate considerando la combinazione più gravosa tra le forze laterali nei due versi nel sisma e i carichi verticali per tutte le sezioni. Nelle travi, il momento flettente di progetto per le fibre inferiori è assunto come il valore massimo tra il momento di estremità e il momento in campata; inoltre, nel dimensionare i pilastri non è stato applicato il criterio di gerarchia delle resistenze.

L'armatura necessaria ottenuta dal calcolo è confrontata con l'armatura minima da assicurare su ciascun lato della sezione. Il valore minimo di armatura per lato è assunto pari allo 0.15% dell'area della sezione nel caso delle travi e allo 0.60% dell'area della sezione per i pilastri.

A ciascuna sezione è assegnato il valore massimo fra i due ottenuti, il primo relativo all'area di armatura necessaria di calcolo e il secondo all'area minima di armatura da garantire. Nella scelta del tipo e della disposizione delle barre da assegnare alle sezioni di travi e pilastri, sono utilizzate barre $\phi 14$ e $\phi 20$ poste a distanze non superiori a 25 cm.

I pilastri e le travi sono armati a taglio inserendo staffe $\phi 8$ a due bracci con passo di 15 cm, ridotto in zona critica a 10 cm. Nelle figure 37 e 38 sono riportate rispettivamente tutte le sezioni dei pilastri e delle

travi risultanti dal progetto simulato, per l'edificio esistente progettato per bassa sismicità. Per i pilastri si distingue fra sezione relativa alla testa del pilastro (sigla *T*) e sezione da assegnare al piede dell'elemento (sigla *P*).

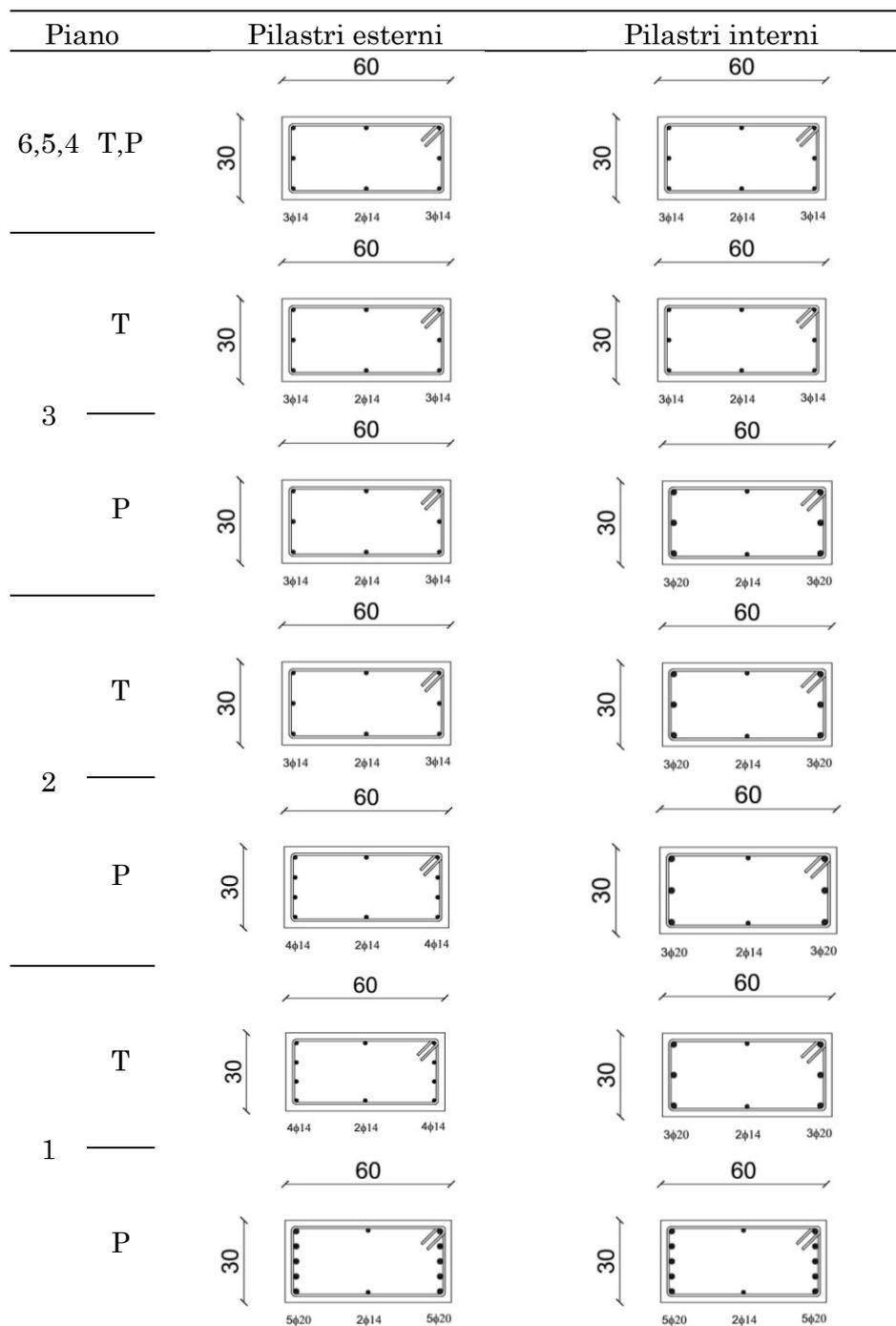


Figura 37 – Sezioni dei pilastri per il telaio progettato per bassa sismicità

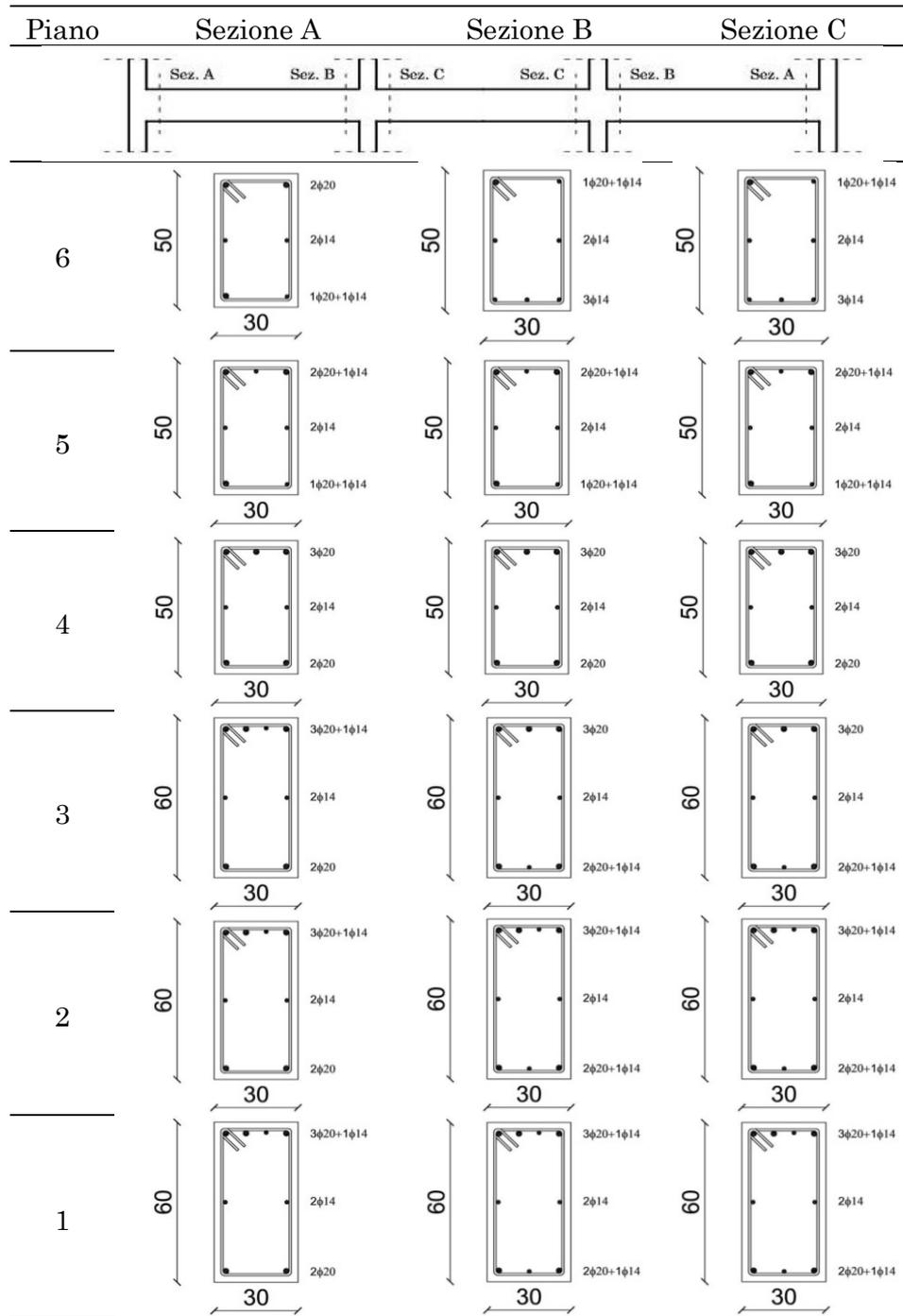


Figura 38 – Sezioni delle travi per il telaio progettato per bassa sismicità

2.2.2. Caratteristiche dei materiali per il telaio AS

Il telaio AS progettato per zone a bassa sismicità si ipotizza, analogamente al telaio CV2 progettato per carichi verticali, realizzato con un calcestruzzo di qualità inferiore rispetto a quella prevista dal progetto originario. Per la realizzazione del modello di calcolo per la fase progettuale, al telaio CV2 è assegnato pertanto un valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo, risultante dalle indagini sui materiali, pari a $f_{cm} = 20$ MPa. Il calcestruzzo è caratterizzato inoltre da un coefficiente di Poisson ν pari a 0.5 e da un modulo di Young $E_{cm} = 27085$ MPa ottenuto mediante l'espressione 3.2.

L'armatura si suppone realizzata tramite barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo FeB44k (caratterizzato da un valore caratteristico della tensione di snervamento $f_{yk} = 430$ MPa). Il valore medio della tensione di snervamento dell'armatura in acciaio è assunto pari a $f_{ym} = 450$ MPa. All'acciaio sono attribuiti un modulo di Young $E_s = 210000$ MPa e un coefficiente $\nu = 0.3$.

Anche per il telaio AS, come per i telai CV1 e CV2, il livello di conoscenza della struttura è fissato come *LC3* (conoscenza accurata), e pertanto si assume sia per il calcestruzzo che per l'acciaio un fattore di confidenza $FC = 1$.

Le caratteristiche meccaniche del materiale costituente i BRBs sono identiche a quelle fissate per i telai CV1 e CV2 e riportate nel par. 2.1.2 di questo capitolo.

La tabella 7 riporta in sintesi le caratteristiche meccaniche assegnate ai materiali del telaio AS nel modello numerico utilizzato in fase

Tabella 7 – Parametri meccanici adottati nel modello di telaio AS

	Calcestruzzo	Acciaio armature	BRBs
Resistenza a compressione	$f_{cm}=20$ MPa		
Tensione di snervamento		$f_{ym}=450$ MPa	$f_y=100-235$ MPa
Modulo di Young	$E_{cm}=27085$ MPa	$E_s=210000$ MPa	$E_s=210000$ MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu=0.5$	$\nu=0.3$	$\nu=0.3$

progettuale. Sono indicati i valori di: resistenza media a compressione del calcestruzzo, tensione media di snervamento dell'acciaio di armatura, tensione di snervamento dell'acciaio dei BRBs (intervallo di valori accettabili), modulo di Young e coefficiente di Poisson.

Per il telaio AS progettato per zone a bassa sismicità si ipotizza che, in corrispondenza dell'intervento di adeguamento sismico, si abbia anche un cambio di destinazione d'uso dell'edificio, che comporti un incremento della massa attribuita a ciascun traverso pari al 25% in più rispetto alla massa originaria.

2.3. Modellazione dei telai per i tre casi studio

Il modello di calcolo utilizzato per i progetti di adeguamento sismico dei casi studio e le relative analisi modali e statiche non lineari sono realizzati mediante il programma "TEL2008" sviluppato dal prof. Ghersi dell'Università di Catania³².

Nel modello numerico elastico adottato per la determinazione della domanda di spostamento e della resistenza richiesta, travi e pilastri sono simulati mediante elementi alla De Saint Venant. I pilastri sono vincolati alla base con vincoli di incastro. Tutti i nodi appartenenti allo stesso traverso sono vincolati ad avere gli stessi spostamenti orizzontali. A ciascuno degli elementi utilizzati per la modellazione di travi e pilastri sono assegnati, con riferimento a ciascuna delle sezioni di estremità, il valore dell'area della sezione trasversale e il momento d'inerzia corrispondente. I BRBs sono modellati come elementi pendolari a sezione costante, con area della sezione trasversale $A_{eq,i}$.

Per tenere conto della possibilità di plasticizzazione degli elementi, nel modello numerico da sottoporre ad analisi statica non lineare per la determinazione delle capacità di spostamento e del taglio resistente, i pilastri e le travi sono modellati tramite elementi "trave" con le caratteristiche di rigidezza già presenti nel modello elastico e con plasticità concentrata agli estremi. Per la definizione delle cerniere plastiche di estremità, sono assegnati dei domini di resistenza alle sezioni corrispondenti ai nodi iniziale e finale di ciascun elemento pilastro o trave. In particolare, sono assegnati dei domini di resistenza per flessione e taglio differenziabili per i due estremi dell'elemento, corrispondenti a

domini del tipo MV1 previsto dal programma Tel2008. Per la loro definizione si è assunto un comportamento elasto-plastico, assegnando a ciascuna estremità dell'elemento i valori di momento plastico positivo, momento plastico negativo e taglio resistente.

Il momento plastico delle sezioni dei pilastri è pari alla resistenza a flessione del pilastro, calcolata applicando la formula 2.14, in corrispondenza dello sforzo normale ottenuto per i carichi verticali in combinazione sismica. Questa resistenza a flessione è determinata in base ai valori medi della resistenza a compressione del calcestruzzo e della tensione di snervamento dell'armatura longitudinale.

Il momento plastico resistente delle sezioni delle travi è valutato tramite la formula approssimata:

$$M_{Rd} = 0.9 \cdot (h - C) \cdot A_s \left(\frac{f_{ym}}{FC} \right) \quad (3.10)$$

nella quale

h è l'altezza della sezione;

C è il copriferro di calcolo, pari alla distanza fra l'asse delle barre longitudinali di armatura e lo spigolo della sezione;

A_s è l'area di armatura tesa disposta sul lato della sezione;

f_{ym} è la tensione di snervamento media dell'acciaio delle barre.

Il taglio resistente da assegnare alle sezioni di pilastri e travi per la definizione dei domini di resistenza è valutato tramite la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \left[0.9 \cdot (h - C) \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \left(\frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} \right) \cot \theta \right] \cdot \frac{H_n}{H_{int}} \quad (3.11)$$

nella quale il valore medio della tensione di snervamento dell'acciaio delle armature f_{ym} è diviso per il coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio γ_s , oltre che per il fattore di confidenza FC , in quanto il meccanismo locale di collasso a taglio si considera come meccanismo di rottura fragile, a differenza del meccanismo di plasticizzazione a flessione che si configura come duttile. Nell'espressione 3.11, inoltre:

A_{sw} è l'area complessiva delle staffe a taglio;

- s è il passo delle staffe;
- γ_s e γ_c sono i coefficienti parziali di sicurezza per l'acciaio e per il calcestruzzo e valgono $\gamma_s = 1.15$ e $\gamma_c = 1.5$;
- H_n/H_{int} è il rapporto fra altezza interpiano al netto delle travi e altezza interpiano;
- $\cot\theta$ è ottenuto mediante la seguente espressione:

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{b \cdot \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} \cdot v \cdot \alpha_c}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s}} - 1} \quad (3.12)$$

e deve risultare $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$.

Nell'espressione di $\cot\theta$ il coefficiente v è pari a 0.5 e il coefficiente α_c , che dipende dallo sforzo assiale normalizzato (in valore assoluto) agente sulla sezione $\sigma_{cp} = N/(b \cdot h)$, è espresso come:

$$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cm}/(FC \cdot \gamma_c)} \quad (3.13)$$

Per i pilastri N è lo sforzo normale da carichi verticali valutato in base al criterio delle aree di influenza e ai carichi unitari corrispondenti alla combinazione sismica; per le travi N è nullo, per cui α_c assume valore unitario.

Il comportamento incrudente dei BRBs in campo post-elastico rileva soprattutto in quanto determina una trasmissione delle sollecitazioni dai controventi ai pilastri crescente all'aumentare della duttilità dei BRBs. Ciò ha come conseguenza una riduzione della capacità rotazionale della sezione di estremità del pilastro e, dunque, una diminuzione dello spostamento di interpiano limite. Per tenere conto del comportamento dei BRBs in fase progettuale, si è utilizzato quindi un legame forza-duttilità bilineare di tipo elasto-plastico con incrudimento cinematico, come descritto nel par. 6.3 del cap. 2.

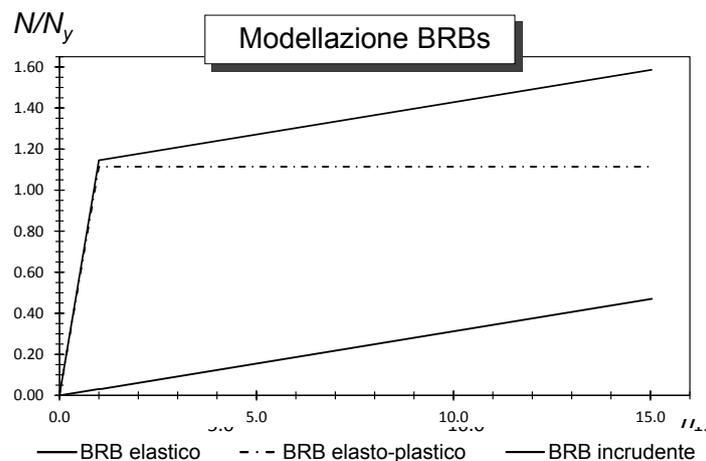


Figura 39 – Comportamento delle aste costituenti il BRB incrudente

Al fine di simulare controventi con un legame costitutivo elasto-plastico incrudente attraverso il TEL2008, ciascun BRBs è modellato tramite una coppia di aste con nodi di estremità coincidenti, una dal comportamento elastico-perfettamente plastico e una dal comportamento infinitamente elastico. Le caratteristiche delle due aste sono determinate in modo tale che, per la sovrapposizione dei loro effetti, a ciascun livello deformativo corrisponda lo sforzo normale competente al legame *elasto-plastico* incrudente corretto, come rappresentato in figura 39. L'incrudimento cinematico, che include anche gli effetti dell'incrudimento isotropo¹⁵, è calibrato in modo che il rapporto N / N_y sia uguale a 1.15 e 1.59 quando la domanda di duttilità dei BRB è pari a 1 e 15, rispettivamente. La resistenza assiale allo snervamento $N_{y,i}$ deriva dal prodotto dell'area equivalente $A_{eq,i}$ per la tensione equivalente $f_{y,eq,i}$ risultanti all' i -esimo piano dal progetto di adeguamento.

Alle aste dei BRBs con legame elasto-plastico perfetto si è assegnato il tipo di dominio N1 previsto dal programma di calcolo, che richiede la definizione dello sforzo normale resistente a trazione e a compressione. Poiché il comportamento dei BRBs è considerato simmetrico per le sollecitazioni di trazione e di compressione, i due valori sono assunti uguali fra loro.

Alle aste infinitamente elastiche, geometricamente coincidenti con le prime, si è assegnato un dominio di tipo “INF” previsto dal TEL2008 per indicare l’assegnazione di una resistenza infinita. A partire dai parametri del modello di BRB tarato sui dati sperimentali, la rigidezza K_{el} dell’asta infinitamente elastica è calcolabile come:

$$K_{el} = \frac{(1.59 - 1.15) N_y}{14 \Delta l_y} \quad (3.14)$$

dove Δl_y è l’allungamento assiale del BRB corrispondente allo snervamento. Tale allungamento si può scrivere in funzione dell’ A_{eq} , come:

$$\Delta l_y = \frac{N_y}{E_s A_{eq}} L_{BRB} \quad (3.15)$$

Sostituendo questa espressione alla 3.14 si ottiene:

$$K_{el} = \frac{0.44 E_s}{14 L_{BRB}} A_{eq} \quad (3.16)$$

Noto il valore di K_{el} dalla 3.14, si ricava l’area A_{el} da assegnare all’asta dal comportamento infinitamente elastico, che risulta pari a:

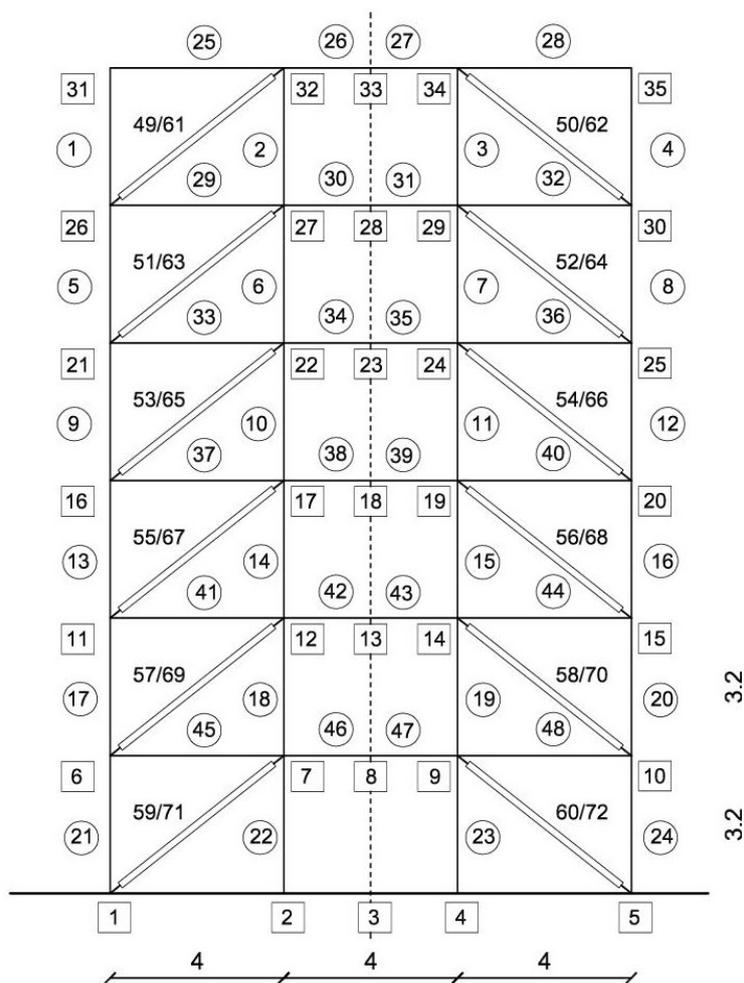
$$A_{el} = \frac{14 K_{el}}{0.44 E_s} L_{BRB} \quad (3.17)$$

L’area A_{el} dell’asta elastica rappresenta un’aliquota dell’area equivalente A_{eq} calcolata per avere un comportamento complessivo elasto-plastico incrudente. Poiché l’area A_{eq} di un singolo BRB è data dalla somma dell’area della sezione trasversale dell’asta elastica e di quella dell’asta elasto-plastica:

$$A_{eq} = A_{el} + A_{el,pl} \quad (3.18)$$

si ricava per differenza l’area $A_{el,pl}$ da assegnare al BRB dal comportamento elasto-plastico perfetto:

$$A_{el,pl} = A_{eq} - A_{el} \quad (3.19)$$



Legenda:

□ n Nodi (tot.35)

○ n Aste (pilastri da 1 a 24, travi da 25 a 48)

BRB/BRBDouble (da 49 a 60/da 61 a 72)

Figura 40 – Schema del modello di telaio adottato in fase progettuale

Il modello geometrico adottato per i telai, valido per i tre casi studio analizzati, è riportato schematicamente in figura 40, con l'indicazione

dei numeri progressivi attribuiti ai nodi ed alle aste di pilastri, travi e BRBs. Per quanto riguarda i controventi, sono indicati come “BRB” gli elementi a comportamento elasto-plastico perfetto e come “BRBDouble” gli elementi a comportamento infinitamente elastico.

Per valutare la risposta del sistema all’azione sismica è utilizzata l’analisi modale con spettro di risposta, applicando il metodo di combinazione SRSS (cfr. cap. 2 par. 2). L’input sismico è dato dallo spettro elastico proposto dall’Eurocodice 8 per il suolo di tipo C ed è caratterizzato da un’accelerazione di picco al suolo α_g pari a 0.44 g per un sisma con probabilità di superamento $P_{vr} = 5\%$ in 50 anni. Questa intensità sismica è suggerita dalle appendici nazionali italiane all’EC8 per il progetto di strutture ubicate in aree ad alta sismicità. Lo smorzamento della struttura è assunto pari al 5.00%.

La capacità di spostamento $\Delta_{l,i}$ è valutata per ogni piano, secondo quanto descritto nel par. 3.2 del cap. 2. La resistenza laterale del telaio nudo $V_{Rd,BF,i}$ è calcolata ad ogni piano tramite analisi *pushover*, per le quali è adottato uno schema di carico con forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrazione, secondo quanto riportato nel par. 5.2 del cap. 2.

3. Progetti di adeguamento realizzati

I telai CV1, CV2 e AS fin qui descritti, progettati rispettivamente per carichi verticali - con resistenze adeguate o non adeguate del calcestruzzo - e per zone a bassa sismicità, sono utilizzati come casi studio per progetti di adeguamento sismico condotti secondo il metodo descritto nel capitolo 2. Il progetto di adeguamento dei telai è effettuato considerando diversi valori dei parametri progettuali, ossia del rapporto $\Delta_{d,i} / \Delta_{SL,i}$ fra *drift* di progetto e *drift* limite ai diversi piani e, per ciascuno essi, diversi valori del fattore di struttura q . Si è scelto di progettare gli interventi di adeguamento per rispondere ai livelli prestazionali previsti dalla normativa per lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SL-C).

Per i tre casi studio, lo spostamento di interpiano di progetto $\Delta_{d,i}$ è assunto pari a 0.6 $\Delta_{SL,i}$, 0.8 $\Delta_{SL,i}$, 1.0 $\Delta_{SL,i}$, con distribuzione costante lungo l’altezza.

Il fattore di struttura q è assunto pari a 5, 7, 9, 11, 13, $+\infty$ per il telaio AS progettato per bassa sismicità. Per i telai CV1 e CV2 progettati per carichi verticali si è assunto in aggiunta anche il valore $q = 4$. Per approssimare il valore di q idealmente infinito, al fine di rimuovere il requisito di resistenza nella progettazione, in questo studio si è assunto il fattore di struttura q pari a 50.

Si riporta in tabella 8 la sintesi dei progetti effettuati per adeguare i telai CV1 e CV2 e in tabella 9 il riepilogo dei progetti relativi al telaio AS. Sono indicati con una spunta i casi in cui si è ottenuta la convergenza delle aree e delle tensioni, con una riduzione della domanda al di sot-

Tabella 8 – Progetti per i telai CV1 e CV2

q	Telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa)			Telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa)		
	$(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = \text{costante}$			$(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = \text{costante}$		
	0.60	0.80	1.00	0.60	0.80	1.00
4	✓	✓	✓		✓	✓
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
7	✓	✓	✓	✓	✓	✓
9	✓	✓	✓	✓	✓	✓
11	✓	✓	✓	✓	✓	✓
13	✓	✓	✓	✓	✓	✓
$+\infty$	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Tabella 9 – Progetti per i telai AS

q	Telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa)		
	$(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = \text{costante}$		
	0.60	0.80	1.00
5		✓	✓
7	✓	✓	✓
9	✓	✓	✓
11	✓	✓	✓
13	✓	✓	✓
$+\infty$	✓	✓	✓

to dei *drift* di progetto.

Inoltre, per il solo telaio CV2 progettato per carichi verticali con resistenza $f_{cm} = 20$ MPa e per il solo caso $q = +\infty$, è condotta una serie aggiuntiva di progetti con distribuzioni del rapporto fra *drift* di progetto e limite non costanti lungo l'altezza del telaio. Questi progetti sono realizzati al fine di indagare ulteriori possibilità di ottimizzazione della risposta del telaio adeguato al variare del parametro progettuale $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ rispetto ai casi fin qui descritti. Nei progetti aggiuntivi il rapporto $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ è pari 0.6 al solo primo piano (pari a 1/6 dei piani) oppure ai due o tre piani inferiori del telaio (pari 1/3 o a 1/2 dei piani rispettivamente) ed è linearmente crescente nei piani superiori, fino al valore di 0.8 oppure di 1.00 all'ultimo piano.

Ciascuno dei progetti di questa serie aggiuntiva è identificato con una sigla del tipo $n(m)Lp$, nella quale:

- il primo numero, n , è riferito al parametro progettuale per il primo piano ed pari a $100 * (\Delta_d / \Delta_{SL})_1$; pertanto in tutti i progetti aggiuntivi effettuati n vale 60;
- la cifra entro parentesi indica il numero m di piani a partire dal piano 1 per i quali il rapporto $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ è mantenuto costante ed è presente solo se $m \geq 2$;
- la lettera L indica che per i piani di indice $i > m$ la distribuzione del rapporto $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ è lineare;
- l'ultimo numero, p , è pari a $100 * (\Delta_d / \Delta_{SL})_N$, dove N è il numero totale di piani del telaio; è riferito quindi al valore assunto dal parametro di progetto all'ultimo piano, per cui nei progetti aggiuntivi effettuati p vale 80 oppure 100.

Tabella 10 – Distribuzioni del parametro $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$
per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = +\infty$

Distr. Piano	60L80	60L100	60(2)L80	60(2)L100	60(3)L80	60(3)L100
6	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00
5	0.76	0.92	0.75	0.90	0.73	0.87
4	0.72	0.84	0.70	0.80	0.67	0.73
3	0.68	0.76	0.65	0.70	0.60	0.60
2	0.64	0.68	0.60	0.60	0.60	0.60
1	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60

I valori del parametro $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ con distribuzione non costante, utilizzati per la serie aggiuntiva di progetti ora descritta, sono riportati in tabella 10 al variare dell'altezza.

Il metodo di progetto proposto ha permesso in tutti i casi analizzati di ottenere configurazioni di BRBs tali da ridurre la domanda di spostamenti al di sotto della capacità.

4. Controventi ottenuti dai progetti

Nelle pagine seguenti sono riportati alcuni esempi dei risultati dei progetti di adeguamento effettuati, in termini di aerea equivalente della sezione trasversale $A_{eq,i}$ e di resistenza allo snervamento $N_{y,i}$ assegnate al singolo controvento del piano i -esimo. Tutti i risultati in termini di A_{eq} , $f_{y,eq}$ e N_y dei progetti effettuati sono riportati per esteso nell'appendice A.

I due casi mostrati si riferiscono ai progetti effettuati sul telaio CV2 progettato per carichi verticali con $f_{cm} = 20$ MPa, utilizzando il parametro progettuale $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ pari a 0.6 (figure 41, 43 e 45) e a 0.8 (figure 42, 44 e 46). Si è scelto di descrivere con maggiore dettaglio questi due casi, rinviando all'appendice A per la consultazione dei risultati numerici e dei grafici relativi a tutti gli altri casi, in quanto il caso del telaio esistente CV2 con resistenza inadeguata si suppone essere il più lontano dai requisiti prestazionali previsti dalla normativa sismica.

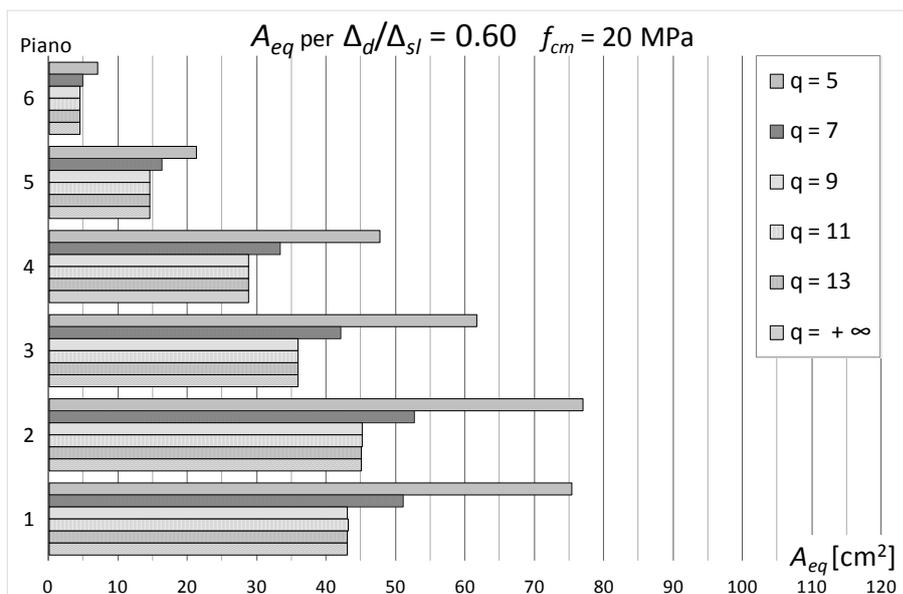


Figura 41 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

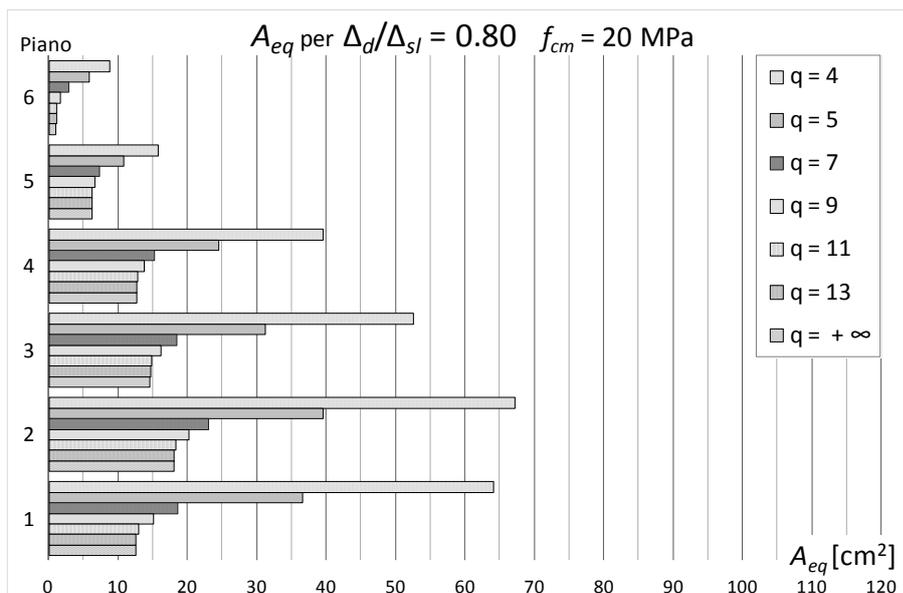


Figura 42 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

Nei grafici relativi alle aree equivalenti (figure 41 e 42), in ascissa è riportata l'area equivalente assegnata alla fine del progetto di adeguamento alla sezione trasversale di un singolo BRB e in ordinata è riportato il numero del piano in cui il BRB è disposto. Per ciascun valore del fattore di struttura q il grafico permette di leggere i valori e la distribuzione delle aree dei BRBs necessarie per l'adeguamento, al variare dei piani. Per il caso con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ (figura 41) la distribuzione delle aree dei controventi in altezza segue un andamento crescente passando dagli ultimi piani ai più bassi. Questo andamento è confermato anche per il caso con $(\Delta_d / \Delta_{st})_i$ pari a 0.8 (figura 42).

Confrontando le barre appartenenti a ciascun gruppo relativo ad un piano, si evidenzia l'influenza che una variazione del fattore di struttura q esercita sulle aree equivalenti ottenute dai progetti di adeguamento. L'utilizzo di fattori di struttura bassi ($q = 4$ o 5) determina valori delle aree necessarie più elevati rispetto all'uso di valori di q alti; ciò è diretta conseguenza di una maggiore richiesta in termini di soddisfacimento del requisito di resistenza per q bassi, che viene meno al crescere del fattore di struttura. Superato un certo valore di q , ulteriori incrementi dal valore stesso non determinano alcun ulteriore incremento delle aree e ciò indica che, al di sopra di tale soglia del fattore di struttura, il progetto non è più governato dalla resistenza ma converge verso valori delle aree determinati unicamente per il soddisfacimento di requisiti sugli spostamenti. Ciò permette di leggere il risultato di una progettazione effettuata solo sulla base di controlli sugli spostamenti (*drift* del telaio e duttilità dei BRBs) rimuovendo il controllo delle resistenze.

Il confronto fra i risultati dei progetti in termini di aree equivalenti delle sezioni dei BRBs progettati utilizzando un parametro $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ pari a 0.6 e quelli ottenuti per $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ permette di evidenziare l'influenza che il requisito sugli spostamenti esercita sull'esito della progettazione. Si nota che, a parità di fattore di struttura q , i progetti eseguiti con un requisito più restrittivo sulle rigidezze, ossia con valori $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ pari a 0.6, determinano aree equivalenti sensibilmente più elevate rispetto a quelle necessarie per progetti effettuati con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$; ciò avviene in quanto la maggiore riduzione degli spostamenti d'interpiano di progetto Δ_d rispetto agli spostamenti limite Δ_{SL}

che si ha per $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ comporta la necessità di aggiungere una maggiore quantità di rigidità laterale alla struttura.

L'analisi dei grafici che descrivono i risultati dei progetti in termini di tensione di snervamento equivalente, $f_{y,eq}$ (figure 43 e 44) permette di mostrare l'andamento di tale caratteristica dei BRBs lungo l'altezza dell'edificio e l'influenza dei parametri progettuali q e $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ sull'esito dei progetti di adeguamento. In ascissa sono riportati i valori della tensione di snervamento $f_{y,eq,i}$ assegnata al termine della procedura progettuale ai BRBs del piano di indice i e in ordinata è riportato il relativo piano del telaio.

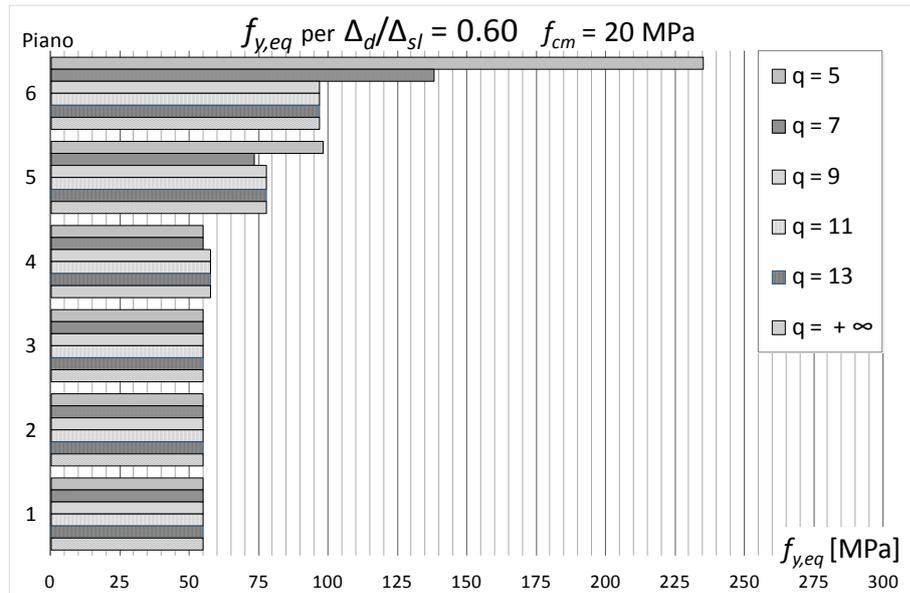


Figura 43 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

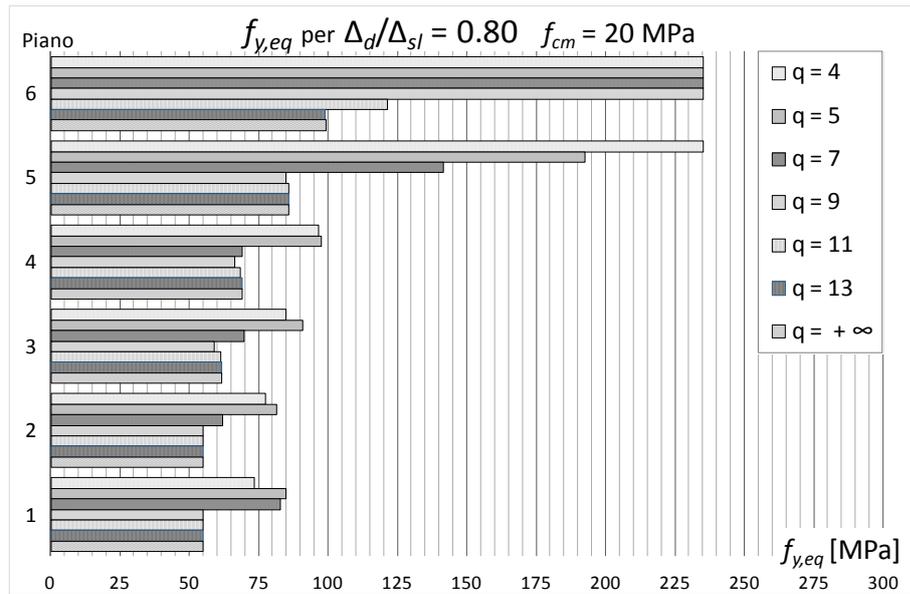


Figura 44 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

Nei casi mostrati le tensioni di snervamento assumono ai piani inferiori valori più bassi e in alcuni casi pari ai minimi consentiti e progressivamente crescenti verso i piani superiori. Il confronto fra le barre con diverse campiture presenti ai vari piani in uno stesso grafico permette di leggere l'influenza del fattore di struttura q adottato in fase progettuale sulla tensione $f_{y,eq,i}$ necessaria per i BRBs. La figura 43 relativa al caso $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ evidenzia che per valori di q bassi le tensioni $f_{y,eq}$ tendono ad aumentare maggiormente ai piani alti rispetto a quanto avviene per valori di q elevati; in alcuni casi si raggiungono i valori massimi consentiti. Inoltre, analogamente a quanto notato a proposito delle aree equivalenti, al di sopra di certi valori di q l'esito dei progetti in termini di tensione di snervamento equivalente non è più influenzato dal fattore di struttura stesso; in questi casi al crescere di q si converge verso valori di $f_{y,eq}$ dettati dal soddisfacimento del requisito sulla duttilità o dai minimi consentiti per motivi tecnologici. Ciò è confermato anche dalla figura 44 relativa al caso $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, nella quale si nota anche che la soglia di valori di q al di sopra della quale il progetto converge verso un approccio ai soli spostamenti cambia, divenendo più alta rispetto al caso precedente.

Il confronto fra i due grafici in figura 43 e figura 44 permette di evidenziare l'influenza del parametro progettuale $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$, che assume rispettivamente i valori di 0.6 e 0.8, sull'esito della progettazione dei BRBs. L'utilizzo di $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ determina tensioni di snervamento equivalenti tendenzialmente più basse rispetto ai casi in cui si assume $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ in fase progettuale. La differenza si evidenzia maggiormente ai piani più alti e per fattori di struttura più bassi.

Le figure 45 e 46 riguardano gli esiti dei progetti di adeguamento dei due casi descritti (telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa e $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ pari a 0.6 oppure 0.8, in termini di resistenza assiale allo snervamento $N_{y,i}$ assegnata al singolo BRB di ciascun piano del telaio controventato. Poiché il valore della resistenza assiale del BRB progettato è dato dal prodotto dell'area della sezione trasversale A_{eq} per la tensione di snervamento equivalente, l'andamento di N_y lungo l'altezza del telaio è diretta conseguenza delle distribuzioni in altezza assunte da tali grandezze. Nei casi mostrati si nota un andamento dei valori di resistenza assiale dei BRBs

crescente dall'alto verso il basso, eventualmente con un picco al secondo piano solo per il caso $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$.

L'utilizzo di un approccio puro ai soli spostamenti, indicato nei grafici dai valori più elevati o pari $+\infty$ del fattore di struttura q , comporta la necessità di assegnare ai BRBs per l'adeguamento della struttura resistenze assiali limitate, se confrontate con quelle ottenute da un approccio ibrido. L'utilizzo di valori bassi di q , indice di un approccio alla progettazione basato sul controllo della resistenza oltre che della duttilità e dei *drift*, comporta invece la necessità di garantire resistenze assiali più elevate.

La lettura congiunta delle figure 45 e 46 mostra inoltre che, a parità di fattore di struttura q adottato, le resistenze assiali assegnate ai BRBs si riducono passando dai progetti eseguiti con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ pari a 0.6 a quelli realizzati utilizzando questo parametro in valore pari a 0.8.

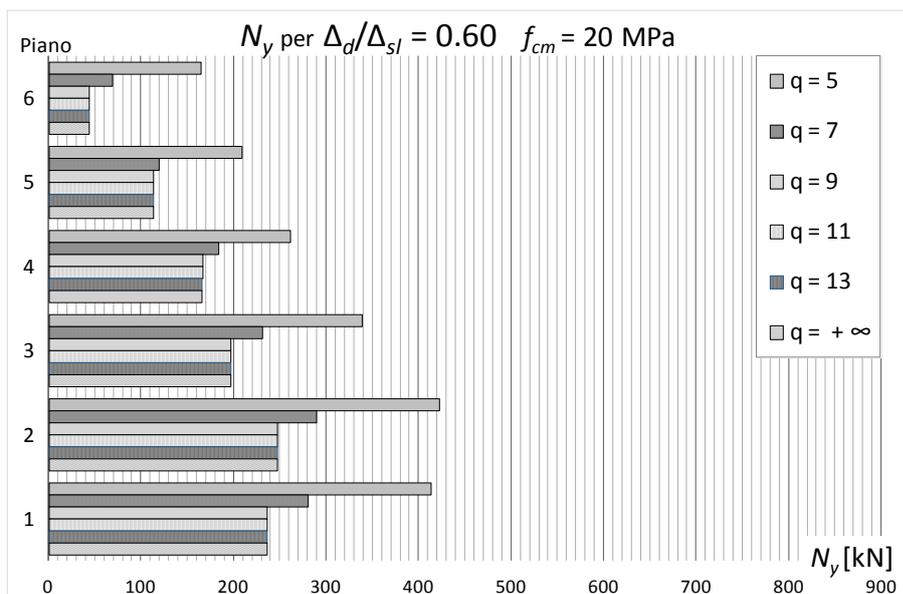


Figura 45 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

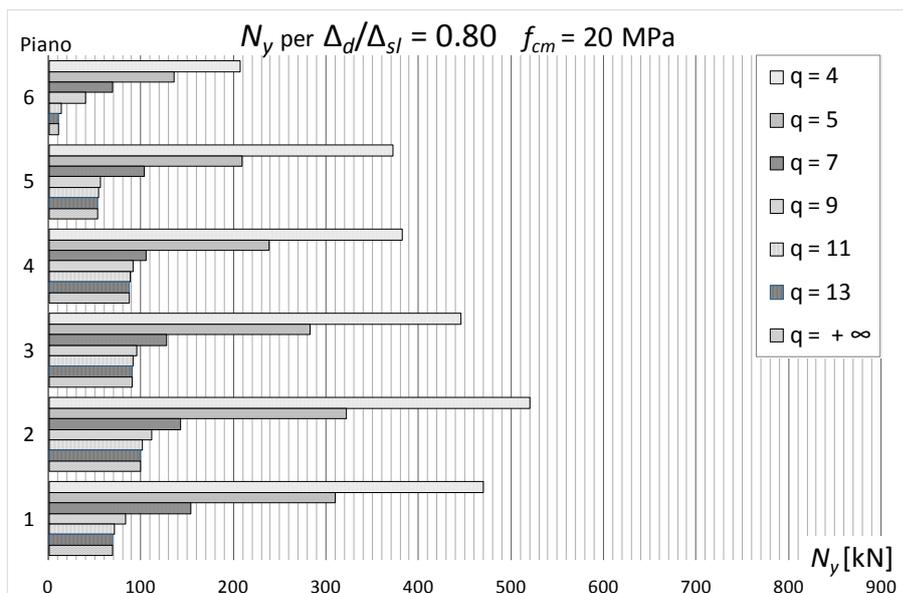


Figura 46 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

Le considerazioni fatte in questo capitolo su alcuni esiti della progettazione degli interventi di adeguamento possono essere estese senza sostanziali differenze anche agli altri progetti, che per brevità non sono qui presentati in dettaglio.

E' in ogni caso da notare che, per il telaio CV1 progettato per carichi verticali e realizzato con un calcestruzzo di resistenza adeguata ($f_{cm} = 29$ MPa), si ottengono BRBs caratterizzati da aree equivalenti che presentano un andamento analogo a quello evidenziato per il telaio CV2, ma con valori inferiori. Le tensioni di snervamento equivalenti ottenute per i progetti eseguiti sul telaio CV1 presentano distribuzioni in altezza analoghe a quelle ottenute per il caso del telaio CV2 descritto in questo capitolo, ma con valori più elevati. Ne risultano infine valori di resistenza assiale allo snervamento inferiori e con analogha distribuzione rispetto al caso del telaio CV2.

Per i progetti effettuati sul telaio AS e riportati in appendice A, si può notare come l'andamento delle aree equivalenti dei BRBs lungo l'altezza del telaio sia crescente verso il basso, con valori superiori a quelli ottenuti per il telaio CV2 progettato per carichi verticali; in diversi casi non sono necessari controventi all'ultimo piano. Le tensioni di snervamento dei controventi sono leggermente inferiori rispetto al caso del telaio CV2; ne risultano infine resistenze assiali dei BRBs notevolmente superiori a quelle ottenute per il telaio CV2. L'adeguamento della struttura progettata per azioni sismiche di bassa intensità risulta maggiormente oneroso, in termini quantitativi ed economici, rispetto all'adeguamento di una struttura progettata per soli carichi verticali. Questa affermazione, che può apparire paradossale, è giustificata dal fatto che l'incremento di rigidezza necessario per riportare gli spostamenti richiesti dal sisma al di sotto degli spostamenti disponibili della struttura dipende anche dalla rigidezza di cui il telaio da adeguare è dotato prima dell'intervento: se la rigidezza del telaio nudo è bassa è sufficiente un intervento limitato con inserimento dei BRBs per portarla a livelli soddisfacenti; se invece la struttura esistente è dotata di una propria rigidezza laterale considerevole, si dovrà intervenire proporzionalmente con rigidezze del sistema di controventi più elevate, per poterne

modificare il comportamento in maniera apprezzabile e, nello specifico, tale da raggiungere requisiti prestazionali imposti dalla normativa.

I risultati dei progetti di adeguamento di tutti i casi studio analizzati sono riportati per esteso nell'appendice A.

Capitolo 4

VALIDAZIONE DEL METODO PROGETTUALE

1. Obiettivi

La risposta sismica del telaio nudo in c.a e quella dei telai adeguati con i BRBs è valutata tramite analisi dinamiche non lineari, condotte utilizzando il programma OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)⁴⁹.

Obiettivo delle analisi numeriche è validare il metodo progettuale proposto, verificando l'efficacia degli interventi di protezione sismica delle strutture ottenuti; si intende stabilire quale fra i due approcci considerati e con quali parametri di progetto permetta di ottenere strutture in grado di sopportare le azioni sismiche con un meccanismo di collasso dissipativo, mantenendo vantaggioso l'intervento anche in termini economici. I risultati ottenuti sono utilizzati per esaminare l'influenza dei parametri che governano la procedura di progetto sulla prestazione sismica dei telai controventati a seguito dei progetti di adeguamento.

I risultati sono utilizzati, inoltre, per determinare l'approccio progettuale e i valori di $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i$ ed, eventualmente, di q che conducono a strutture le quali non superino gli stati limite di riferimento corrispondenti al livello sismico di progetto. Essi sono lo Stato Limite di Danno Severo per terremoti con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni o lo Stato Limite di prevenzione del Collasso per terremoti con una probabilità di superamento del 5% in 50 anni.

Nei paragrafi seguenti è descritta sinteticamente la modellazione della struttura e sono riportati i principali parametri utilizzati

nell'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari. Sono inoltre descritti gli enti di controllo considerati per la valutazione della risposta sismica dei telai adeguati.

I risultati più significativi sono descritti e commentati nella parte finale di questo capitolo, mentre in appendice B sono riportati per esteso i risultati di tutte le analisi realizzate.

2. Modellazione dei telai per le analisi dinamiche non lineari

Per valutare la risposta non lineare delle strutture analizzate, si utilizza un modello di telaio bidimensionale con masse concentrate al livello degli impalcati. Il software adottato è OpenSees⁴⁹, programma di calcolo agli elementi finiti sviluppato presso l'università di Berkeley in California, che permette una modellazione accurata delle sezioni e dei materiali costituenti la struttura e i BRBs.

I pilastri del primo ordine sono vincolati con incastri alla base. Per simulare l'effetto dell'impalcato rigido dovuto alla presenza della soletta in calcestruzzo, tutti i nodi appartenenti ad uno stesso traverso sono vincolati ad avere gli stessi spostamenti orizzontali.

I carichi gravitazionali iniziali per l'analisi sono assegnati, secondo le indicazioni dell'Eurocodice 8, come somma dei carichi permanenti nominali e dei carichi variabili in combinazione quasi permanente; i valori dei carichi applicati sono uguali a quelli riportati nel capitolo 3 descrittivo dei casi studio analizzati, al par. 2.

E' adottato uno smorzamento viscoso alla Rayleigh, assunto pari al 5% per il primo e il terzo modo di vibrazione. Nell'analisi sono considerati gli effetti $P-\Delta$.

Poiché il contributo di resistenza fornito dalla soletta alle travi non può essere quantificato esattamente, sono utilizzati per ciascun telaio due diversi modelli che definiscano un comportamento di fascia: un modello con travi elastiche (modello *EB*, ossia Elastic Beam model) ed un modello con travi inelastiche (modello *PB*, Plastic Beam model).

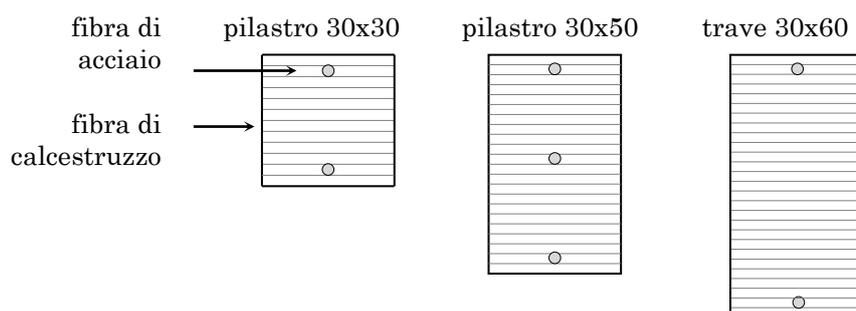


Figura 47 – Discretizzazione in fibre di alcune sezioni trasversali

Nel modello *PB*, travi e pilastri del telaio in c.a. sono modellati come elementi trave a plasticità concentrata, costituiti da una parte centrale elastica con cerniere plastiche agli estremi. La lunghezza di ogni cerniera plastica è assunta pari all'altezza della sezione trasversale dell'elemento cui appartiene.

A ciascuna cerniera plastica è assegnata una sezione a fibre, nella quale sono definite come componenti sia le parti di calcestruzzo, distinguendo nucleo e ricoprimento, che le armature di acciaio. Le parti di calcestruzzo della sezione trasversale sono suddivise in fibre aventi un'altezza di 5 mm ciascuna e larghezza complessiva pari a quella della sezione trasversale. Le barre di armatura sono modellate mediante singole fibre inserite nella sezione trasversale. La figura 47 mostra la discretizzazione in fibre di alcune sezioni trasversali.

Alle fibre di calcestruzzo è assegnato un legame costitutivo di Mander. L'effetto del confinamento dovuto alle staffe è trascurato e la resistenza a compressione e il modulo di Young del calcestruzzo sono assunti pari ai loro valori medi; pertanto essi sono pari a $f_{cm} = 29$ MPa e $E_{cm} = 30280$ MPa per il telaio CV1 (progettato per carichi verticali e realizzato con resistenza idonea), a $f_{cm} = 20$ MPa e $E_{cm} = 27085$ MPa per il telaio CV2 (progettato per carichi verticali e realizzato con resistenza ridotta) e per il telaio AS (progettato per bassi livelli di intensità sismica e realizzato con resistenza non idonea). La deformazione ϵ_c in corrispondenza della massima resistenza è pari a 2×10^{-3} . La deformazione ϵ_{cu} corrispondente alla tensione di rottura è pari a 3.5×10^{-3} per le fibre del ri-

Tabella 11 – Parametri meccanici per il modello di telaio CV1 per OpenSees

Calcestruzzo		Barre acciaio di armatura	
Resistenza a compressione	$f_{cm} = 29 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento	$f_{ym} = 400 \text{ MPa}$
Modulo di Young	$E_{cm} = 30280 \text{ MPa}$	Modulo di Young	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Deformazione alla massima tensione	$\varepsilon_c = 2 \times 10^{-3}$	Rapporto di incrudimento	0.0066
Deformazione a rottura	$\varepsilon_{cu} = 3.5 \times 10^{-3}(\text{ric.})$ $\varepsilon_{cu} = 5 \times 10^{-2}(\text{nucleo})$		
Resistenza a trazione	$f_{tm} = 2.28 \text{ MPa}$		
Deformazione ultima a trazione	$\varepsilon_t = 7.5 \times 10^{-5}$		

coprimento ed è assunta molto elevata per le fibre del nucleo (5×10^{-2}) per evitare instabilità numeriche. La resistenza a trazione è $f_{tm} = 2.28 \text{ MPa}$ per telai CV1 e $f_{tm} = 1.57 \text{ MPa}$ per i telai CV2 e AS. La deformazione ultima a trazione ε_t è uguale a 7.5×10^{-5} .

Alle fibre di acciaio è assegnato un legame costitutivo elasto-plastico con incrudimento cinematico. La tensione di snervamento è $f_{ym} = 400 \text{ MPa}$ per i telai CV1 e CV2, $f_{ym} = 450 \text{ MPa}$ per il telaio AS, il modulo di Young è $E_s = 210000 \text{ MPa}$ e il rapporto di incrudimento è assunto pari a 0.0066. All'elemento elastico centrale sono assegnati l'area e il momento d'inerzia della sezione trasversale e il modulo di Young del calcestruzzo.

I parametri utilizzati per i materiali sono anche sintetizzati nelle tabelle 11, 12 e 13 rispettivamente per i telai CV1, CV2 e AS.

Il modello *EB*, a differenza del modello *PB*, presenta le travi modelate come infinitamente resistenti.

Ad un estremo di ciascuna trave è aggiunto un elemento a lunghezza nulla, che collega l'estremità considerata della trave al corrispondente nodo vincolato dall'impalcato rigido ed è caratterizzato da una grande deformabilità assiale.

Questo espediente consente alla trave di deformarsi assialmente ed evita che si manifestino sforzi normali, che determinerebbero, nelle travi in c.a. caratterizzate da sezioni a fibre, un aumento non realistico di rigidità e di resistenza. All'elemento a lunghezza nulla è assegnata una elevata rigidità a taglio e a flessione, affinché sia in grado di trasmettere taglio e momento flettente dalla trave al nodo del telaio.

Tabella 12 – Parametri meccanici per il modello di telaio CV2 per OpenSees

Calcestruzzo		Barre acciaio di armatura	
Resistenza a compressione	$f_{cm} = 20 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento	$f_{ym} = 400 \text{ MPa}$
Modulo di Young	$E_{cm} = 27085 \text{ MPa}$	Modulo di Young	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Deformazione alla massima tensione	$\varepsilon_c = 2 \times 10^{-3}$	Rapporto di incrudimento	0.0066
Deformazione a rottura	$\varepsilon_{cu} = 3.5 \times 10^{-3}(\text{ric.})$ $\varepsilon_{cu} = 5 \times 10^{-2}(\text{nucleo})$		
Resistenza a trazione	$f_{tm} = 1.57 \text{ MPa}$		
Deformazione ultima a trazione	$\varepsilon_t = 5.8 \times 10^{-5}$		

Tabella 13 – Parametri meccanici per il modello di telaio AS per OpenSees

Calcestruzzo		Barre acciaio di armatura	
Resistenza a compressione	$f_{cm} = 20 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento	$f_{ym} = 450 \text{ MPa}$
Modulo di Young	$E_{cm} = 27085 \text{ MPa}$	Modulo di Young	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Deformazione alla massima tensione	$\varepsilon_c = 2 \times 10^{-3}$	Rapporto di incrudimento	0.0066
Deformazione a rottura	$\varepsilon_{cu} = 3.5 \times 10^{-3}(\text{ric.})$ $\varepsilon_{cu} = 5 \times 10^{-2}(\text{nucleo})$		
Resistenza a trazione	$f_{tm} = 1.57 \text{ MPa}$		
Deformazione ultima a trazione	$\varepsilon_t = 5.8 \times 10^{-5}$		

3. Accelerogrammi per le analisi dinamiche non lineari

Per l'analisi dinamica non lineare l'input sismico è costituito da un insieme di dieci accelerogrammi artificiali, compatibili con lo spettro elastico dell'Eurocodice 8 per il suolo di tipo C e caratterizzato da un rapporto di smorzamento del 5% e da un'accelerazione di picco al suolo a_g uguale a 0.35 g, in riferimento ad un periodo di ritorno di 475 anni ed allo Stato Limite di Danno Severo. Gli accelerogrammi costituenti l'input sismico, nel caso di analisi condotte allo Stato Limite di prevenzione del Collasso, sono scalati proporzionalmente ad un'accelerazione a_g pari a 0.44 g.

Ogni accelerogramma della serie di riferimento è caratterizzato da una durata totale di 30.5 s ed è involuppato da una funzione "composta" che presenta tre rami:

- il primo ramo è una funzione potenza;
- il secondo è una funzione costante (stazionario o *strong motion phase*);
- il terzo è una funzione con decadimento esponenziale, fino al raggiungimento della durata totale del sisma;

ai quali è aggiunta una fase finale ad accelerazione nulla, per il calcolo degli spostamenti residui.

La durata della fase stazionaria dell'accelerogramma è pari a 7.0 s e quindi minore del valore minimo suggerito dall'Eurocodice 8, pari a 10 s. Il valore adottato è il risultato di uno studio precedente³ nel quale accelerogrammi naturali e artificiali sono stati confrontati in termini di spettro, intensità di Arias, contenuto in frequenza e numero di cicli equivalenti (figura 48). Nello stesso lavoro si trovano ulteriori dettagli sulla definizione della funzione di intensità involuppo e sulla procedura per la determinazione delle lunghezze dei rami della funzione composta.

La media delle accelerazioni di picco al suolo degli accelerogrammi generati è non minore del valore stabilito dall'Eurocodice 8 e nessun valore dello spettro di risposta medio è minore del 90% rispetto al corrispondente valore proposto dall'EC8 (figura 49). Per la generazione degli accelerogrammi è stato usato il programma SIMQKE³¹.

4. Enti di risposta

I risultati dell'analisi dinamica non lineare sono usati per valutare la prestazione sismica dei telai che sono oggetto dei progetti di adeguamento sismico. La prestazione sismica dei telai è espressa in termini dei seguenti cinque enti di risposta:

- Δ è la domanda di spostamento di interpiano;
- (Δ/Δ_{SL}) è il rapporto tra domanda di spostamento di interpiano Δ e capacità Δ_{SL} per lo Stato Limite considerato;
- Δ_{SL} per $(\Delta/\Delta_{SL})_{max}$, è la capacità di spostamento di interpiano, in corrispondenza del massimo rapporto (Δ/Δ_{SL}) ;
- μ è la duttilità richiesta ai controventi;
- V_{Ed}/V_{Rd} è il rapporto fra taglio sollecitante e resistente nei pilastri.

Gli enti di risposta sono calcolati sulla base dei risultati ottenuti per tutti gli accelerogrammi per i quali l'analisi è giunta al termine senza incorrere nel collasso per instabilità dinamica.

In particolare, sono calcolate le mediane dei valori degli enti di risposta valutati per i dieci accelerogrammi. A ciascun piano di indice i del telaio sono determinati in tal modo:

- Δ_i la massima domanda di spostamento di interpiano;
- $(\Delta/\Delta_{SL})_i$ il massimo rapporto fra domanda Δ e capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} ;
- $\Delta_{SL,i}$ la capacità che si registra nell'istante dell'analisi in cui il rapporto (Δ/Δ_{SL}) fra *drift* richiesto e limite è massimo;
- μ_i la massima duttilità richiesta ai controventi;
- $(V_{Ed}/V_{Rd})_i$ il massimo rapporto fra taglio sollecitante e taglio resistente dei pilastri di piano.

Si ottiene quindi la distribuzione lungo l'altezza del telaio di tutti gli enti di risposta: Δ_i , $(\Delta/\Delta_{SL})_i$, $\Delta_{SL,i}$ corrispondente a $(\Delta/\Delta_{SL})_{max,i}$, μ_i , $(V_{Ed}/V_{Rd})_i$.

Il telaio verifica le richieste prestazionali dello Stato Limite di Riferimento se:

- il massimo rapporto $(\Delta/\Delta_{SL})_i$ fra *drift* richiesto e limite presenta ad ogni piano valori inferiori o pari all'unità;

- la massima duttilità richiesta μ_i ad ogni piano presenta valori inferiori o pari alla duttilità disponibile $\mu_{max,SLDS} = 19$ o $\mu_{max,SLC} = 25$;
- il massimo rapporto fra taglio sollecitante e taglio resistente $(V_{Ed}/V_{Rd})_i$ nei pilastri del piano non supera il valore unitario.

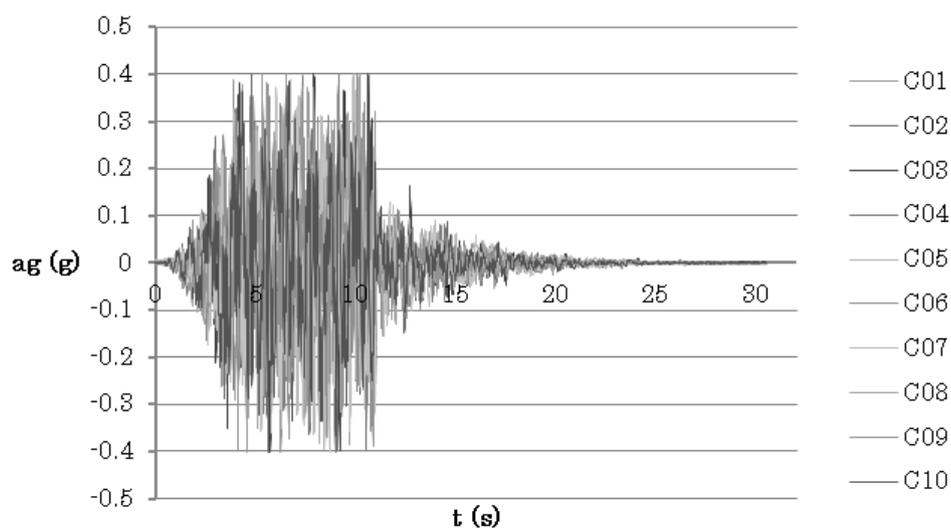


Figura 48 – Storie temporali degli accelerogrammi per analisi dinamiche non lineari

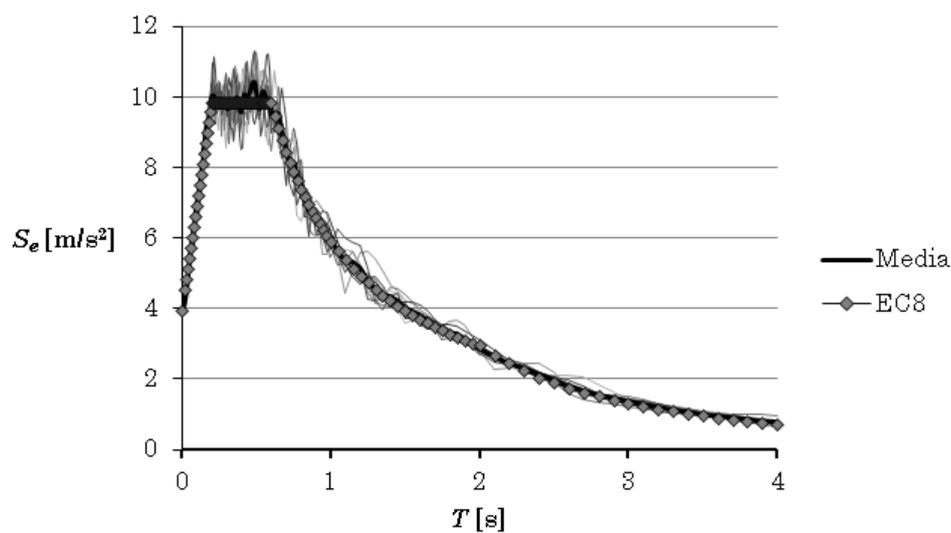


Figura 49 – Spettri elastici degli accelerogrammi a confronto con lo spettro dell'Eurocodice 8, per $a_g = 0.35 g$

Entrando nel dettaglio delle modalità di calcolo degli enti di risposta per il generico accelerogramma, va notato quanto segue.

La richiesta di spostamento d'interpiano Δ è ottenuta istante per istante come differenza tra gli spostamenti assoluti dei nodi di riferimento di due piani consecutivi.

La capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} è valutata come descritto al par. 3.2 del capitolo 2 sul metodo di progetto. E' da notare che le caratteristiche della sollecitazione dei pilastri cambiano durante il terremoto, modificando la loro duttilità disponibile e, quindi, la capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} . Al fine di considerare tale variabilità, Δ_{SL} è ricalcolato ad ogni passo dell'analisi, considerando le caratteristiche della sollecitazione correnti. Si assume come valore dell'ente di risposta $(\Delta/\Delta_{SL})_i$ il massimo ottenuto durante il sisma per il piano di indice i . È opportuno precisare che la luce di taglio L_V che compare nelle equazioni 2.12 e 2.17 per il calcolo della rotazione ultima alla corda è valutata per le sezioni di piede (L_V^p) e testa (L_V^t) dei pilastri come:

$$L_V^p = \frac{M_{Rd}^p}{M_{Rd}^p + M_{Rd}^t} H_n \quad (4.1)$$

$$L_V^t = \frac{M_{Rd}^t}{M_{Rd}^p + M_{Rd}^t} H_n \quad (4.2)$$

dove M_{Rd}^p e M_{Rd}^t sono i momenti resistenti delle sezioni di estremità del pilastro, calcolate mediante l'equazione 2.14.

Si moltiplica, quindi, per l'altezza netta di interpiano H_n il rapporto fra il momento e il taglio che il pilastro può sopportare una volta plastificato agli estremi e non il rapporto M_{Ed}/V_{Ed} fra le azioni sollecitanti. Procedere in quest'ultimo modo avrebbe implicato la valutazione di una capacità di spostamento estremamente limitata e difficilmente verificabile; infatti, durante l'applicazione dell'input sismico, negli istanti di passaggio tra momento positivo e negativo, nei pilastri si hanno valori molto bassi di momento sollecitante, con la conseguente riduzione della luce di taglio e della rotazione ultima alla corda.

Il taglio resistente dei pilastri, per il generico istante dell'analisi, è calcolato utilizzando il modello di traliccio con puntone ad inclinazione variabile, secondo le indicazioni che seguono.

Il primo passo è ricavare la tensione media a compressione della sezione σ_{cp} , di dimensioni $b \cdot h$, come il rapporto fra sforzo normale sollecitante N_{Ed} e area della sezione trasversale:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (4.3)$$

e il coefficiente amplificativo del taglio resistente α_{cw} come:

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 & \text{per } \sigma_{cp} = 0 \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cm}} & \text{per } 0 < \sigma_{cp} / f_{cm} \leq 0.25 \\ 1.25 & \text{per } 0.25 < \sigma_{cp} / f_{cm} \leq 0.50 \\ 2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cm}}\right) & \text{per } 0.50 < \sigma_{cp} / f_{cm} \leq 1.00 \end{cases} \quad (4.4)$$

dove f_{cm} è la resistenza a compressione media del calcestruzzo ridotta del fattore di conoscenza FC e del coefficiente parziale del calcestruzzo per verifiche su elementi fragili $\gamma_c = 1.5$;

Successivamente, per la valutazione del taglio resistente dei pilastri, è calcolato l'angolo di inclinazione θ delle tensioni di compressione, in corrispondenza del quale il taglio resistente massimo del puntone di calcestruzzo è pari al taglio resistente fornito dalle armature. Il valore del $\cot\theta$, che deve essere compreso fra 1 e 2.5, si determina mediante l'espressione:

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{v_1 b_w f_{cm} \alpha_{cw}}{\frac{A_{sw}}{s} f_{ym}} - 1} \quad (4.5)$$

nella quale:

v_1 è un coefficiente che tiene conto della riduzione di resistenza per la presenza contemporanea di tensioni di trazione nella direzione perpendicolare³³, pari a 0.5 secondo le indicazioni delle NTC08;

b_w = $b - 2c$, è la larghezza minima della sezione calcolata come differenza tra la larghezza della sezione b e il doppio del copriferro di calcolo c ;

A_{sw}/s è il rapporto fra l'area delle staffe e il loro passo;

f_{ym} è la tensione di snervamento media dell'acciaio ridotta del fattore di conoscenza FC e del coefficiente parziale dell'acciaio per verifiche su elementi fragili $\gamma_s = 1.15$.

Infine il taglio resistente è calcolato, tenendo conto del rapporto H_n/H_{int} fra altezza interpiano e altezza interpiano netta, come:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ym} \cot \theta \cdot \frac{H_n}{H_{int}} \quad (4.6)$$

con z , braccio della coppia interna, pari a:

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot (h - c) \quad (4.7)$$

5. Programma RC-BRBs per gestione delle analisi ed elaborazione dei risultati

Per la gestione e l'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari sui telai, si utilizza il programma "RC-BRBs", appositamente realizzato in ambiente Visual Basic Express.

Il programma permette di gestire ed eseguire tutte le fasi della validazione del metodo progettuale su un numero rilevante di telai, come descritto nel seguito. Esso, inoltre, è realizzato con caratteristiche e potenzialità tali da poter essere utilizzato in seguito in altre applicazioni di analisi strutturale. La schermata principale del programma è mostrata in figura 50.

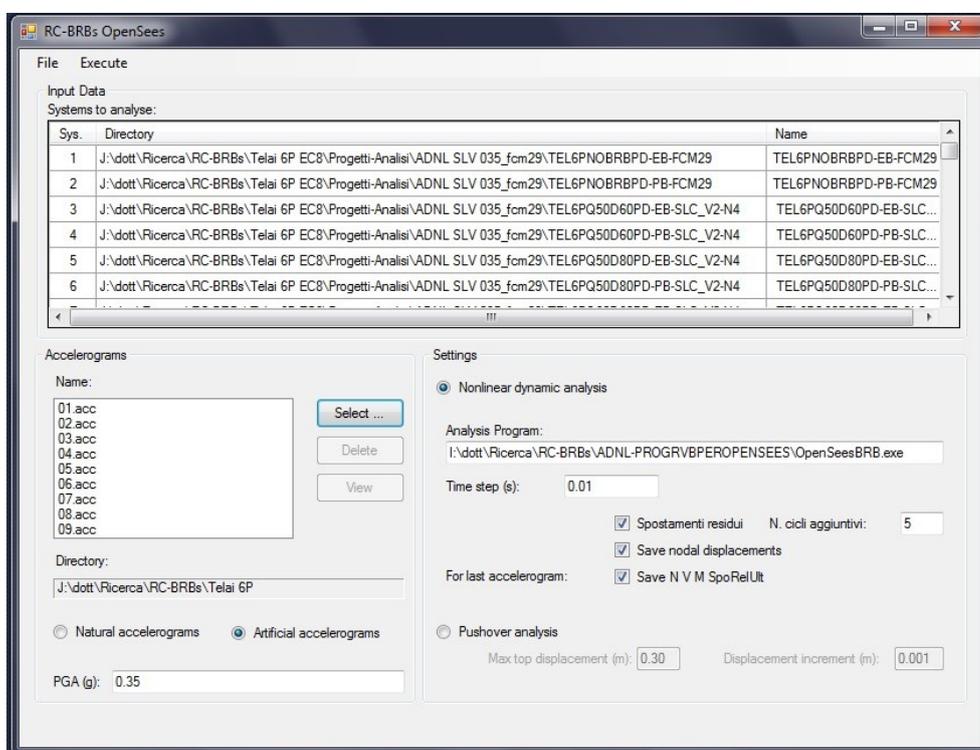


Figura 50 – Schermata principale del programma RC-BRBs

5.1. Modalità operative e potenzialità di RC-BRBs

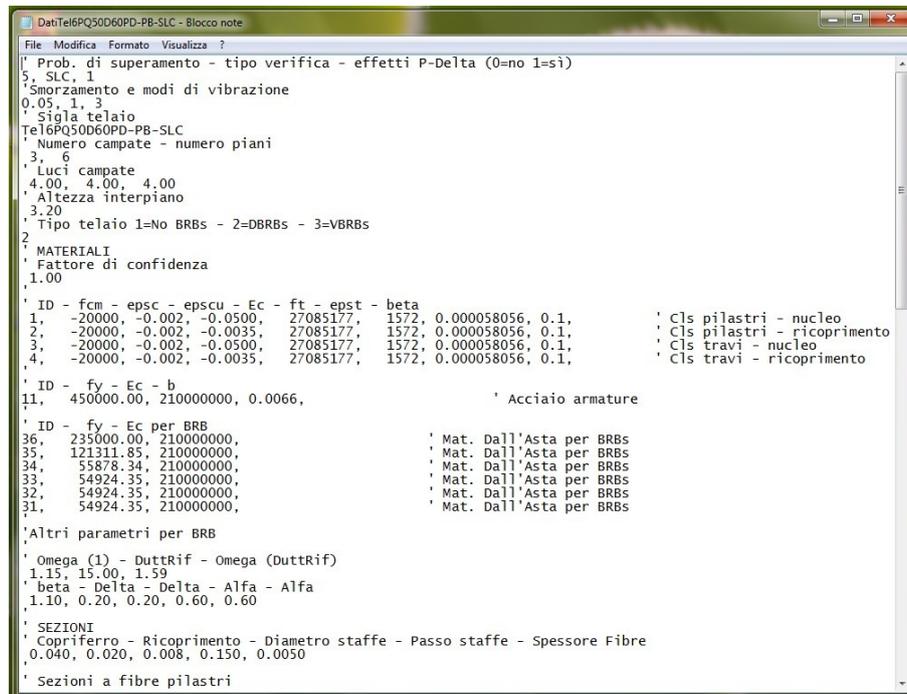
Il programma RC-BRBs in questo lavoro svolge tre funzioni fondamentali, corrispondenti ad altrettante fasi della validazione del metodo di progetto proposto:

- Preparazione dei file input per il programma OpenSees;
- Esecuzione delle analisi dinamiche non lineari con il set di accelerogrammi costituenti l'input sismico;
- Lettura ed elaborazione dell'output delle analisi, per ottenere gli enti di risposta sismica del telaio.

Il programma RC-BRBs può svolgere le operazioni indicate per un gruppo di N casi indicati dall'utente, ove per caso si intende un telaio rappresentativo di un caso studio, su cui è realizzato un progetto di adeguamento con valori stabiliti dei parametri progettuali $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$ e q .

Di seguito si descrivono brevemente le tre fasi sopracitate.

- Preparazione dei file input per OpenSees.



```

DatTel6PQ50D60PD-PB-SLC - Blocco note
File Modifica Formato Visualizza ?
! Prob. di superamento - tipo verifica - effetti P-Delta (0=no 1=si)
5, SLC, 1
! Smorzamento e modi di vibrazione
0.05, 1, 3
! Sigla telaio
Tel6PQ50D60PD-PB-SLC
! Numero campate - numero piani
3, 6
! Luci campate
4.00, 4.00, 4.00
! Altezza interpiano
3.20
! Tipo telaio 1=No BRBs - 2=DBRBs - 3=VBRBs
2
! MATERIALI
! Fattore di confidenza
1.00
! ID - fcm - epscu - epscu - Ec - ft - epst - beta
1, -20000, -0.002, -0.0500, 27085177, 1572, 0.000058056, 0.1, ! Cls pilastri - nucleo
2, -20000, -0.002, -0.0035, 27085177, 1572, 0.000058056, 0.1, ! Cls pilastri - ricoprimento
3, -20000, -0.002, -0.0500, 27085177, 1572, 0.000058056, 0.1, ! Cls travi - nucleo
4, -20000, -0.002, -0.0035, 27085177, 1572, 0.000058056, 0.1, ! Cls travi - ricoprimento
! ID - fy - Ec - b
11, 450000.00, 210000000, 0.0066, ! Acciaio armature
! ID - fy - Ec per BRB
36, 235000.00, 210000000, ! Mat. Dall'Asta per BRBs
35, 121311.85, 210000000, ! Mat. Dall'Asta per BRBs
34, 55878.34, 210000000, ! Mat. Dall'Asta per BRBs
33, 54924.35, 210000000, ! Mat. Dall'Asta per BRBs
32, 54924.35, 210000000, ! Mat. Dall'Asta per BRBs
31, 54924.35, 210000000, ! Mat. Dall'Asta per BRBs
! Altri parametri per BRB
! Omega (1) - DutRif - Omega (DutRif)
1.15, 15.00, 1.59
! beta - Delta - Delta - Alfa - Alfa
1.10, 0.20, 0.20, 0.60, 0.60
! SEZIONI
! Copriferro - Ricoprimento - Diametro staffe - Passo staffe - Spessore Fibre
0.040, 0.020, 0.008, 0.150, 0.0050
! Sezioni a fibre pilastri

```

Figura 51 – File di input per il programma RC-BRBs (estratto)

RC-BRBs legge il file testuale generato dal foglio di progetto, esemplificato in figura 51 e contenente le informazioni essenziali per la descrizione del telaio. Il programma, quindi, memorizza e rielabora tutte le informazioni contenute nel file, per produrre il file di input per OpenSees nel formato richiesto dal software e con sintassi e linguaggio Tcl. Per l'analisi modale è generato un file di input specifico e per ciascun accelerogramma un ulteriore file. Un file input generato è mostrato in parte, in via esemplificativa, in figura 52.

b. Esecuzione delle analisi. dinamiche non lineari.

RC-BRBs lancia l'esecuzione del programma OpenSees, la prima volta utilizzando come input il file generato per l'analisi modale, al fine di determinare i periodi di vibrazione associati ai diversi modi; a seguire OpenSees è lanciato una volta per ciascuno degli accelero-

```

TEL6PQ50D60PD-PB-SLC-044-00 - Blocco note
File Modifica Formato Visualizza ?
mass 402 22.4 0.0 0.0
mass 404 22.4 0.0 0.0
mass 405 22.4 0.0 0.0

mass 501 22.4 0.0 0.0
mass 502 22.4 0.0 0.0
mass 504 22.4 0.0 0.0
mass 505 22.4 0.0 0.0

mass 601 22.4 0.0 0.0
mass 602 22.4 0.0 0.0
mass 604 22.4 0.0 0.0
mass 605 22.4 0.0 0.0

puts "Materiali"

uniaxialMaterial Concrete04 1 -20000 -0.002 -0.05 27085177 1572 0.000058056
uniaxialMaterial Concrete04 2 -20000 -0.002 -0.0035 27085177 1572 0.000058056
uniaxialMaterial Concrete04 3 -20000 -0.002 -0.05 27085177 1572 0.000058056
uniaxialMaterial Concrete04 4 -20000 -0.002 -0.0035 27085177 1572 0.000058056
uniaxialMaterial Steel01 11 450000 210000000 6600000 54924 63163
uniaxialMaterial BrbDallAsta 31 210000000 6600000 54924 63163
uniaxialMaterial BrbDallAsta 32 210000000 6600000 54924 63163
uniaxialMaterial BrbDallAsta 33 210000000 6600000 54924 63163
uniaxialMaterial BrbDallAsta 34 210000000 6600000 55878 64260
uniaxialMaterial BrbDallAsta 35 210000000 6600000 121312 139509
uniaxialMaterial BrbDallAsta 36 210000000 6600000 235000 270250
uniaxialMaterial Elastic 81 0.00101569414
uniaxialMaterial Elastic 82 384732627841
uniaxialMaterial Elastic 86 126961767188

puts "Sezioni"

# Sezioni a fibre - pilastri

section Fiber 130601 {
  patch rect 1 110 1 -0.276 -0.126 0.276 0.126 # nucleo
  patch rect 2 110 1 -0.276 0.126 0.276 0.150 # ricoprimento //y, z>0
  patch rect 2 110 1 -0.276 -0.150 0.276 -0.126 # ricoprimento //y, z<0
  patch rect 2 5 1 0.276 -0.150 0.300 0.150 # ricoprimento //z, y>0
  patch rect 2 5 1 -0.300 -0.150 -0.276 0.150 # ricoprimento //z, y<0
  Fiber 0.260 0.000 0.000462 11 # barre principali, y>0
  Fiber -0.260 0.000 0.000462 11 # barre principali, y<0
  Fiber 0.000 0.000 0.000308 11 # barre secondarie, y=0
};

section Fiber 130602 {
  patch rect 1 110 1 -0.276 -0.126 0.276 0.126 # nucleo
  patch rect 2 110 1 -0.276 0.126 0.276 0.150 # ricoprimento //y, z>0
  patch rect 2 110 1 -0.276 -0.150 0.276 -0.126 # ricoprimento //y, z<0
  patch rect 2 5 1 0.276 -0.150 0.300 0.150 # ricoprimento //z, y>0
  patch rect 2 5 1 -0.300 -0.150 -0.276 0.150 # ricoprimento //z, y<0
  Fiber 0.260 0.000 0.000616 11 # barre principali, y>0
  Fiber -0.260 0.000 0.000616 11 # barre principali, y<0
  Fiber 0.000 0.000 0.000308 11 # barre secondarie, y=0
};

```

Figura 52 – File di input per il programma OpenSees (estratto)

grammi del set, utilizzando il corrispondente file di input; in tal modo si ottiene l'analisi dinamica non lineare di un telaio adeguato sotto l'azione sismica rappresentata dall'intero set di accelerogrammi.

c. Lettura ed elaborazione dell'output delle analisi.

I risultati delle analisi dinamiche non lineari sono prodotti dal programma OpenSees sotto forma di file testuali di non agevole lettura, a causa della mole di informazioni contenute. Tali risultati sono elaborati dal programma RC-BRBs mediante una procedura automatica. Esso calcola gli enti di risposta per ciascun accelerogramma, secondo quanto descritto al par. 4 di questo capitolo e produce in uscita due file testuali che contengono i risultati elaborati. Il primo file, il cui aspetto è mostrato in figura 53, ha estensione .SPO e contiene gli enti di risposta relativi agli spostamenti: la massima domanda di spostamento di interpiano Δ_i , il massimo rapporto fra

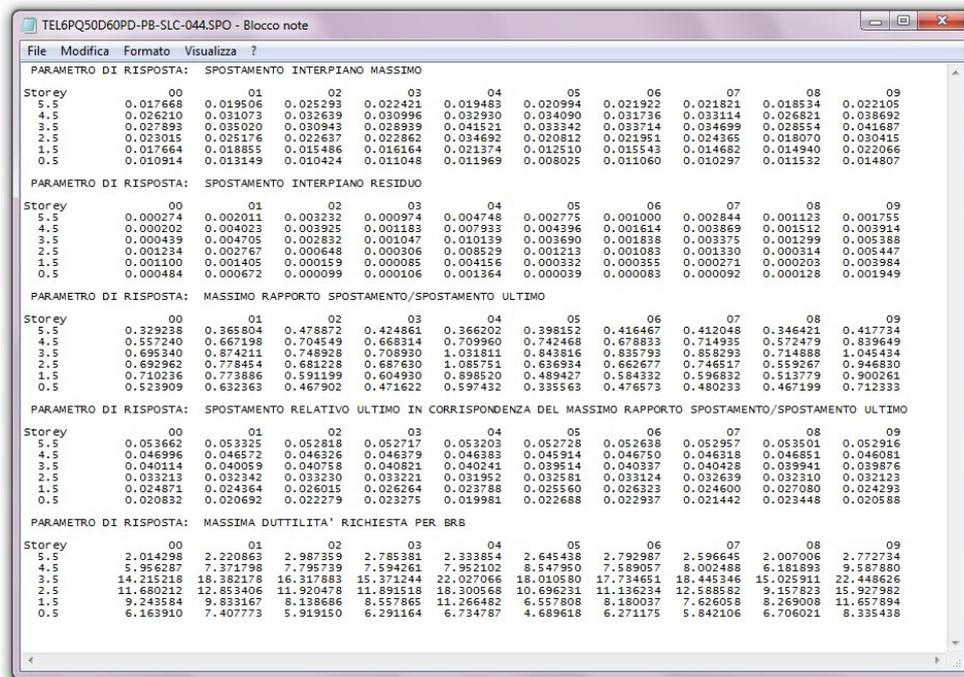


Figura 53 – File di output del programma RC-BRBs

domanda e capacità di spostamento di interpiano $(\Delta/\Delta_{SL})_i$, la capacità $\Delta_{SL,i}$ corrispondente al massimo rapporto $(\Delta/\Delta_{SL})_i$, la massima duttilità richiesta ai controventi μ_i ; inoltre il file di output contiene le informazioni sugli spostamenti residui, calcolati in questo lavoro alla fine della durata del sisma prolungata, in assenza di accelerazioni sismiche, per un tempo pari a 5 volte il periodo proprio di vibrazione della struttura. Il secondo file ha estensione .SOLL e contiene l'ente di risposta relativo alle sollecitazioni, ossia il massimo rapporto $(V_{Ed}/V_{Rd})_i$ fra taglio sollecitante e taglio resistente dei pilastri di piano.

Mediante fogli di calcolo Excel automatizzati con l'impiego di macro di Visual Basic, sono calcolate le mediane dei valori degli enti di risposta ottenuti per i diversi accelerogrammi. Tali valori sono esposti in grafici, che permettano il confronto delle risposte sismiche dei diversi casi al variare dei parametri di progetto.

Le potenzialità del programma RC-BRBs si estendono oltre il campo di applicazione del presente lavoro. Esso, infatti, può essere utilizzato per l'esecuzione di analisi statiche non lineari e dinamiche non lineari su telai piani in c.a. di dimensioni e caratteristiche variabili. E' possibile selezionare il file input che contiene i dati descrittivi del modello, il set di accelerogrammi da utilizzare come input sismico e una serie di altre opzioni.

6. Comportamento sismico dei telai CV1 progettati per carichi verticali

6.1. Risposta sismica del telaio CV1 nudo

Sul telaio nudo CV1, progettato per soli carichi verticali e con resistenza a compressione idonea ($f_{cm} = 29$ MPa) sono effettuate analisi dinamiche non lineari, sottoponendo la struttura al sisma con probabilità di superamento $P_{vr} = 5\%$ e 10% in 50 anni, e verificandola agli Stati Limite di riferimento (rispettivamente SL-C e SL-DS). Per ciascuno Stato Limite sono realizzate quattro analisi dinamiche non lineari, assegnando alla deformazione ultima a rottura del ricoprimento di calcestruzzo, da adesso indicata col simbolo $\varepsilon_{cu,r}$, valori pari a 3.5% e 5% , quest'ultimo utile per evitare effetti di instabilità dinamica. Sono analizzati i modelli PB con travi inelastiche ed EB con travi a comportamento elastico. I grafici riportati di seguito sono relativi alle verifiche allo Stato Limite di prevenzione del Collasso.

La domanda di spostamento d'interpiano è notevolmente superiore alla capacità di spostamento valutata per verifiche allo SL-C. Il rapporto domanda/capacità di spostamento lungo l'altezza del telaio, mostrato in figura 54, per il modello PB supera l'unità in quasi tutti i piani; per il modello EB i valori sono molto più alti e non visibili in figura.

In figura 55 sono riportati i massimi spostamenti di interpiano ottenuti lungo l'altezza del telaio: ad eccezione del modello PB con $\varepsilon_{cu,r} = 0.05$, che presenta valori limitati del *drift*, negli altri casi gli spostamenti di interpiano non sono rappresentati in quanto molto elevati. Si evince in ogni caso che il telaio presenta un meccanismo di collasso di piano che coinvolge principalmente il 4° e il 5° piano.

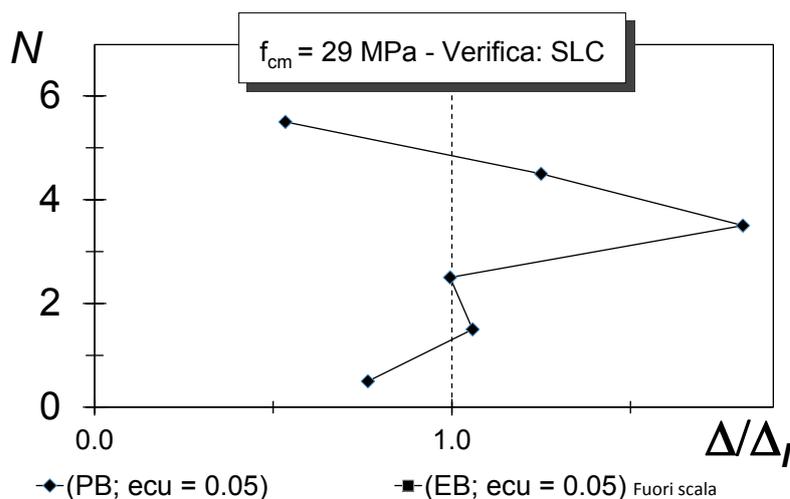


Figura 54 – Massimo rapporto domanda/capacità di spostamento di interpiano per il telaio nudo CV1

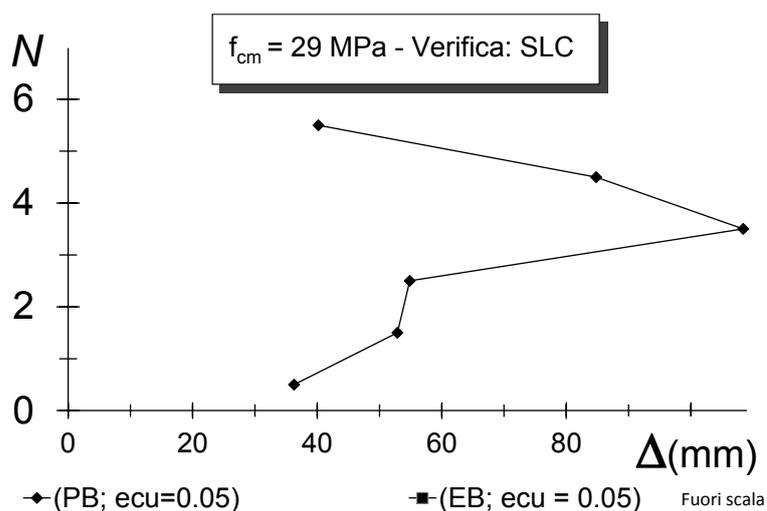


Figura 55 – Massimi spostamenti di interpiano richiesti per il telaio nudo CV1

Lo spostamento interpiano ultimo, calcolato all'istante dell'analisi in corrispondenza del quale il rapporto $(\Delta/\Delta_{SL})_i$ è massimo (figura 56), ha un andamento decrescente passando dai piani più alti ai più bassi, dovuto all'incremento di sforzo normale nei pilastri.

Il taglio sollecitante nei pilastri, infine, risulta crescente verso i piani bassi della struttura e inferiore al taglio resistente a tutti i piani (figura 57); il suo andamento si approssima maggiormente al valore unitario per i modelli EB con travi elastiche.

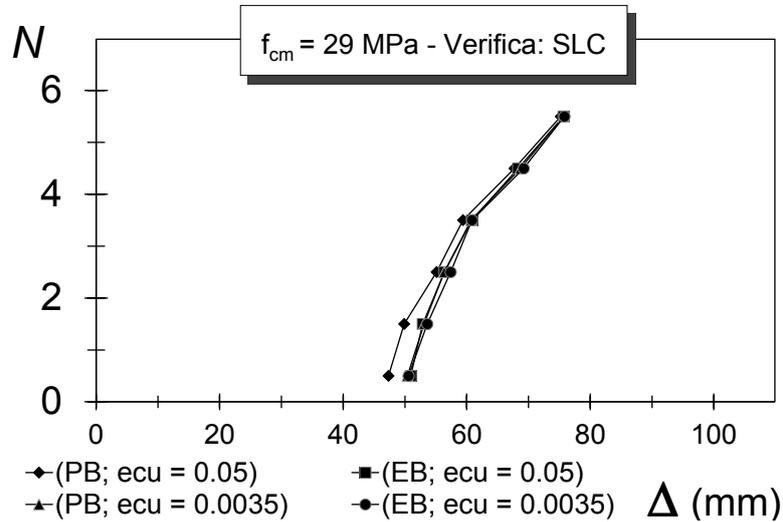


Figura 56 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto domanda/capacità di spostamento per il telaio CV1

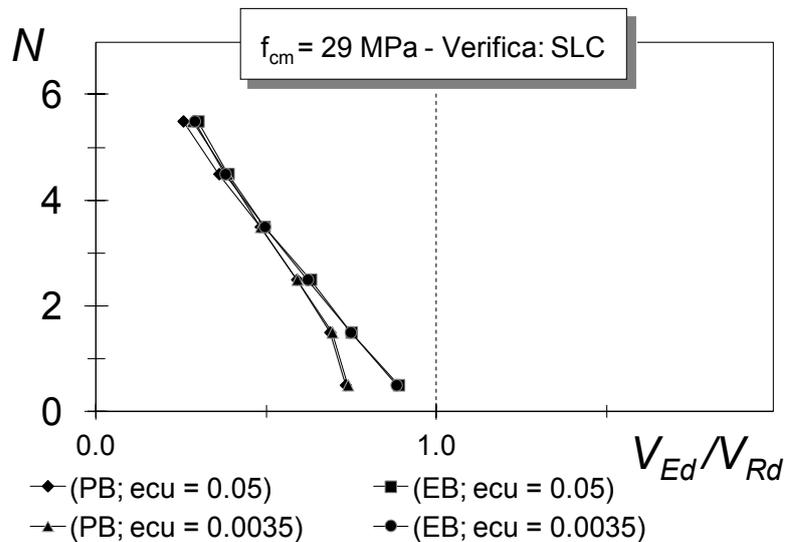


Figura 57 – Rapporto taglio sollecitante/resistente per il telaio nudo CV1

6.2. Risposta sismica dei telai CV1 controventati

Si descrive di seguito la risposta sismica dei telai controventati ottenuti dai progetti di adeguamento effettuati sul telaio esistente CV1. Per i telai controventati, modellati tutti con $\varepsilon_{cu,r} = 0.0035$, i valori del rapporto domanda-capacità sono sensibilmente ridotti in tutti i casi, sebbene non sempre al di sotto dell'unità.

In tutti i casi per i quali la struttura controventata verifica allo Stato Limite di prevenzione del Collasso, anche i requisiti richiesti per lo Stato Limite di Danno Severo sono soddisfatti. In tabella è riportato un riepilogo dei risultati, nel quale il segno di spunta indica che si ottiene un rapporto $\Delta/\Delta_{SL} \leq 1$ a tutti i piani. Se la verifica non è soddisfatta a qualche piano, è indicato il valore massimo ottenuto per il rapporto Δ/Δ_{SL} e tra parentesi il piano cui è riferito. Il simbolo "X" indica i casi in cui il progetto per un dato q e $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$ non sia arrivato alla convergenza.

Dai risultati delle analisi in termini di rapporto domanda/capacità di spostamento di interpiano si deduce che l'aver considerato in fase progettuale un *drift* di progetto pari al 60% dei *drift* limite consente di verificare il telaio adeguato per tutti i valori di q considerati e anche nel caso di approccio progettuale ai soli spostamenti ($q = +\infty$). Contraria-

Tabella 14 – Esito delle ADNL in termini di Δ/Δ_{SL} per il telaio CV1 (modello PB) adeguato allo SL-C e allo SL-DS al variare di (q ; Δ_d/Δ_{SL})

ADNL Telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con BRBs						
Δ_d/Δ_{SL}	0.60		0.80		1.00	
	PB		PB		PB	
	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS
4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
7	✓	✓	1.09 (4)	✓	1.54 (4)	1.45 (4)
9	✓	✓	1.11 (5)	1.06 (5)	1.78 (4)	1.64 (4)
11	✓	✓	1.13 (1)	✓	1.16 (2)	1.11 (4)
13	✓	✓	1.15 (6)	1.21 (6)	1.60 (5)	1.57 (5)
$+\infty$	✓	✓	1.15 (6)	1.21 (6)	1.49 (5)	1.48 (5)

mente, la scelta progettuale di adottare un rapporto Δ_d/Δ_{SL} pari a 0.80 o ad 1.00 consente di realizzare un progetto di adeguamento che soddisfi le prestazioni sismiche richieste solo per valori di q pari a 4 o a 5.

6.2.1. Risposta sismica dei telai CV1 progettati per $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$

Nel seguito sono presentati i risultati delle analisi dinamiche non lineari ottenuti per $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$, al fine di descrivere l'influenza della scelta del fattore di struttura q – e quindi dell'approccio progettuale ai soli spostamenti o agli spostamenti e alle resistenze – sulla risposta sismica dei telai CV1 adeguati, in riferimento alla verifica allo SL-C. Sono presentati i risultati relativi al modello con travi plastiche (modello PB).

Per maggiore chiarezza espositiva sono rappresentati in questo paragrafo solo i due casi estremi, relativi a:

$\Delta_d/\Delta_{SL}=0.60, q=+\infty$ in cui il progetto della tensione equivalente dei BRBs è ottenuto unicamente per duttilità, perseguendo un approccio progettuale ai soli spostamenti;

$\Delta_d/\Delta_{SL}=0.60, q=5$ in cui si è progettata la $f_{y,eq}$ imponendo, in un approccio progettuale misto, il requisito sulla resistenza oltre al controllo della duttilità.

In figura 58 è diagrammato il rapporto Δ/Δ_{SL} fra domanda e capaci-

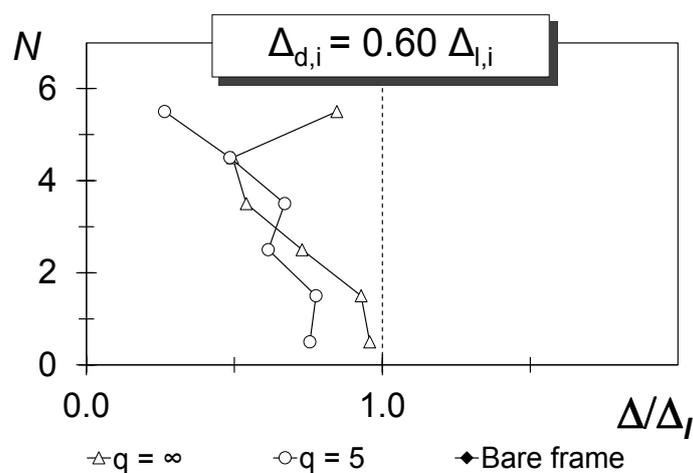


Figura 58 – Massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

tà di spostamento di interpiano lungo lo sviluppo verticale dei telai. Il massimo valore del rapporto Δ/Δ_{SL} ottenuto lungo l'altezza del telaio è assunto come rappresentativo della prestazione sismica del telaio stesso ed è maggiore dell'unità per telai che superano lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso. Assegnato un valore di $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i$, i risultati ottenuti permettono di determinare i valori che si possono adottare per il fattore di struttura q al fine di evitare il superamento dello Stato Limite considerato (SL-C), ossia i valori corrispondenti a massimi rapporti domanda/capacità Δ/Δ_{SL} non maggiori dell'unità.

L'inserimento dei BRBs modifica la distribuzione del rapporto Δ/Δ_{SL} lungo l'altezza del telaio, evitando la concentrazione del danno evidenziata per il telaio nudo. L'introduzione dei controventi porta sempre a una riduzione dei valori del rapporto Δ/Δ_{SL} e, pertanto, migliora la prestazione sismica del telaio. Il telaio verifica i requisiti per lo SL-C in entrambi i casi; il caso $q = 5$ (imposizione del requisito di resistenza) presenta un margine di verifica più ampio rispetto al caso del progetto per duttilità ($q = +\infty$) a tutti i piani eccetto il quarto. Ciò si può intendere da un lato come indice della sicurezza dell'intervento progettato con $q = 5$, dall'altro come segnale del fatto che il progetto senza imposizione del requisito di resistenza ($q = +\infty$) permette una ottimizzazione

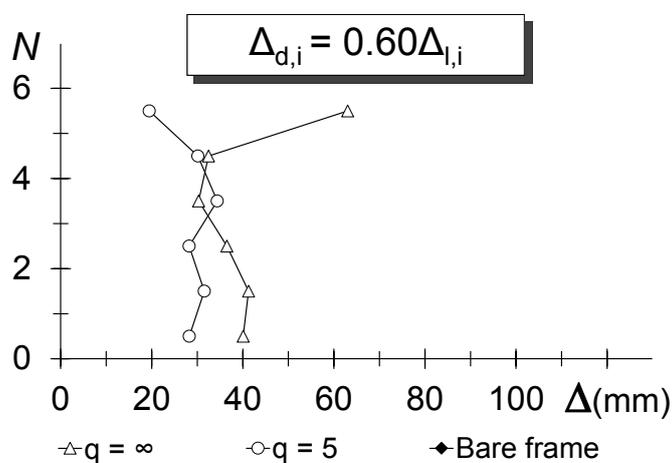


Figura 59 – Massima domanda di spostamenti di interpiano Δ per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

dell'intervento, evitando il sovradimensionamento dei controventi.

I massimi spostamenti di interpiano richiesti (figura 59) presentano valori maggiori applicando il progetto solo per duttilità ($q = +\infty$) rispetto a quelli ottenuti applicando il requisito di resistenza con $q = 5$; ciò rivela la minore rigidità del sistema controventato ottenuto nel primo caso.

La capacità del telaio con BRBs valutata in termini di spostamenti di interpiano (figura 60) subisce in tutti i casi una riduzione rispetto alla capacità del telaio nudo, a causa dello sforzo normale aggiuntivo trasmesso ai pilastri dai controventi, che ne riduce la capacità rotazionale, maggiormente nei piani bassi. La riduzione della capacità di spostamento di interpiano è minore nel caso di progetto delle $f_{y,eq}$ per sola duttilità, rispetto a quella prodotta dal progetto anche per resistenza.

Un confronto effettuato fra la capacità prevista in fase di progetto e quella ottenuta in fase di verifica mediante le analisi dinamiche non lineari è mostrato in figura 61. Nel caso in cui si realizzi il progetto della tensione equivalente dei BRBs per sola duttilità ($q = +\infty$) si ottiene una migliore previsione della capacità di spostamento rispetto a quanto avviene per il caso $q = 5$.

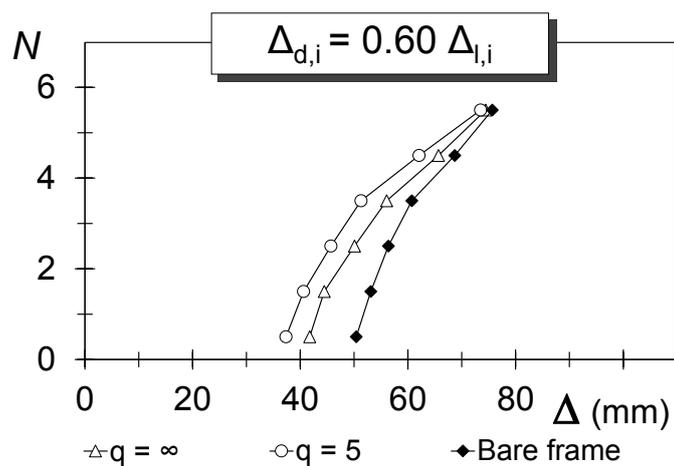


Figura 60 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

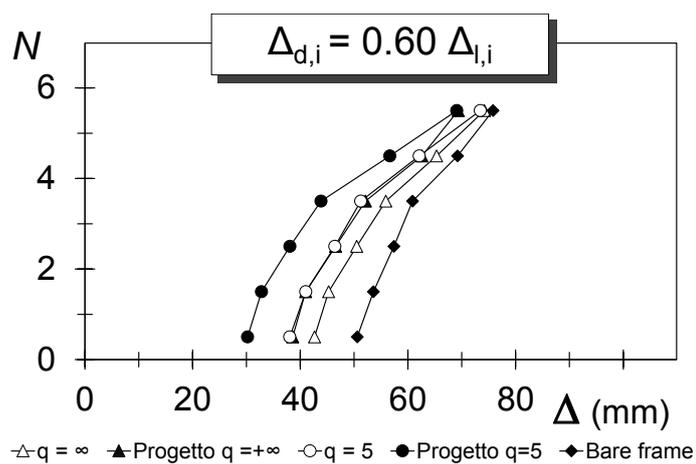


Figura 61 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} : confronto fra previsione in fase progettuale e capacità ottenuta con ADNL per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

La massima duttilità richiesta ai BRBs (figura 62) risulta in entrambi i casi inferiore al valore di $\mu_{max} = 25$ assunto come limite massimo per lo SL-C. La duttilità risulta maggiore nel caso di progetto realizzato solo con controlli sugli spostamenti ($q = +\infty$) rispetto all'altro caso e ciò è indice di una maggiore dissipazione energetica ad opera dei controventi e, pertanto, di un loro migliore comportamento nella protezione si-

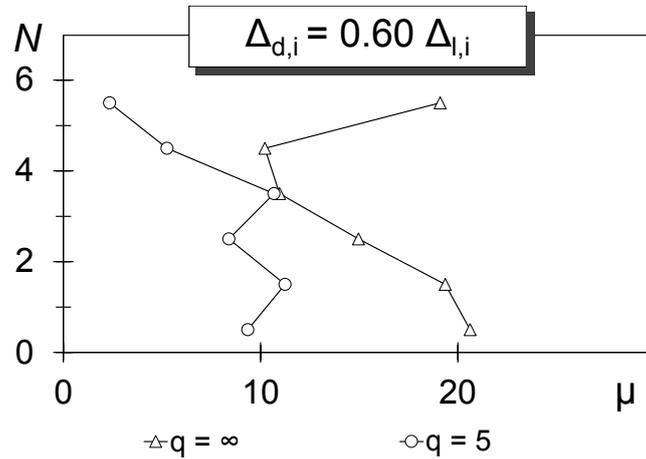


Figura 62 – Massima duttilità μ richiesta ai BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

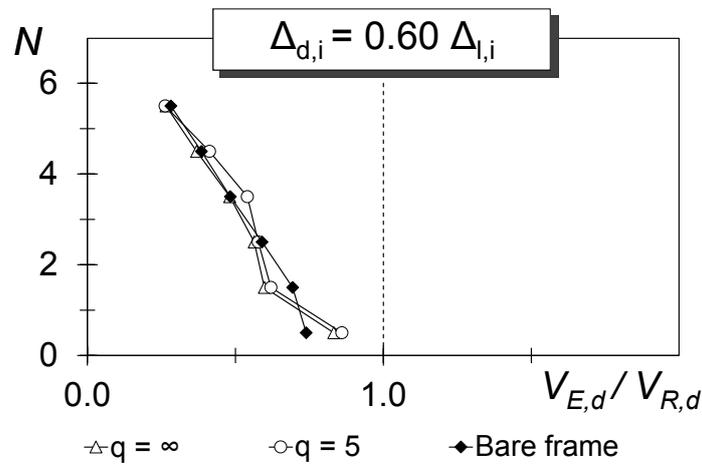


Figura 63 – Massimo rapporto V_{Ed} / V_{Rd} fra taglio sollecitante e resistente per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

smica della struttura.

Il rapporto fra taglio sollecitante e resistente nei pilastri V_{Ed} / V_{Rd} (figura 63) è in entrambi i casi inferiore al valore unitario a tutti i piani; si nota che esso è leggermente incrementato al primo piano rispetto al valore che assume per il telaio nudo (Bare Frame).

L'analisi degli enti di risposta fin qui illustrati suggerisce che, per telai il cui adeguamento sismico con BRBS è progettato con un parametro $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, il metodo progettuale proposto conduca a risultati soddisfacenti in termini di rapporto domanda/capacità di spostamento di interpiano, duttilità richiesta/disponibile e rapporto taglio sollecitante/taglio resistente dei pilastri. Si evince infatti che tali telai, adeguati secondo il metodo di progetto proposto, verificano i requisiti prestazionali previsti per lo SL-C applicando l'input sismico di riferimento. Ciò si può affermare per entrambi gli approcci progettuali suggeriti.

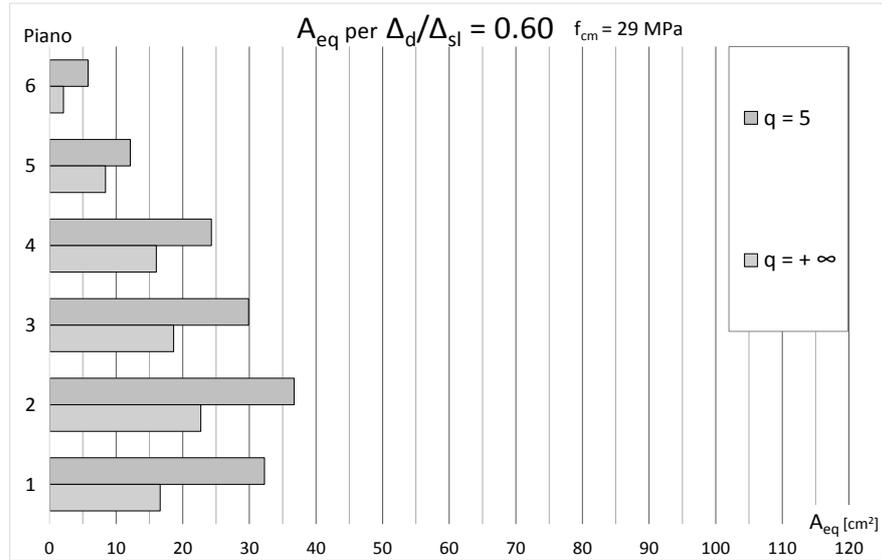


Figura 64 – Aree equivalenti A_{eq} dei BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{sl})_i = 0.60$

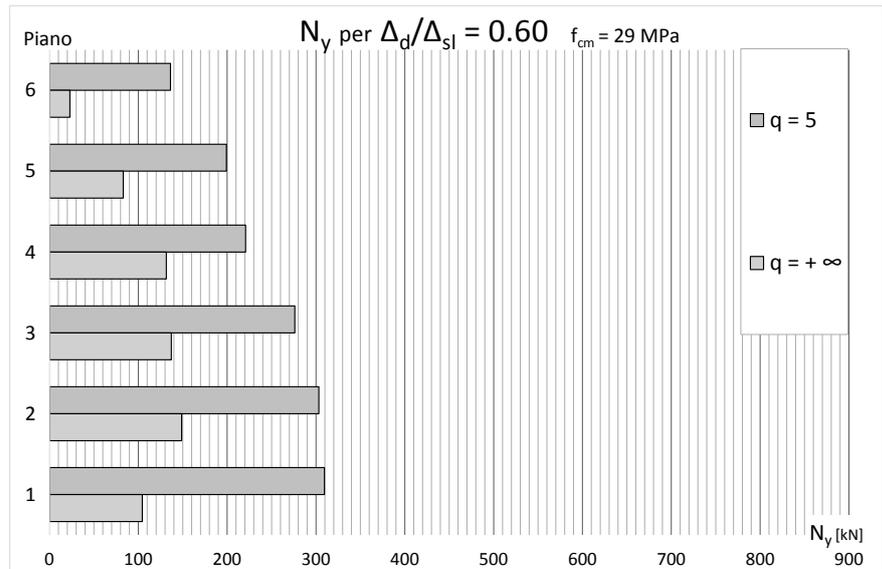


Figura 65 – Resistenze allo snervamento N_y dei BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{sl})_i = 0.60$

Si ricorda, inoltre (cfr. cap. 3 par. 4 e appendice A), che le aree equivalenti A_{eq} della sezione trasversale dei BRBs ottenute attraverso il progetto in cui non si applica alcun requisito di resistenza ($q = +\infty$) sono notevolmente inferiori rispetto alle corrispondenti aree ottenute applicando anche tale requisito, con valori bassi di q , in fase progettuale. Inoltre, anche la resistenza assiale allo snervamento dei BRBs N_y risulta nel primo caso molto inferiore a tutti i piani rispetto a quanto avviene nel secondo. I corrispondenti grafici dell'andamento di A_{eq} e N_y sono riportati nelle figure 64 e 65.

Si evince, quindi, che l'utilizzo di un approccio progettuale ai soli spostamenti conduce a risultati migliori rispetto all'approccio che prevede l'ulteriore imposizione di requisiti sulla resistenza laterale del telaio. L'approccio ai soli spostamenti evita infatti sovradimensionamenti dei BRBs e determina una minore riduzione della capacità di spostamento di interpiano, un maggior utilizzo delle duttilità disponibili dei BRBs e una più elevata efficienza in termini di dissipazione energetica; tutto ciò insieme ad un risparmio economico nella realizzazione dei controventi.

6.2.2. Risposta sismica dei telai CVI progettati per $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i > 0.6$

Come evidenziato all'inizio del par. 6.2, l'adozione di un parametro progettuale Δ_d/Δ_{SL} pari a 0.80 o ad 1.00 determina progetti di adeguamento che verificano i requisiti prestazionali richiesti solo per valori di q pari a 4 o a 5. A conferma delle considerazioni fatte poco sopra, si ritiene utile operare un confronto fra i risultati ottenuti in termini di caratteristiche dei BRBs e di enti di risposta sismica fra i due casi, entrambi validi, di progetti ottenuti con:

- $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6, q = +\infty$ con approccio progettuale puro ai soli spostamenti;
- $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.8, q = 5$ con approccio progettuale misto, agli spostamenti e alle resistenze.

I grafici mostrano che, in entrambi i casi, i *drift* richiesti non superano a nessun piano i *drift* disponibili, con valori molto simili al secondo, terzo e quinto piano (figura. 66). Se il progetto di adeguamento è condotto applicando il requisito sulle resistenze, si ottiene un sovradimensionamento dei BRBs al primo e agli ultimi piani.

I *drift* richiesti (figura 67) assumono andamenti e valori simili per i due casi considerati, ma la capacità di spostamento (figura 68) continua ad avere una riduzione minore adottando il progetto per duttilità, rispetto al progetto per duttilità e resistenza. Anche la capacità continua ad essere più aderente a quella prevista in fase progettuale (figura 69) applicando il progetto per duttilità.

Da notare, in particolare, sono i valori di duttilità massima richiesta ai BRBs (figura 70), notevolmente più bassi (valore massimo $\mu = 7.95$ al 2° piano) per il progetto per resistenza rispetto al dimensionamento effettuato per soli spostamenti (valore massimo $\mu = 20.61$ al 1° piano) e quindi decisamente inferiori rispetto alla capacità deformativa dei controventi.

Il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} (figura 71) dei pilastri è in tutti i piani inferiore all'unità e non differisce notevolmente fra i due casi considerati, sebbene sia leggermente superiore per il caso $q = 5$.

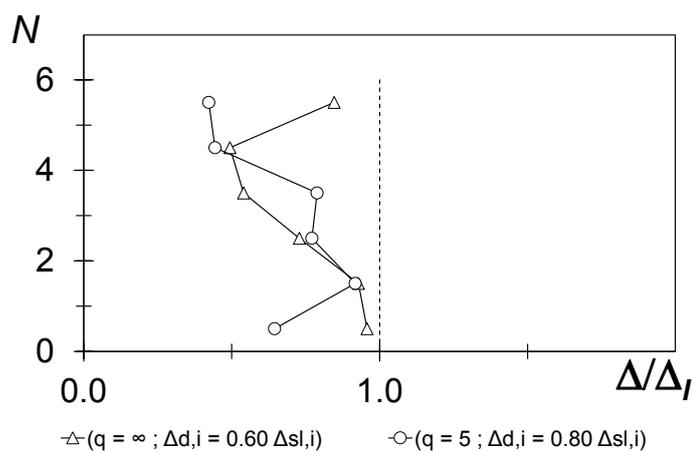


Figura 66 – Massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

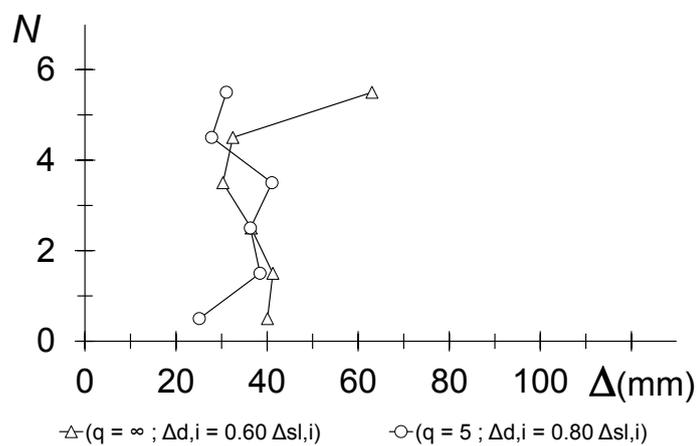


Figura 67 – Massima domanda di spostamenti di interpiano Δ per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

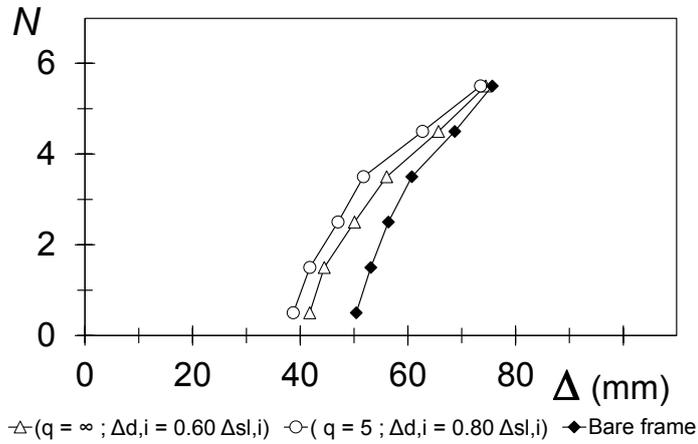


Figura 68 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

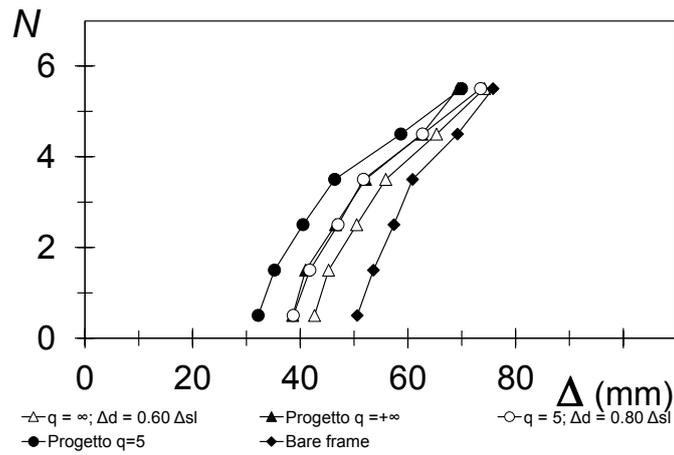


Figura 69 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} : confronto fra previsione in fase progettuale e capacità ottenuta con ADNL per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

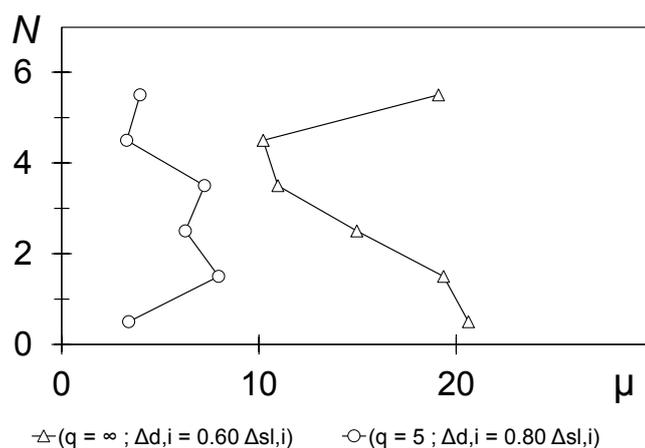


Figura 70 – Massima duttilità μ richiesta ai BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

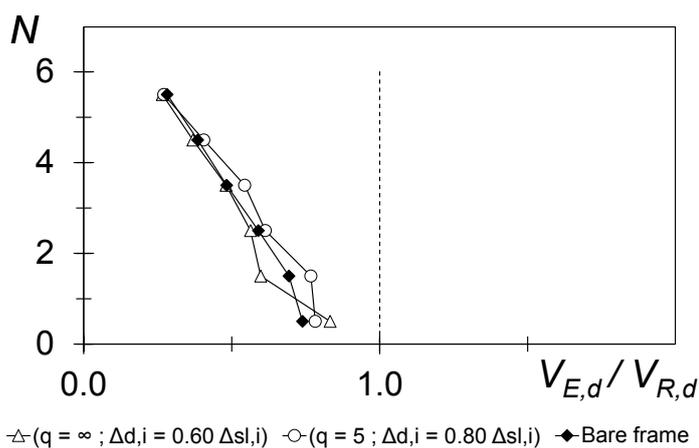


Figura 71 – Massimo rapporto V_{Ed} / V_{Rd} fra taglio sollecitante e resistente per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

Il confronto fra le aree equivalenti (figura 72) ottenute per i due casi evidenzia differenze non significative di valori. L'utilizzo di un rapporto Δ_d/Δ_{SL} pari a 0.80 con $q = 5$ influenza, infatti, positivamente il progetto per rigidità, determinando aree inferiori o paragonabili ai vari piani rispetto al progetto per duttilità con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$.

Tuttavia, la resistenza assiale allo snervamento dei BRBs N_y (figura 73) rimane notevolmente più elevata applicando il requisito sulla resistenza, rispetto a quanto avviene con l'applicazione del solo controllo di duttilità. A parità di area è necessario garantire una tensione di snervamento equivalente più elevata; il sistema di confinamento necessario per impedire l'instabilizzazione del controvento deve essere più resistente e, di conseguenza, il costo economico dell'intervento aumenta; ciò vanifica il potenziale risparmio derivante dall'assegnazione di aree equivalenti inferiori.

D'altra parte, il progetto realizzato applicando il solo controllo della duttilità permette di ottenere, per l'adeguamento del telaio, dei controventi costituiti da nuclei d'acciaio a bassa tensione di snervamento. Ciò favorisce il precoce ingresso dei BRBs in campo plastico e lo sviluppo di duttilità elevate, sfruttando la capacità di dissipazione energetica di questi dispositivi. Limitare la resistenza assiale dei controventi determina, inoltre, una minore trasmissione degli sforzi normali di compressione ai pilastri e minimizza la riduzione della loro capacità deformativa.

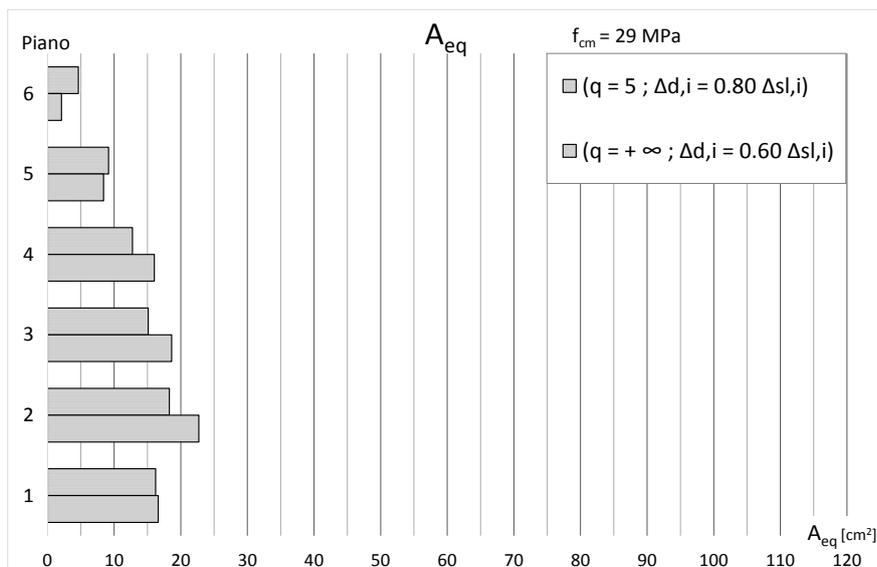


Figura 72 – Aree equivalenti A_{eq} dei BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

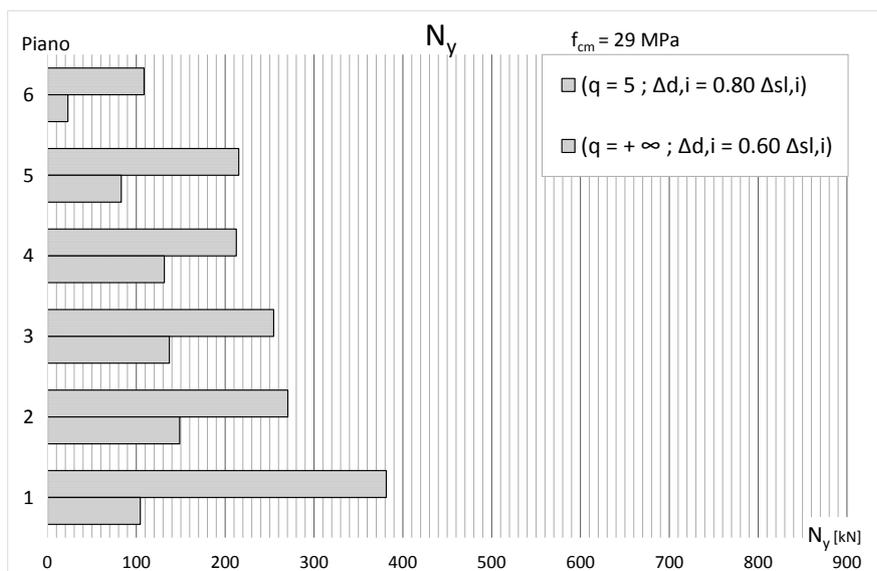


Figura 73 – Resistenze allo snervamento N_y dei BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$, $q = +\infty$ oppure $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$, $q = 5$

6.2.3. Ulteriori analisi per la validazione del metodo progettuale

Al fine di confermare la validità del metodo proposto, per tutti i telai progettati il cui rapporto domanda/capacità espresso in termini di spostamento d'interpiano verifica i requisiti previsti per lo Stato Limite di prevenzione del Collasso, sono effettuate ulteriori analisi adottando il modello EB (Elastic Beam model), ossia imponendo cautelativamente che le travi abbiano resistenza infinita.

Queste analisi dinamiche non lineari, il cui esito è riportato sinteticamente in tabella 15, sono effettuate agli Stati Limite di prevenzione del Collasso e di Danno Severo. I risultati ottenuti con la modellazione inelastica delle travi (modello PB) sono confermati generalmente anche utilizzando il modello elastico (modello EB). Si evince un leggero peggioramento con l'impiego del modello EB, al sesto piano per verifiche allo SL-C, nei casi in cui si persegue l'approccio ai soli spostamenti, ma il rapporto domanda/capacità di spostamento di interpiano rimane prossimo al valore unitario (1.03).

Il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} nei pilastri è verificato in tutti i casi analizzati, sebbene per $\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$ con $q = 4$ e $q = 5$ e sia prossimo all'unità al primo piano, determinando in quei casi la necessità di un intervento di rinforzo locale a taglio.

Tabella 15 – Esito delle ADNL in termini di Δ/Δ_{SL} per il telaio CV1 (modello EB) adeguato allo SL-C e allo SL-DS al variare di (q ; Δ_d/Δ_{SL})

ADNL Telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con BRBs						
Δ_d/Δ_{SL}	0.60		0.80		1.00	
	EB		EB		EB	
	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS
q						
4	✓	✓	✓	✓	✓	✓
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
7	✓	✓				
9	✓	✓				
11	1.03 (6)	✓				
13	1.03 (6)	✓				
$+\infty$	1.03 (6)	✓				

7. Comportamento sismico dei telai CV2 progettati per carichi verticali

7.1. Risposta sismica del telaio CV2 nudo

Per il telaio CV2, progettato per carichi verticali e avente resistenza a compressione pari a $f_{cm} = 20$ MPa inferiore alla resistenza necessaria secondo il progetto originario, le analisi effettuate sul telaio nudo mostrano in generale un comportamento peggiore rispetto al telaio con resistenza media a compressione del calcestruzzo più elevata. I *drift* richiesti superano notevolmente i 100 mm e il rapporto domanda/capacità di spostamento è ampiamente maggiore dell'unità a tutti i piani, sia per il modello con travi inelastiche che per quello con travi elastiche.

La capacità di spostamento di interpiano del telaio nudo (modello Bare Frame) è mostrata in figura 74.

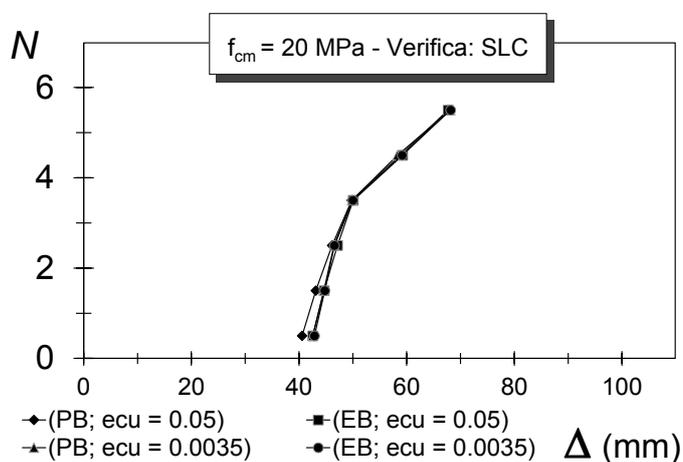


Figura 74 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto domanda/capacità di spostamento per il telaio CV2

Tabella 16 – Esito delle ADNL in termini di Δ/Δ_{SL} per il telaio CV2 (modello PB) adeguato allo SL-C e allo SL-DS al variare di (q ; Δ_d/Δ_{SL})

ADNL Telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con BRBs						
Δ_d/Δ_{SL}	0.60		0.80		1.00	
	PB		PB		PB	
	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS
4	X	X	1.18 (1)	✓	1.10 (1)	✓
5	✓	✓	1.13 (1)	✓	1.12 (2)	✓
7	✓	✓	1.22 (2)	1.12 (2)	1.30 (2)	1.23 (3)
9	1.02 (1)	✓	1.30 (1)	1.12 (2)	1.42 (3)	1.39 (4)
11	1.02 (1)	✓	1.31 (1)	1.12 (2)	1.44 (1)	1.22 (2)
13	1.02 (1)	✓	1.31 (1)	1.12 (2)	1.42 (1)	1.20 (2)
$+\infty$	1.03 (1)	✓	1.31 (1)	1.12 (2)	1.42 (1)	1.19 (2)

7.2. Risposta sismica dei telai CV2 controventati

Le analisi effettuate sui telai adeguati mostrano, anche per i telai CV2 controventati, un sostanziale miglioramento della risposta sismica rispetto al caso del telaio nudo (tabella 16).

E' possibile notare quanto segue. I progetti per $\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$ verificano ad ogni piano allo Stato Limite di prevenzione del Collasso e allo Stato Limite di Danno Severo per tutti i valori di q ; per progetti ottenuti senza imporre requisiti di resistenza, ma applicando il solo progetto per duttilità dei BRBs il rapporto Δ/Δ_{SL} supera del 3% l'unità unicamente al primo piano, valore ritenuto accettabile.

Per ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$, $q = 5$) la verifica a taglio dei pilastri del primo piano non è soddisfatta. Per ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$, $q = 4$) e ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$, $q = 4$) nella verifica allo SL-DS, il taglio sollecitante nei pilastri supera di poco il taglio resistente al primo piano. I progetti con ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$, $q = 4$), ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$, $q = 4$), ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$, $q = 5$) e ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$, $q = 5$), a differenza di quanto avviene per il telaio CV1, sono tali da adeguare il sistema solo allo SL-DS; allo SL-C il rapporto domanda/capacità di spostamento interpiano supera l'unità e assume il valore massimo ai piani inferiori.

I risultati delle analisi dinamiche non lineari sui telai CV2, per i progetti effettuati con $\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$ e con le travi a resistenza infinita (modello EB) sono riportati in tabella 17. Si evidenzia che, per questo valore del rapporto fra *drift* di progetto e *drift* limite, al variare di q il telaio modellato con travi elastiche continua a soddisfare le verifiche relative ad entrambi gli Stati Limite considerati.

Tabella 17 – Esito delle ADNL in termini di Δ/Δ_{SL} per il telaio CV2 (modello EB) adeguato allo SL-C e allo SL-DS al variare di (q ; Δ_d/Δ_{SL})

ADNL Telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con BRBs						
Δ_d/Δ_{SL}	0.60		0.80		1.00	
	EB		EB		EB	
	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS
q						
4	X	X				
5	✓	✓				
7	✓	✓				
9	1.03 (1)	✓				
11	1.03 (1)	✓				
13	1.03 (1)	✓				
$+\infty$	1.03 (1)	✓				

7.2.1. Risposta sismica dei telai CV2 progettati per $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$

Nel seguito si fa riferimento ai telai CV2 $f_{cm} = 20$ MPa e travi inelastiche, i cui interventi di adeguamento sono progettati con un rapporto $\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$; fra questi, sono posti a confronto i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari per i telai progettati con $q = +\infty$ e $q = 5$, per verifiche allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (casi evidenziati in grassetto in tabella 16). I due casi rappresentano, rispettivamente:

- $\Delta_d/\Delta_{SL}=0.60, q=+\infty$ il risultato della progettazione con approccio puro agli spostamenti;
- $\Delta_d/\Delta_{SL}=0.60, q=5$ il risultato del progetto condotto con approccio misto a spostamenti e resistenze.

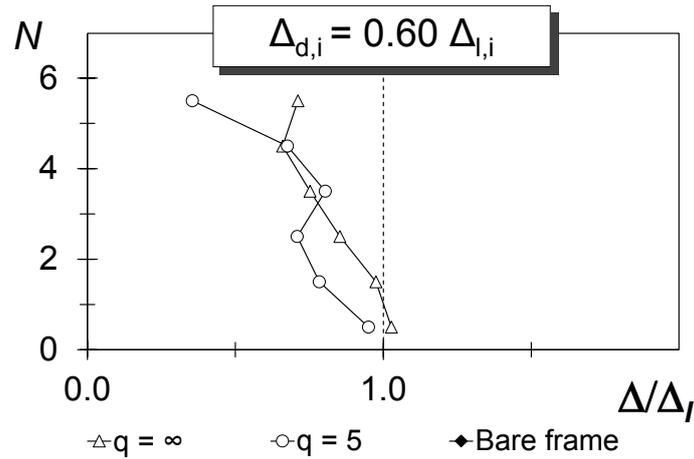


Figura 75 – Massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

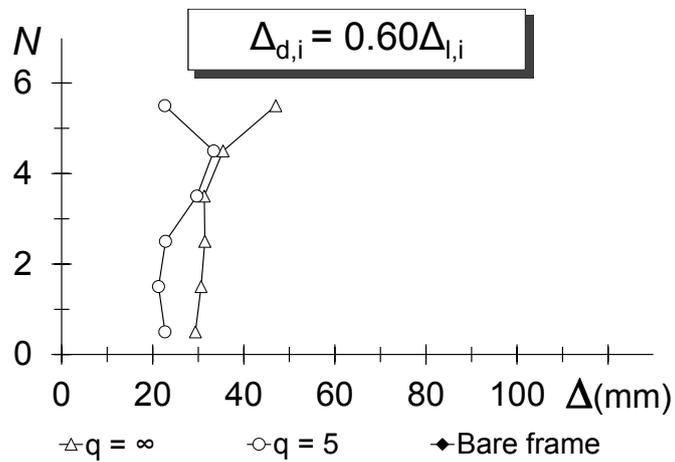


Figura 76 – Massima domanda di spostamenti di interpiano Δ per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

L'applicazione dei due approcci progettuali al telaio progettato per resistere ai soli carichi verticali e realizzato con bassa resistenza media a compressione del calcestruzzo ($f_{cm} = 20$ MPa) conferma ulteriormente quanto visto per l'analogo telaio realizzato con calcestruzzo di resistenza idonea rispetto al progetto originale ($f_{cm} = 29$ MPa).

Il progetto con approccio ai soli spostamenti ($q = +\infty$) fornisce una distribuzione del rapporto Δ/Δ_{SL} paragonabile a quella ottenuta imponendo anche il requisito sulle resistenze ($q = 5$), ma con un minore sovradimensionamento dei controventi a diversi piani e una maggiore uniformità in altezza (figura 75).

Tale distribuzione è influenzata dall'andamento dei massimi spostamenti di interpiano richiesti (figura 76), che differiscono per i due casi ai piani bassi e all'ultimo, evidenziando la maggiore uniformità dell'intervento progettato solo per duttilità.

Si conferma la maggiore validità del progetto dei BRBs per duttilità anche osservando come esso permetta di limitare, anche per il telaio CV2 a bassa resistenza del calcestruzzo, la riduzione dei *drift* disponibili per effetto dello sforzo normale trasmesso dai controventi ai pilastri (figura 77).

Per completezza si riporta, anche in questo caso, il confronto fra i *drift* disponibili per lo Stato Limite di riferimento previsti in fase progettuale e i loro valori ottenuti durante la analisi dinamiche non lineari (figura 78).

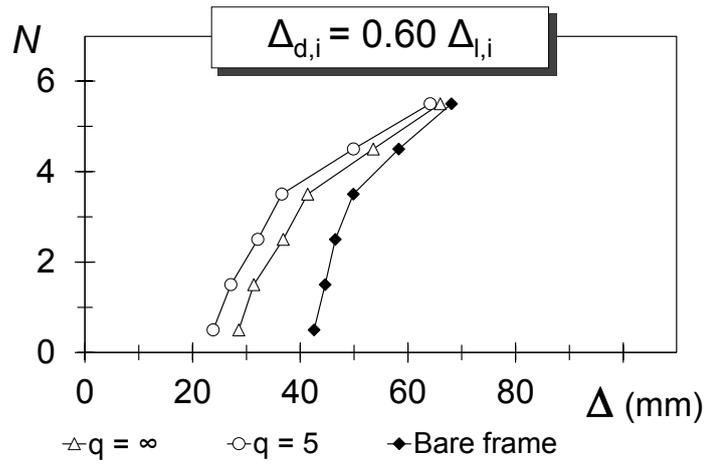


Figura 77 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

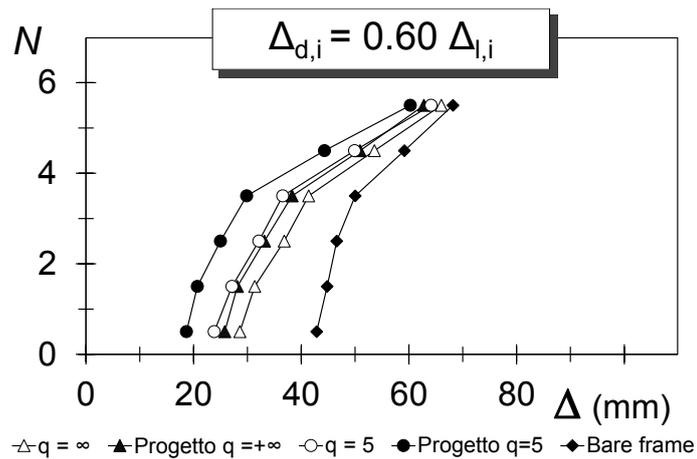


Figura 78 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} : confronto fra previsione in fase progettuale e capacità ottenuta con ADNL per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

L'approccio ai soli spostamenti favorisce lo sviluppo di duttilità più elevate nei controventi di tutti i piani e con valori più uniformi lungo l'altezza del telaio, segno di un migliore sfruttamento delle loro proprietà dissipative (figura 79), rispetto all'approccio ibrido a spostamenti e resistenze.

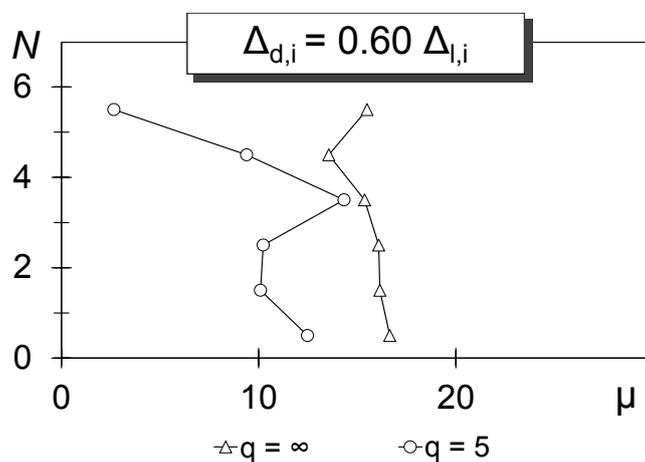


Figura 79 – Massima duttilità μ richiesta ai BRBs per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{sl})_i = 0.60$

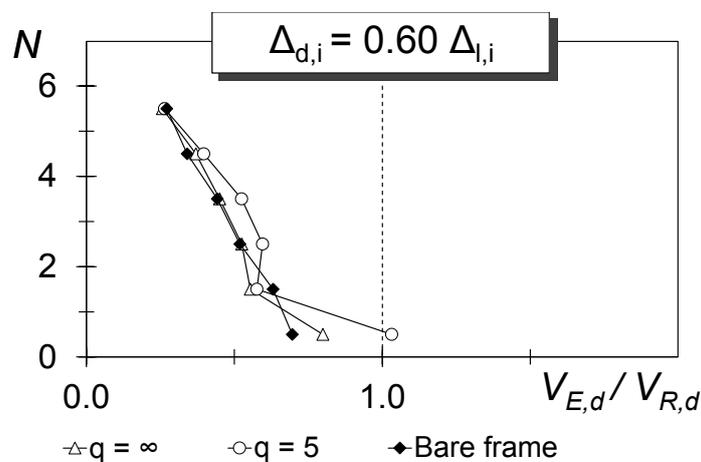


Figura 80 – Massimo rapporto V_{Ed} / V_{Rd} fra taglio sollecitante e resistente per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{sl})_i = 0.60$

E' da notare che, per questo caso in cui la resistenza a compressione del calcestruzzo è assunta inferiore a quella necessaria da progetto, progettando con approccio ibrido (caso $q = 5$) il massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd} nei pilastri di piano tende ad essere maggiore dell'unità (figura 80) determinando la necessità di interventi locali di rinforzo a taglio dei pilastri.

Le aree equivalenti A_{eq} delle sezioni trasversali dei BRBs (figura 81) e le resistenze assiali N_y da assegnare ai controventi (figura 82) risultano sempre inferiori applicando il progetto per duttilità ($q = +\infty$) rispetto a quello per duttilità e resistenza ($q = 5$).

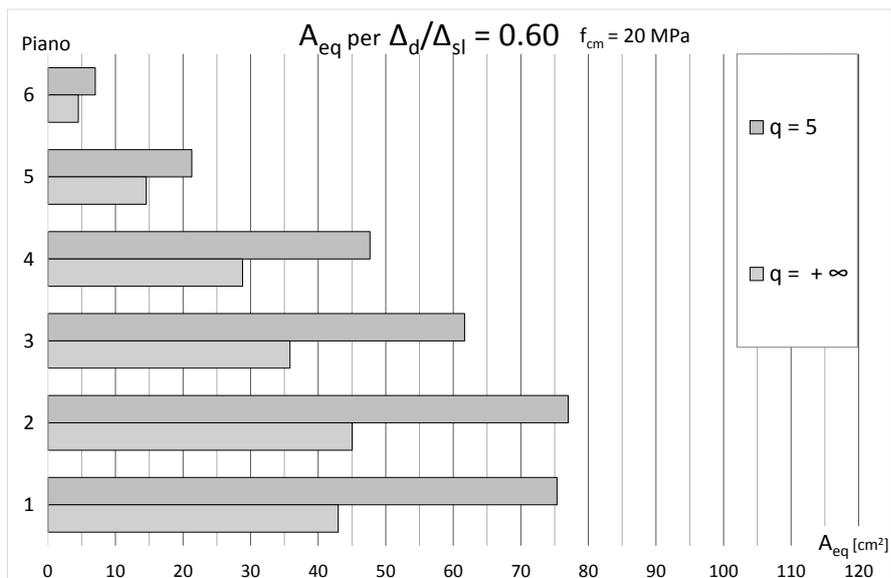


Figura 81 – Aree equivalenti A_{eq} dei BRBs per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

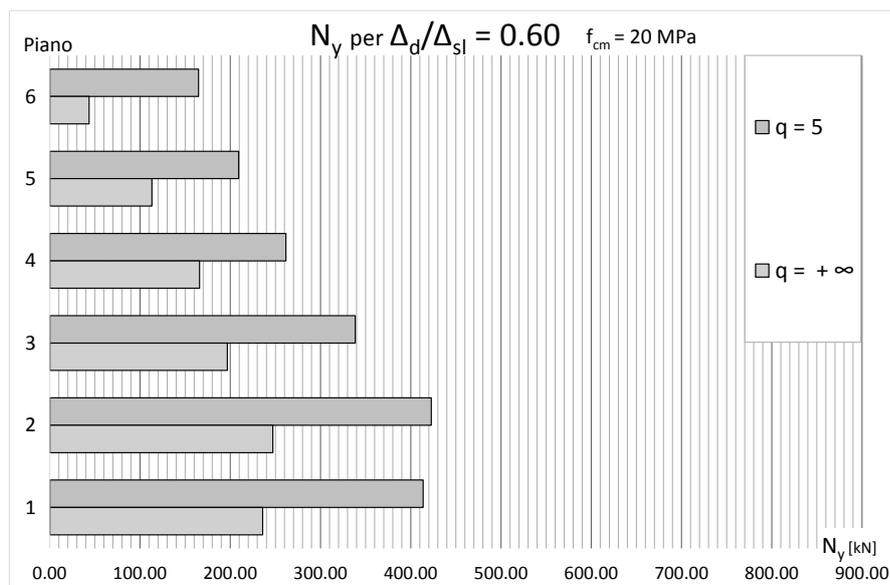


Figura 82 – Resistenze allo snervamento N_y dei BRBs per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

Nel tentativo di migliorare ulteriormente la distribuzione delle deformazioni plastiche lungo l'altezza per il caso di telai adeguati con i parametri progettuali ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$, $q = +\infty$), sono condotte analisi dinamiche non lineari su una serie aggiuntiva di progetti per i quali la distribuzione del rapporto fra *drift* di progetto e limite è non uniforme lungo l'altezza del telaio. L'obiettivo è ridurre la rigidezza fornita dai controventi ai piani superiori del telaio, rendendo in quei piani il requisito di rigidezza meno restrittivo. Le distribuzioni utilizzate per i progetti sono illustrate nel capitolo 3 in tabella 10. Il modello utilizzato prevede travi inelastiche (modello PB). I risultati delle analisi dinamiche evidenziano un rapporto domanda/capacità Δ/Δ_{SL} maggiore dell'unità in alcuni piani, per tutte le distribuzioni del parametro Δ_d/Δ_{SL} considerate; pertanto, è possibile affermare che quella che prevede un rapporto con $\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$ costante a tutti i piani sia la distribuzione ottimale.

Si riportano, in via esemplificativa, i risultati ottenuti per la distribuzione 60(2)L80 in confronto al caso ($\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$, $q = +\infty$), per verifiche allo Stato Limite di prevenzione del Collasso. Fra gli enti di risposta è da notare in particolare l'eccessivo incremento della domanda di spostamento (figura 84) e della duttilità richiesta (figura 86) all'ultimo piano del telaio.

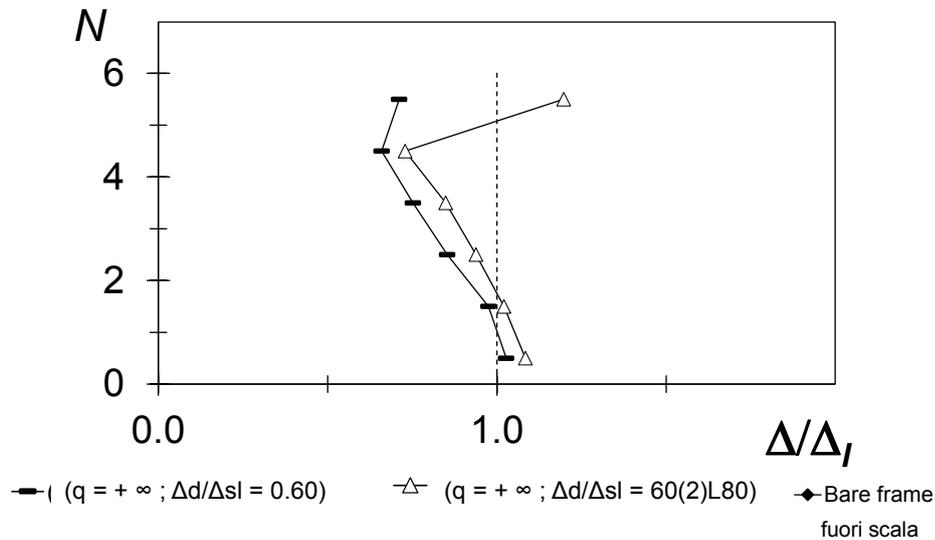


Figura 83 – Massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con distribuzione del rapporto (Δ_d/Δ_{SL});

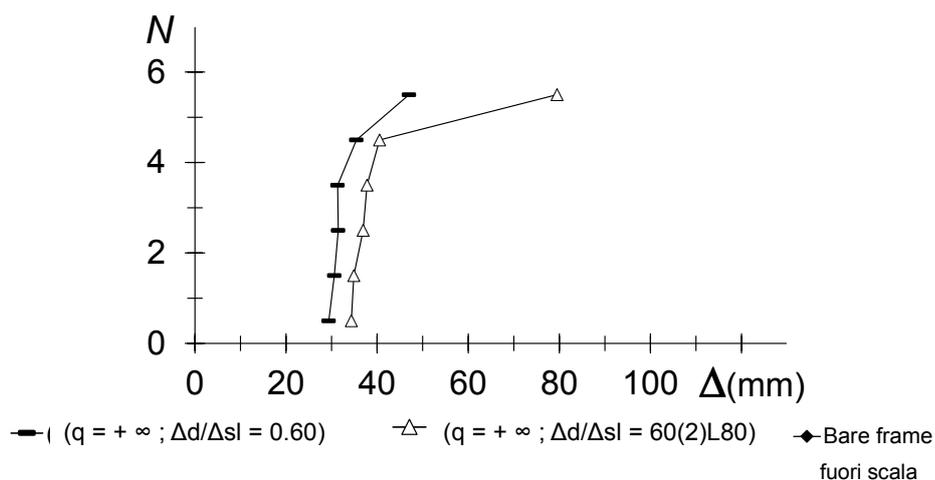


Figura 84 – Massima domanda di spostamenti di interpiano Δ per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con distribuzione del rapporto $(\Delta d/\Delta_{sl})_i$ costante e pari a 0.60 oppure di tipo 60(2)L80

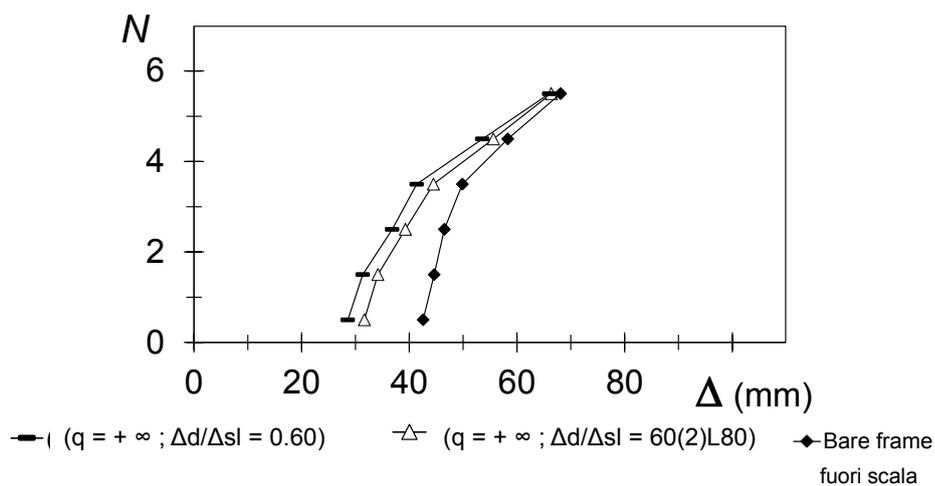


Figura 85 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con distribuzione

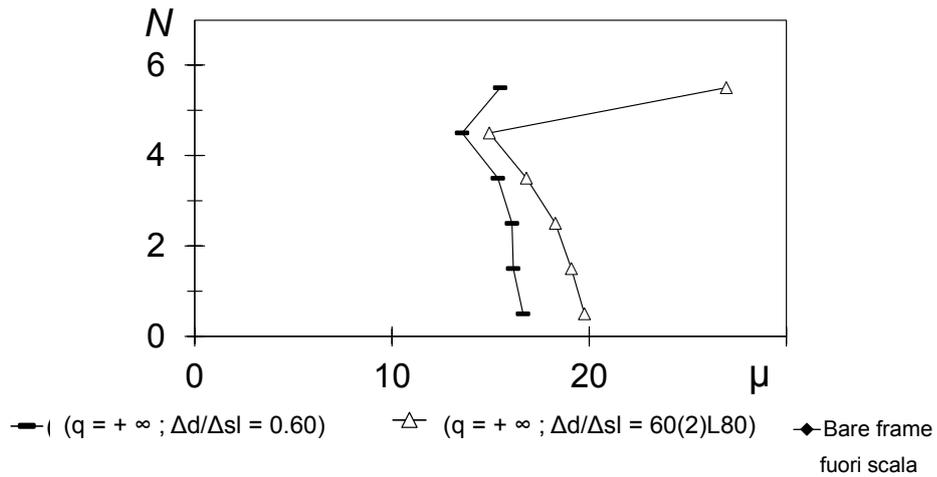


Figura 86 – Massima duttilità μ richiesta ai BRBs per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con distribuzione del rapporto $(\Delta d/\Delta sl)_i$ costante e pari a 0.60 oppure di tipo 60(2)L80

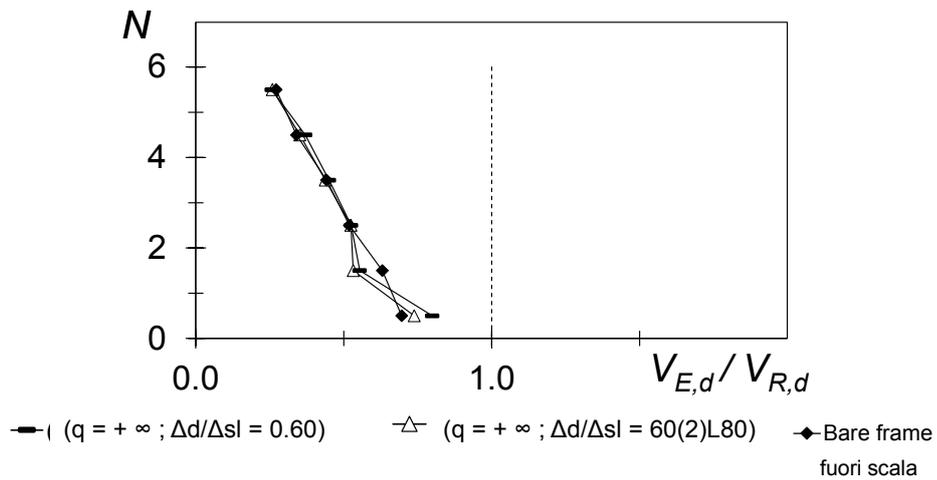


Figura 87 – Massimo rapporto V_{Ed} / V_{Rd} fra taglio sollecitante e resistente per il telaio CV2 con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con distribuzione del rapporto $(\Delta d/\Delta sl)_i$ costante e pari a 0.60 oppure di tipo 60(2)L80

8. Comportamento sismico dei telai AS progettati per zone a bassa sismicità

8.1. Risposta sismica del telaio AS nudo

Le analisi dinamiche non lineari condotte sul telaio nudo progettato per resistere a terremoti di bassa intensità e realizzato con calcestruzzo di qualità scadente evidenziano una domanda di spostamento d'interpiano superiore alla capacità, per verifiche allo Stato limite di prevenzione del Collasso, ai primi cinque impalcati (figura 88). Questo si può affermare già per la modellazione delle travi come elementi inelastici (modello PB); nell'ipotesi di modellazione delle travi con resistenza infinita (modello EB), si ha un ulteriore peggioramento della risposta sismica del telaio. Il telaio AS mostra un meccanismo di collasso globale, diverso da quello evidenziato dai telai CV1 e CV2; ciò consegue alla progettazione originale del telaio, che tiene conto di azioni sismiche, pur se di lieve intensità.

La domanda sismica in termini di spostamenti di interpiano massimi è mostrata in figura 89. A seguire è rappresentata la capacità di spostamento di interpiano in corrispondenza del massimo rapporto domanda/capacità ottenuto durante l'analisi (figura 90); la deformazione del calcestruzzo a rottura $\epsilon_{cu,r}$ è assunta pari al 3.5% per entrambi i modelli PB ed EB.

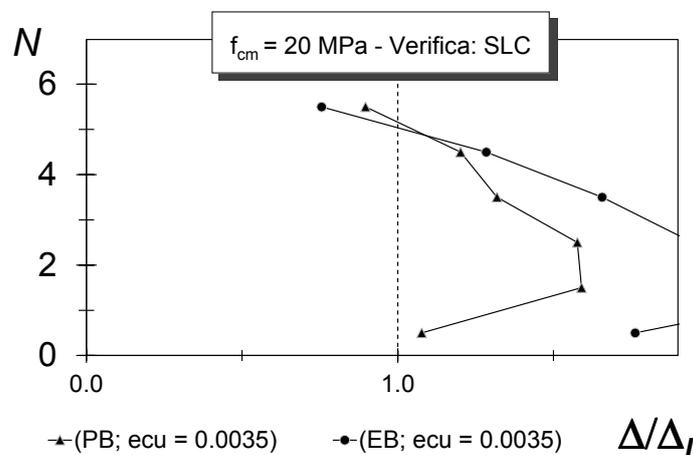


Figura 88 – Massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio AS

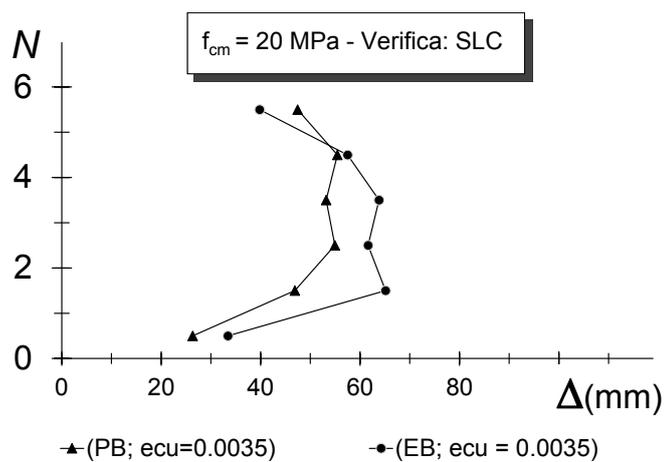


Figura 89 – Massima domanda di spostamenti di interpiano Δ per il telaio AS

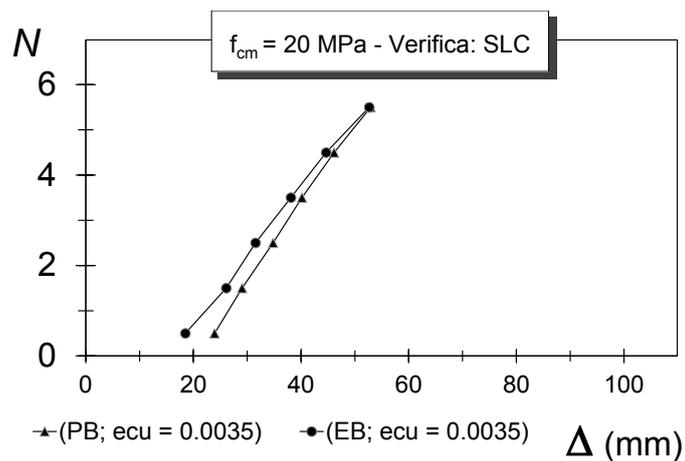


Figura 90 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio AS

8.2. Risposta sismica dei telai AS controventati

L'elaborazione dei risultati delle analisi dinamiche non lineari sui telai AS controventati conferma che l'intervento di protezione sismica con BRBs ottenuto mediante il metodo di progetto proposto permette di ridurre sensibilmente l'entità del danno legato alla risposta sismica delle strutture esistenti.

In particolare, è ridotto il rapporto domanda/capacità in termini di

Tabella 18 – Esito delle ADNL in termini di Δ/Δ_{SL} per il telaio AS (modello PB) adeguato allo SL-C e allo SL-DS al variare di (q ; Δ_d/Δ_{SL})

ADNL Telaio AS ($f_{em} = 20$ MPa) con BRBs						
Δ_d/Δ_{SL}	0.60		0.80		1.00	
	PB		PB		PB	
	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS
q						
5	✓	✓	1.07(2)	✓	1.35(3)	1.24(3)
7	✓	✓	1.14(2)	✓	1.42(2)	1.29(2)
9	✓	✓	1.13(2)	1.06(5)	1.33(3)	1.53(3)
11	✓	✓	1.13(2)	1.06(5)	1.30(3)	1.50(3)
13	✓	✓	1.13(2)	1.06(5)	1.30(3)	1.50(3)
$+\infty$	✓	✓	1.13(2)	1.06(5)	1.30(3)	1.50(3)

Tabella 19 – Esito delle ADNL in termini di Δ/Δ_{SL} per il telaio AS (modello EB) adeguato allo SL-C e allo SL-DS al variare di (q ; Δ_d/Δ_{SL})

ADNL Telaio AS ($f_{em} = 20$ MPa) con BRBs						
Δ_d/Δ_{SL}	0.60		0.80		1.00	
	EB		EB		EB	
	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS	SL-C	SL-DS
q						
5	✓	✓		✓		
7	✓	✓		1.11(2)		
9	✓	✓				
11	✓	✓				
13	✓	✓				
$+\infty$	✓	✓				

spostamento di interpiano lungo l'altezza; la sintesi delle analisi condotte, con il riepilogo dei massimi valori ottenuti per questo ente di risposta, è contenuta nelle tabelle 18 (modello PB) e 19 (modello EB).

A conferma di quanto dedotto per i telai CV1 e CV2 progettati per soli carichi verticali, anche i telai AS progettati per terremoti di lieve intensità e adeguati utilizzando *drift* di progetto pari al 60% dei *drift* limite soddisfano le verifiche ad entrambi gli Stati Limite considerati (SL-C e SL-DS).

8.2.1. Risposta sismica dei telai AS progettati per $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$

Al fine di agevolare la lettura della risposta sismica dei telai, di seguito sono riportati i risultati delle analisi dinamiche non lineari condotte allo SL-C per i telai AS adeguati, nei due casi:

$\Delta_d/\Delta_{SL}=0.60$, $q=+\infty$ con approccio progettuale ai soli spostamenti e conseguente calcolo di $f_{y,eq}$ solo per duttilità;

$\Delta_d/\Delta_{SL}=0.60$, $q=5$ con approccio progettuale misto a spostamenti e resistenze, in cui il valore di $f_{y,eq}$ deriva dal controllo della duttilità e dal requisito sulla resistenza.

In entrambi i casi considerati è adottato il modello con travi inelastiche (modello PB). Nei diagrammi riferiti al telaio AS compare anche la risposta sismica del telaio nudo, in quanto questa assume valori confrontabili con quelli relativi ai telai adeguati.

In figura 91 è diagrammato il rapporto domanda/capacità in termini di spostamento di interpiano massimo. Il progetto ai soli spostamenti ($q = +\infty$) consente di evitare il sovradimensionamento dell'intervento che caratterizza ai primi tre piani e al sesto il progetto condotto con approccio ibrido agli spostamenti e alle resistenze ($q = 5$). Esso, inoltre, ha il vantaggio di determinare un rapporto Δ/Δ_{SL} maggiormente uniforme lungo l'altezza del telaio.

I massimi valori dei *drift* richiesti (figura 92) al telaio adeguato con i due approcci progettuali sono paragonabili; il progetto con imposizione del requisito di resistenza ($q = 5$) determina tuttavia, rispetto all'altro approccio, un valore massimo del *drift* decisamente più limitato all'ultimo impalcato, che spiega la riduzione del rapporto domanda/capacità descritta poco sopra.

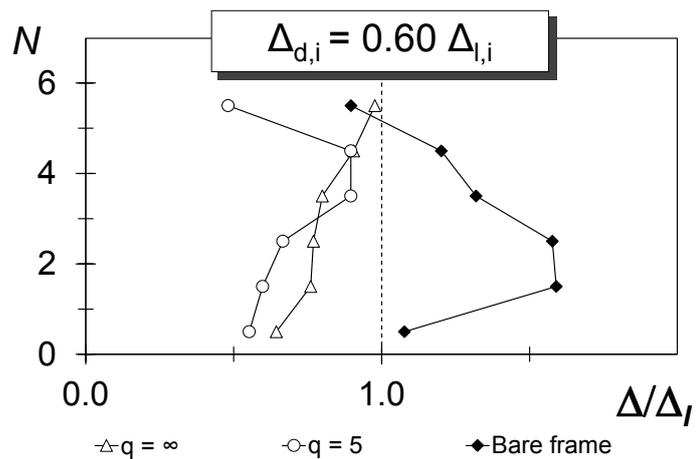


Figura 91 – Massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio AS con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

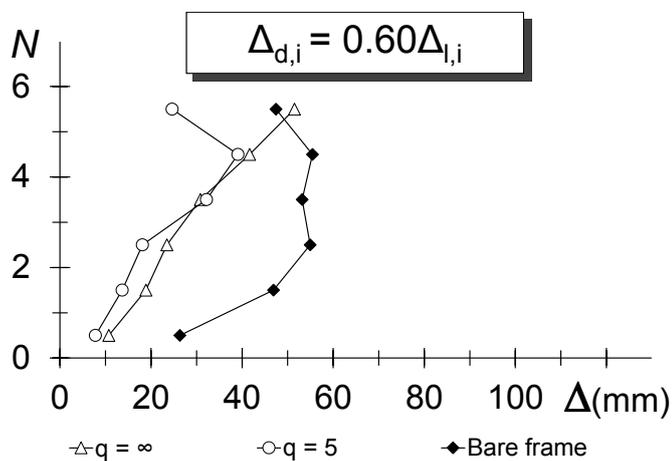


Figura 92 – Massima domanda di spostamenti di interpiano Δ per il telaio AS con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

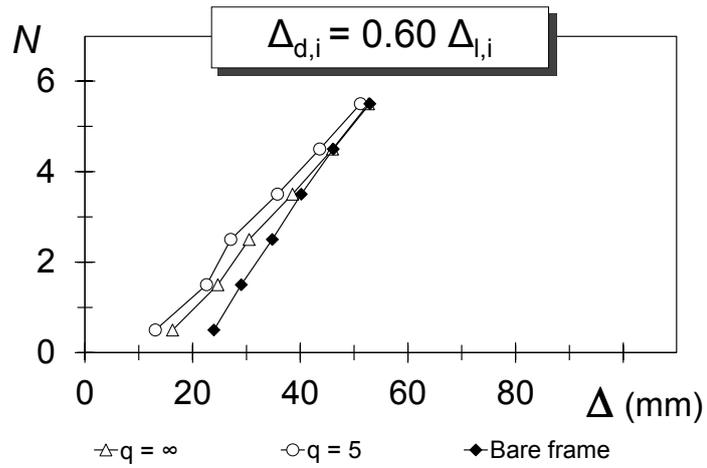


Figura 93 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} in corrispondenza del massimo rapporto Δ/Δ_{SL} per il telaio AS con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

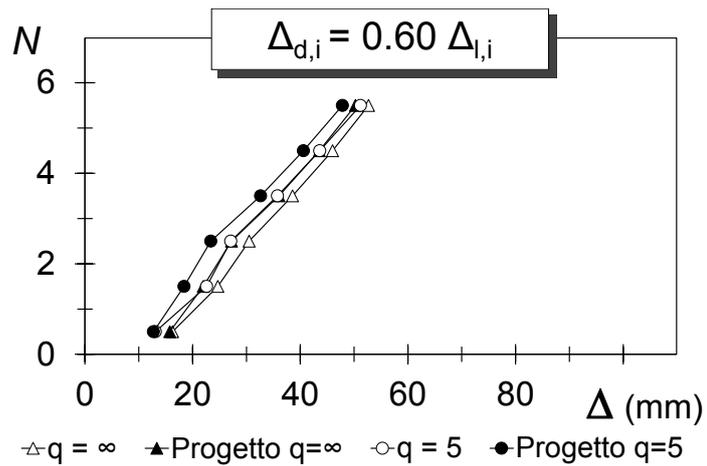


Figura 94 – Capacità di spostamento di interpiano Δ_{SL} : confronto fra previsione in fase progettuale e capacità ottenuta con ADNL per il telaio AS con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

La capacità di spostamento di interpiano valutata in corrispondenza del massimo rapporto domanda/capacità ottenuto durante l'analisi (figura 93) è paragonabile per i due casi considerati. Anche per il telaio AS, progettare con approccio puro agli spostamenti limita la riduzione della capacità della struttura; tuttavia, rispetto ai casi precedenti (telai CV1 e CV2), l'influenza dei controventi sulla capacità deformativa dei pilastri è ridotta, in quanto i pilastri sono caratterizzati da aree delle sezioni trasversali generalmente più grandi. E' da notare, inoltre, che la capacità di spostamento interpiano del telaio, sia nudo che controventato, è inferiore rispetto alla corrispondente capacità per i telai progettati per carichi verticali (cfr. par. 6 e 7 di questo capitolo); il telaio AS, infatti, per l'orientamento delle sezioni dei pilastri e per le loro dimensioni, risulta maggiormente rigido rispetto ai precedenti.

La figura 94 conferma la buona capacità di previsione dei *drift* disponibili in fase progettuale per entrambi gli approcci.

La massima duttilità richiesta ai BRBs (figura 95) è sempre inferiore al valore imposto come limite, pari a 25 per lo SL-C, con valori più elevati quasi a tutti i piani nel caso di approccio progettuale ai soli spostamenti.

Il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} fra taglio sollecitante e resistente nei pilastri (figura 96) è inferiore all'unità a tutti i piani, nel caso di progetto ai soli spostamenti; esso supera l'unità al secondo piano nel caso in cui il progetto preveda l'ulteriore imposizione del requisito di resistenza.

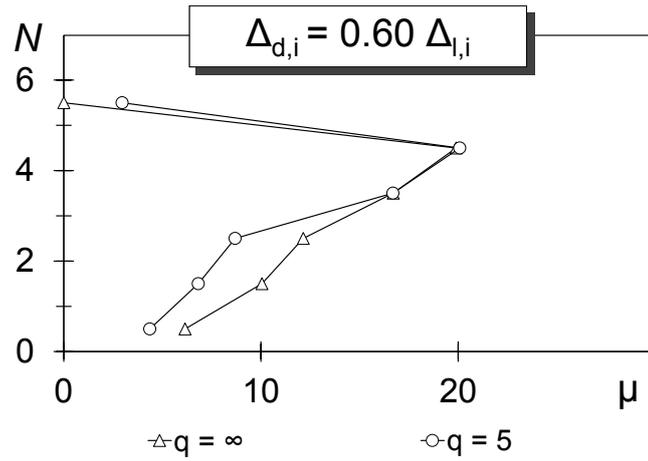


Figura 95 – Massima duttilità μ richiesta ai BRBs per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

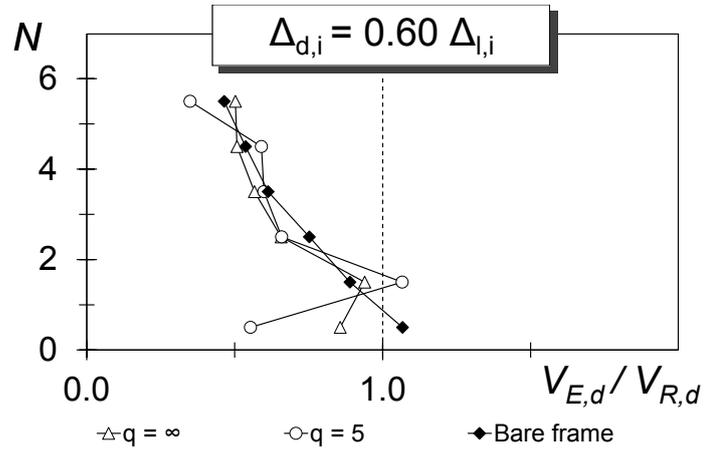


Figura 96 – Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd} fra taglio sollecitante e resistente per il telaio CV1 con $f_{cm} = 29$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.60$

Il telaio AS in c.a. è sostanzialmente più rigido dei telai CV1 e CV2; di conseguenza il contributo irrigidente richiesto ai controventi risulta più elevato; ciò determina aree equivalenti A_{eq} necessarie per le sezioni trasversali dei controventi maggiori rispetto a quelle ottenute per i telai progettati per carichi verticali.

L'andamento delle aree A_{eq} e delle resistenze allo snervamento N_y è mostrato, rispettivamente, nelle figure 97 e 98; esso conferma che, a parità del rapporto $\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$, l'approccio progettuale ai soli spostamenti permette di ottenere l'adeguamento del telaio AS, progettato per bassi livelli di intensità sismica, tramite BRBs caratterizzati da A_{eq} e N_y inferiori, rispetto all'approccio progettuale misto. La tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$ necessaria per i BRBs è tendenzialmente bassa (in molti casi pari al suo valore minimo accettabile $f_{y,eq,min}$), in conseguenza degli alti valori di A_{eq} ; ciò accade per entrambi gli approcci progettuali.

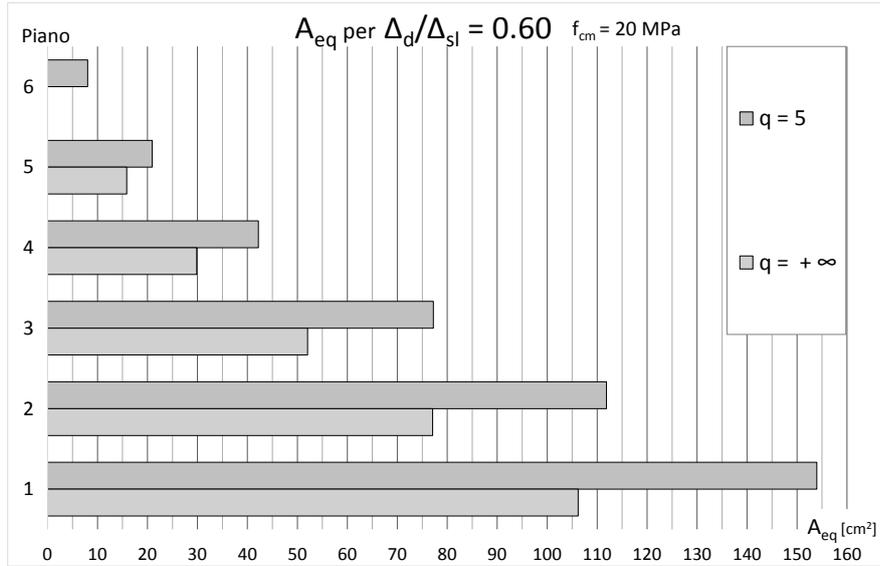


Figura 97 – Aree equivalenti A_{eq} dei BRBs per il telaio AS con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$

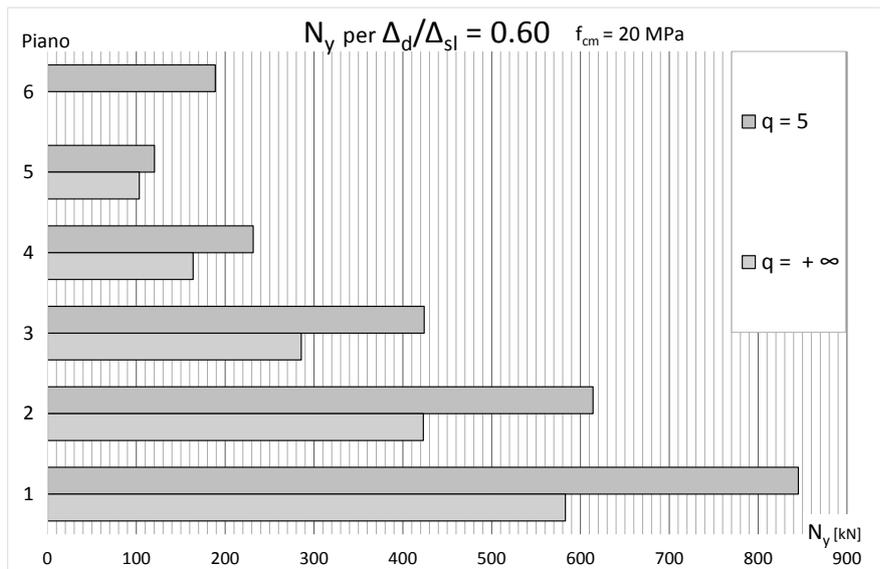


Figura 98 – Resistenze allo snervamento N_y dei BRBs per il telaio AS con $f_{cm} = 20$ MPa adeguato, con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$

Capitolo 5

CONCLUSIONI

Il presente lavoro intende fornire un contributo alla definizione di metodi di progetto per l'adeguamento sismico di telai esistenti in c.a. mediante controventi dissipativi a instabilità impedita. Il metodo proposto agisce indipendentemente, secondo una procedura iterativa, sulla definizione della rigidezza e della resistenza da fornire a ciascun piano della struttura tramite i BRBs. Per la validazione del metodo progettuale, la risposta sismica di telai controventati con BRBs a seguito dell'applicazione della procedura di progetto è determinata tramite analisi dinamiche non lineari. La modellazione degli elementi e dei materiali costituenti la struttura in c.a. ed i BRBs consente di cogliere con accuratezza il comportamento delle strutture controventate sotto l'effetto del sisma di riferimento. L'input sismico è costituito da dieci accelerogrammi artificiali spettro compatibili, con accelerazione di picco al suolo pari, rispettivamente, a 0.35 g e a 0.44 g per terremoti con probabilità di superamento del 10% e del 5% in 50 anni. Il comportamento sismico dei telai è rappresentato in termini di distribuzione, lungo l'altezza, dei massimi valori della domanda di spostamento di interpiano, del rapporto tra domanda e capacità di spostamento del telaio, della duttilità richiesta ai BRBs nonché del rapporto fra taglio sollecitante e resistente dei pilastri.

In base ai risultati dei progetti - in termini di aree e resistenze assiali allo snervamento dei BRBs - e delle analisi numeriche sono valutati l'approccio ed i parametri progettuali che permettono di ottimizzare

l'intervento di adeguamento dal punto di vista prestazionale ed economico. Come riferimento per le verifiche è assunto lo Stato Limite di prevenzione del Collasso per terremoti con $P_{vr} = 5\%$ in 50 anni e ulteriori verifiche sono condotte allo Stato Limite di Danno Severo per $P_{vr} = 10\%$ in 50 anni. Ciò al fine di suggerire lo Stato Limite di riferimento per il progettista, che, utilizzato in fase progettuale, garantisca l'ottenimento di buone prestazioni sismiche nelle verifiche per entrambi gli Stati Limite. In tutti i casi analizzati, l'inserimento dei BRBs ha migliorato notevolmente le prestazioni sismiche dei telai di edifici esistenti.

Per quanto concerne le prestazioni sismiche, sono suggeriti i parametri progettuali che consentono la verifica degli elementi duttili, determinando rapporti tra domanda e capacità di spostamento di interpiano non maggiori dell'unità e lo sviluppo di valori elevati ma accettabili di duttilità dei controventi. Sono verificati, inoltre, gli elementi fragili, tramite il controllo a taglio dei pilastri. Dal punto di vista economico è valutato il miglior rapporto tra le prestazioni del telaio adeguato e il costo necessario per realizzare l'intervento, in relazione all'area delle sezioni trasversali e alle resistenze assiali dei BRBs necessarie.

Nell'ambito dei casi studio analizzati, rappresentativi di edifici esistenti in c.a. con propensione a sviluppare diversi meccanismi di collasso, si può affermare che la progettazione ottimale dell'intervento di adeguamento secondo il metodo progettuale proposto è ottenibile utilizzando spostamenti di interpiano di progetto pari al 60% degli spostamenti limite e determinando le tensioni di snervamento dei controventi unicamente mediante il controllo della duttilità. Ciò consente di verificare tutti i telai analizzati sia allo SL-C che allo SL-DS e di ottenere un intervento ottimale dal punto di vista economico .

Appendice A

PROGETTI

In questa appendice al testo sono riportati per esteso i risultati dei progetti effettuati applicando il metodo progettuale descritto nel capitolo 2 ai casi studio descritti nel capitolo 3.

Sono riportati un totale di 48 progetti di adeguamento dei telai progettati per carichi verticali CV1 e CV2, aventi rispettivamente $f_{cm} = 29$ MPa e $f_{cm} = 20$ MPa e di 18 progetti eseguiti sul telaio AS progettato per bassi livelli di intensità sismica. Tutti i progetti sono realizzati con riferimento allo Stato Limite di Collasso (SL-C).

Per ciascuno dei valori del parametro progettuale (Δ_d / Δ_{SL}), assunto costante lungo l'altezza del telaio e pari a 0.60, 0.80 oppure 1.00, si è effettuato il progetto di adeguamento del telaio al variare del secondo parametro progettuale, il fattore di struttura q . Per i telai CV1 e CV2 il fattore di struttura assume i valori 4, 5, 7, 9, 11, 13, $+\infty$ e per il telaio AS q varia fra i valori 5, 7, 9, 11, 13, $+\infty$.

I risultati dei progetti sono esposti separatamente per ciascun telaio e sono riportati inizialmente tramite valori numerici rappresentati in forma tabellare. Le grandezze indicate sono l'area equivalente della sezione trasversale, la tensione di snervamento equivalente e la resistenza assiale allo snervamento dei BRBs. A seguire, gli stessi risultati sono esposti tramite grafici a barre, ciascuno dei quali, fissato il valore di (Δ_d / Δ_{SL}), mostra l'andamento della grandezza considerata per i diversi progetti effettuati al variare del fattore di struttura q . Ciò risulta utile per effettuare un confronto in termini economici fra i progetti ottenuti.

1. Controventi per l'adeguamento del telaio CV1 progettato per carichi verticali e realizzato con materiali adeguati

Il telaio CV1, progettato per soli carichi verticali e caratterizzato da una resistenza media a compressione del calcestruzzo $f_{cm} = 29$ MPa, è descritto nel par. 2.1 del capitolo 3.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati numerici dei progetti effettuati sul telaio CV1 in termini di tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$, area della sezione trasversale equivalente A_{eq} e resistenza allo snervamento equivalente N_y dei controventi inseriti. A seguire gli stessi risultati sono riportati in grafici per una lettura più agevole.

1.1. Risultati dei progetti per il telaio CV1

Tabella 20 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = 4$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	q = 4								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	235.00	8.77	206.20	235.00	7.15	167.92	235.00	6.70	157.39
5	181.30	16.04	290.86	235.00	13.51	317.42	235.00	12.76	299.75
4	107.20	34.87	373.76	187.20	18.04	337.62	235.00	16.45	386.67
3	96.10	43.98	422.67	177.80	22.55	400.94	235.00	18.08	424.85
2	92.40	54.73	505.72	154.80	28.15	435.82	235.00	21.08	495.44
1	89.70	50.15	449.82	235.00	23.42	550.29	235.00	20.86	490.09

Tabella 21 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = 5$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	q = 5								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	235.00	5.79	136.11	235.00	4.62	108.57	235.00	4.17	98.03
5	164.30	12.12	199.16	235.00	9.16	215.24	235.00	8.36	196.42
4	90.80	24.31	220.70	166.80	12.74	212.54	235.00	10.77	253.18
3	92.40	29.89	276.15	168.50	15.11	254.54	235.00	10.98	257.95
2	82.60	36.70	303.17	147.90	18.30	270.60	235.00	13.44	315.91
1	95.90	32.27	309.47	235.00	16.23	381.37	235.00	13.30	312.59

Tabella 22 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento
dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = 7$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	$q = 7$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	235.00	3.17	74.53	235.00	2.29	53.86	235.00	2.07	48.64
5	95.60	9.28	88.76	235.00	4.99	117.34	235.00	4.54	106.72
4	77.30	18.05	139.49	104.20	8.80	91.64	162.10	5.19	84.17
3	68.80	21.37	147.05	117.00	9.57	111.94	235.00	7.26	170.59
2	61.10	26.20	160.09	108.90	11.11	121.02	235.00	8.29	194.89
1	58.60	20.54	120.38	235.00	8.86	208.16	235.00	4.20	98.62

Tabella 23 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento
dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = 9$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	$q = 9$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	129.80	2.12	27.49	235.00	1.28	30.00	235.00	1.16	27.27
5	98.30	8.54	83.93	106.60	3.39	36.13	235.00	2.58	60.74
4	81.10	16.34	132.48	86.50	7.81	67.58	91.40	4.29	39.19
3	72.70	19.06	138.53	78.70	8.09	63.65	114.00	3.36	38.25
2	64.70	23.26	150.47	70.80	9.22	65.27	235.00	6.38	149.85
1	62.10	17.16	106.56	235.00	5.32	125.10	235.00	1.49	34.94

Tabella 24 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = 11$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	$q = 11$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	109.80	2.09	22.94	235.00	0.57	13.40	235.00	0.62	14.56
5	98.70	8.41	83.05	102.10	3.24	33.11	235.00	1.38	32.35
4	82.00	16.03	131.48	87.20	7.50	65.42	89.30	3.80	33.95
3	73.60	18.64	137.21	79.30	7.71	61.15	82.40	2.96	24.36
2	65.50	22.72	148.81	70.90	9.27	65.70	74.60	2.41	18.01
1	62.90	16.62	104.56	68.30	1.37	9.35	235.00	0.98	22.95

Tabella 25 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = 13$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	$q = 13$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	109.80	2.09	22.94	0.00	0.00	0.00	235.00	0.20	4.66
5	98.70	8.41	83.05	102.04	3.18	32.46	102.80	0.83	8.57
4	82.00	16.03	131.48	87.66	7.29	63.93	89.80	3.61	32.43
3	73.60	18.64	137.21	80.06	7.39	59.19	82.80	2.71	22.46
2	65.50	22.72	148.82	71.93	8.78	63.13	75.00	2.19	16.41
1	62.90	16.62	104.56	69.09	0.88	6.08	0.00	0.00	0.00

Tabella 26 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento
dei telai CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $q = +\infty$

$f_{cm} = 29$ MPa									
N	$q = +\infty$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	109.80	2.09	22.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	98.70	8.41	83.03	102.00	3.18	32.41	102.74	0.83	8.53
4	82.00	16.03	131.43	87.90	7.26	63.78	89.85	3.59	32.26
3	73.60	18.64	137.16	80.20	7.35	58.99	82.79	2.69	22.26
2	65.50	22.71	148.77	72.00	8.75	62.99	74.98	2.15	16.12
1	62.90	16.61	104.47	69.30	0.81	5.63	0.00	0.00	0.00

Tabella 27 – Caratteristiche dei BRBs per l’adeguamento dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = +\infty$ e con distribuzioni non costanti del rapporto Δ_d/Δ_{SL} fino a $\Delta_d/\Delta_{SL}=0.80$ all’ultimo piano

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = +\infty$								
	$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60L80$			$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60(2)L80$			$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60(3)L80$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	98.50	1.49	14.64	98.50	1.58	15.53	98.32	1.68	16.50
5	85.20	7.58	64.61	85.10	7.93	67.46	84.97	8.43	71.66
4	67.60	16.14	109.14	67.40	17.08	115.13	66.98	18.61	124.67
3	60.40	20.39	123.13	60.10	22.15	133.11	59.44	25.42	151.11
2	54.90	27.36	150.19	54.90	30.52	167.53	54.92	31.15	171.07
1	54.90	26.05	143.02	54.90	26.42	145.04	54.92	27.30	149.92

Tabella 28 – Caratteristiche dei BRBs per l’adeguamento dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = +\infty$ e con distribuzioni non costanti del rapporto Δ_d/Δ_{SL} fino a $\Delta_d/\Delta_{SL}=1.00$ all’ultimo piano

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = +\infty$								
	$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60L100$			$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60(2)L100$			$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60(3)L100$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	0.00	0.00	0.00	100.20	0.01	0.13	100.00	0.15	1.48
5	87.37	4.41	38.54	87.33	4.82	42.06	87.00	5.49	47.77
4	71.31	10.71	76.34	70.86	11.87	84.12	70.40	13.96	98.31
3	64.52	13.75	88.72	64.25	15.98	102.64	63.80	20.85	133.03
2	57.28	19.48	111.59	57.48	24.16	138.84	57.30	25.06	143.58
1	54.92	18.93	103.97	55.06	19.17	105.53	54.90	20.49	112.50

1.2. Progetti in termini di A_{eq} per il telaio CV1

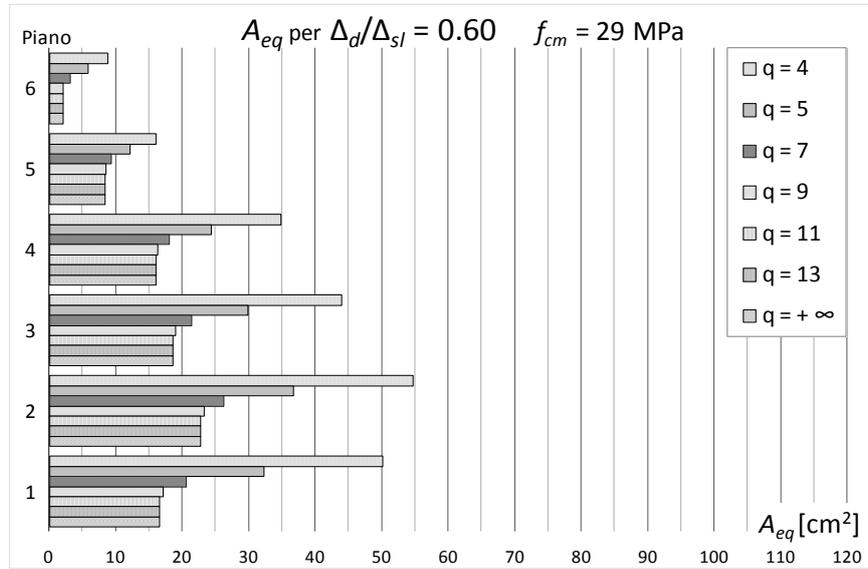


Figura 99 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

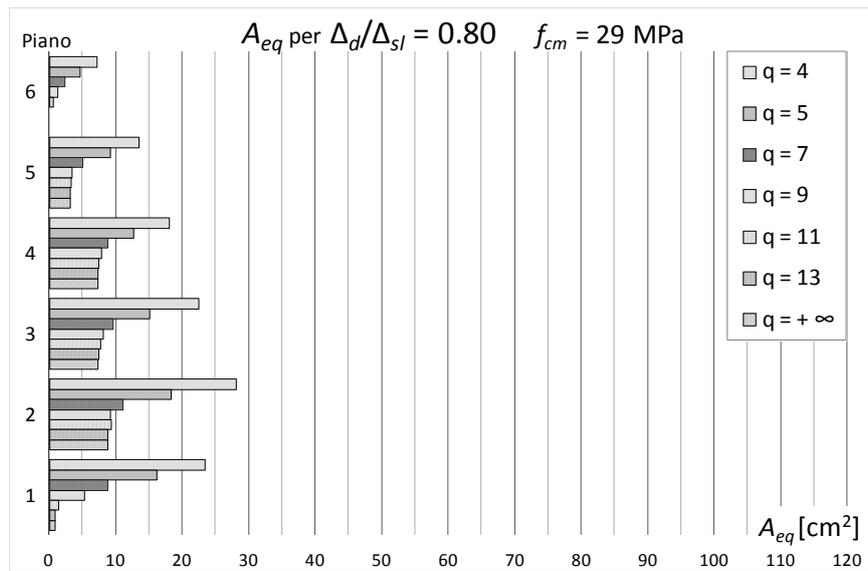


Figura 100 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

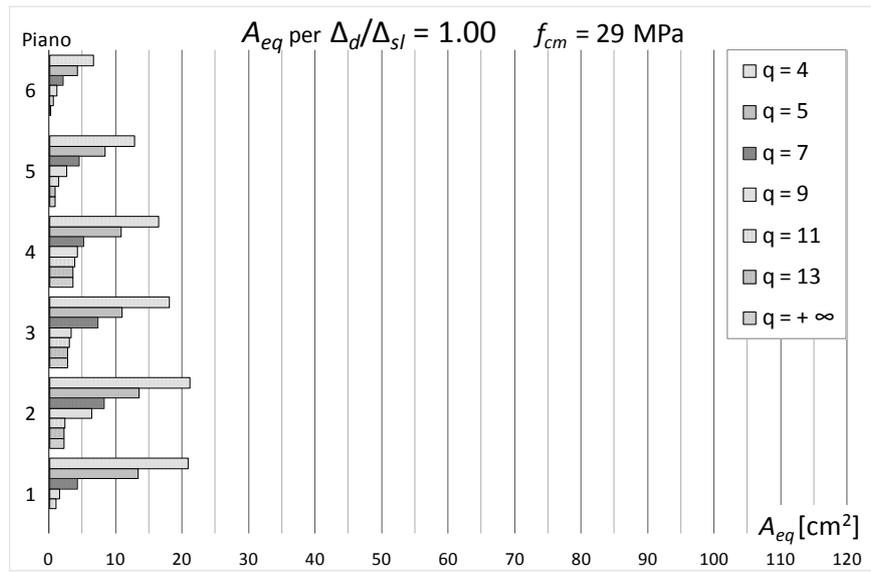


Figura 101 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV1
 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

1.3. Progetti in termini di $f_{y,eq}$ per il telaio CV1

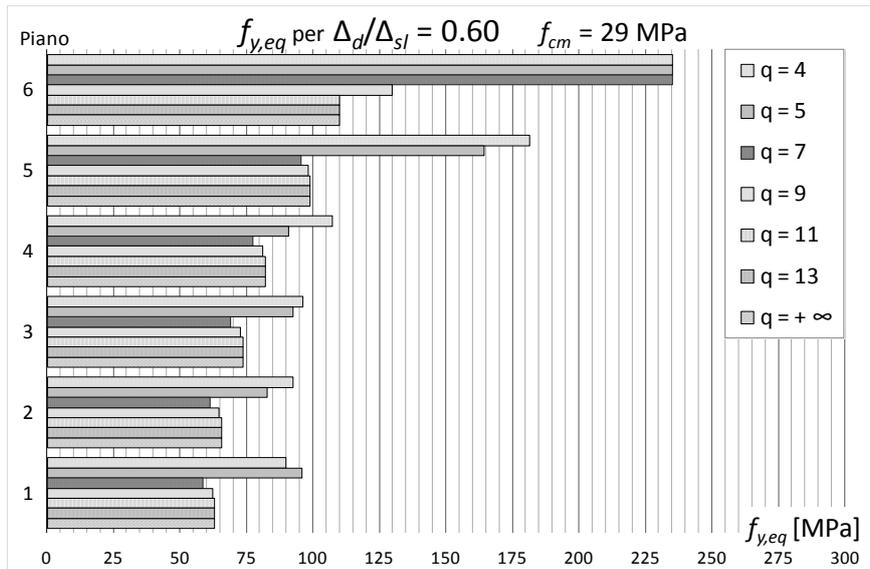


Figura 102 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

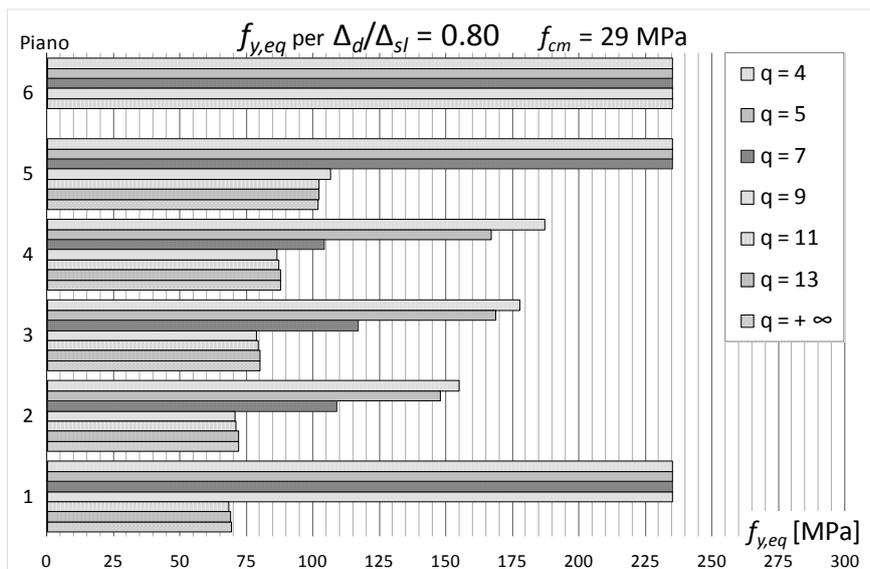


Figura 103 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

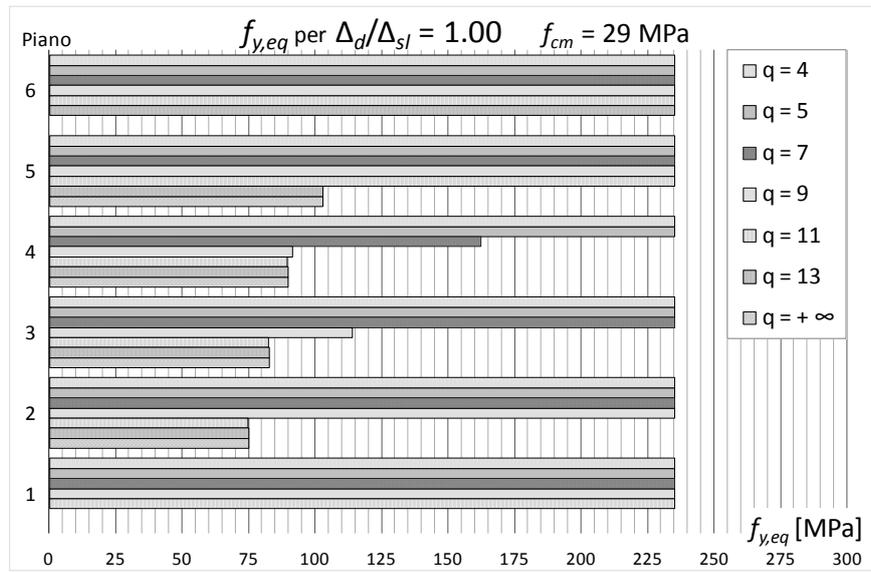


Figura 104 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

1.4. Progetti in termini di N_y per il telaio CV1

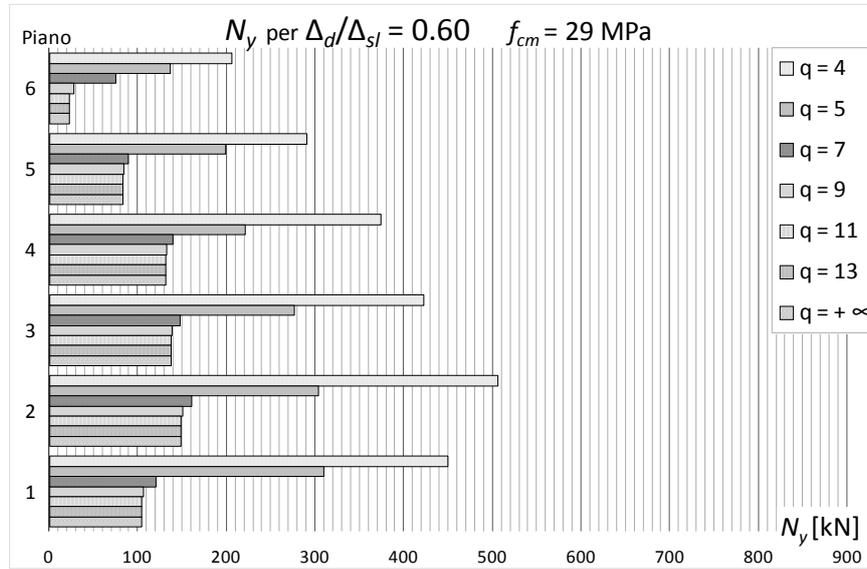


Figura 105 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

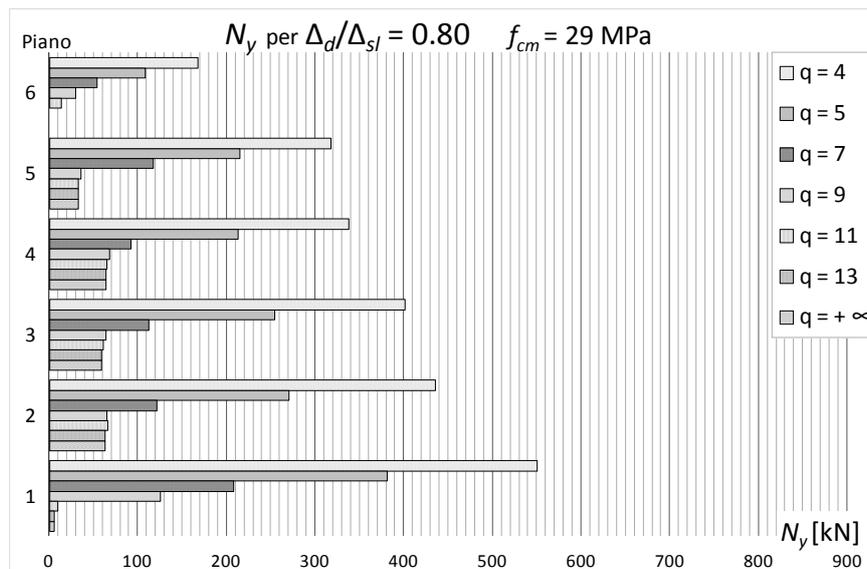


Figura 106 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

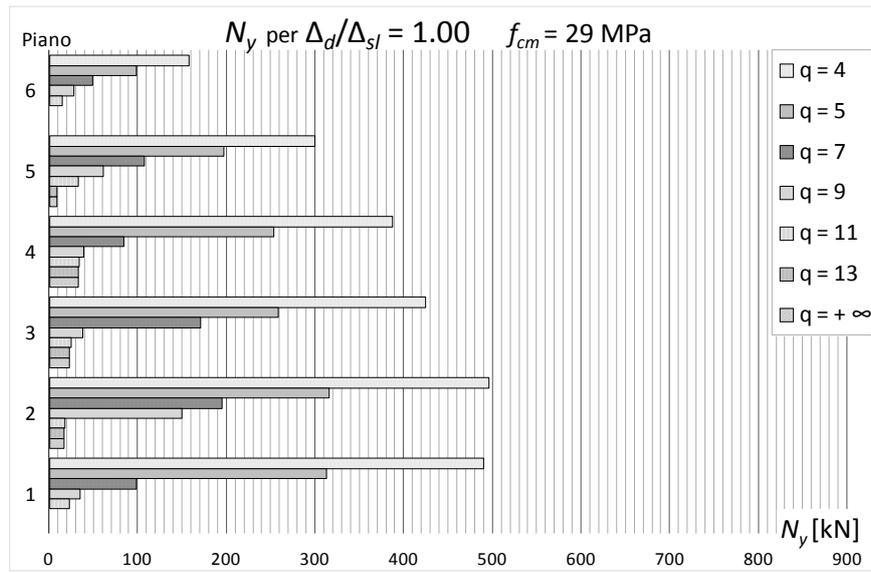


Figura 107 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV1 ($f_{cm} = 29$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

2. Controventi per l'adeguamento del telaio CV2 progettato per carichi verticali e realizzato con materiali inadeguati

Il telaio CV2 è progettato per soli carichi verticali e caratterizzato da una resistenza media a compressione del calcestruzzo $f_{cm} = 20$ MPa inferiore rispetto a quella prevista nel progetto originario, a simulare un possibile difetto nella realizzazione della struttura che necessita di adeguamento. Il telaio è descritto nel par. 2.1 del capitolo 3.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati numerici dei progetti effettuati sul telaio CV2 in termini di tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$, area della sezione trasversale equivalente A_{eq} e resistenza allo snervamento equivalente N_y dei controventi inseriti. A seguire è riportata una serie di figure che mostra gli stessi risultati in maniera grafica.

2.1. Risultati dei progetti per il telaio CV2

Tabella 29 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 4$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	q = 4								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6				235.00	8.82	207.34	235.00	7.87	184.96
5				235.00	15.81	371.53	235.00	14.39	338.13
4				96.60	39.51	381.70	150.65	24.40	367.58
3				84.80	52.51	445.27	132.49	32.40	429.22
2				77.40	67.17	519.87	116.67	42.13	491.49
1				73.30	64.07	469.60	121.79	39.62	482.54

Tabella 30 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 5$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	q = 5								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	235.00	7.02	164.87	235.00	5.78	135.78	235.00	4.95	116.30
5	98.30	21.29	209.23	192.60	10.83	208.68	235.00	9.41	221.11
4	54.90	47.66	261.65	97.50	24.46	238.49	153.70	14.86	228.35
3	54.90	61.67	338.54	90.70	31.14	282.47	142.30	18.64	265.28
2	54.90	77.00	422.75	81.30	39.53	321.35	123.70	23.82	294.68
1	54.90	75.36	413.74	84.80	36.54	309.87	164.00	20.07	329.08

Tabella 31 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento
dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 7$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = 7$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	138.00	4.96	68.51	235.00	2.95	69.40	235.00	2.40	56.43
5	73.20	16.34	119.63	141.50	7.28	102.98	235.00	4.93	115.79
4	54.90	33.38	183.26	69.10	15.28	105.60	112.30	9.01	101.14
3	54.90	42.05	230.87	69.50	18.40	127.85	111.60	10.30	114.90
2	54.90	52.72	289.46	62.00	22.98	142.50	98.60	12.71	125.36
1	54.90	51.06	280.34	82.60	18.58	153.48	235.00	8.45	198.50

Tabella 32 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento
dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 9$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = 9$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	96.80	4.50	43.56	235.00	1.69	39.82	235.00	1.37	32.23
5	77.70	14.56	113.16	84.60	6.59	55.75	163.50	3.17	51.88
4	57.60	28.85	166.16	66.40	13.75	91.31	70.20	7.73	54.24
3	54.90	35.90	197.09	58.80	16.20	95.25	63.30	8.24	52.16
2	54.90	45.11	247.63	54.90	20.26	111.22	56.50	9.84	55.61
1	54.90	43.09	236.55	54.90	15.04	82.57	235.00	5.19	121.93

Tabella 33 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 11$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = 11$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	96.80	4.50	43.57	121.30	1.10	13.32	235.00	0.67	15.82
5	77.70	14.56	113.16	85.70	6.25	53.53	87.50	3.00	26.25
4	57.60	28.85	166.17	68.40	12.85	87.91	71.20	7.34	52.28
3	54.90	35.90	197.11	61.10	14.87	90.84	64.20	7.77	49.86
2	54.90	45.11	247.64	54.90	18.38	100.91	57.00	9.56	54.50
1	54.90	43.09	236.58	54.90	12.92	70.92	54.90	2.78	15.26

Tabella 34 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 13$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = 13$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	96.80	4.50	43.55	98.90	1.08	10.65	235.00	0.11	2.51
5	77.70	14.55	113.03	85.90	6.19	53.16	87.40	2.94	25.71
4	57.60	28.81	165.95	68.80	12.70	87.38	71.40	7.18	51.23
3	54.90	35.85	196.79	61.60	14.64	90.21	64.80	7.48	48.46
2	54.90	45.04	247.25	54.90	18.08	99.26	57.70	9.10	52.52
1	54.90	42.96	235.87	54.90	12.59	69.14	55.40	2.27	12.57

Tabella 35 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento
dei telai CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = +\infty$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = +\infty$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	96.80	4.50	43.54	99.00	1.07	10.62	0.00	0.00	0.00
5	77.80	14.55	113.17	85.90	6.18	53.09	87.40	2.93	25.63
4	57.60	28.81	165.94	68.80	12.68	87.25	71.40	7.15	51.03
3	54.90	35.84	196.78	61.70	14.61	90.15	64.80	7.45	48.26
2	54.90	45.04	247.24	54.90	18.02	98.96	57.70	9.07	52.32
1	54.90	42.96	235.87	54.90	12.50	68.65	55.50	2.22	12.29

Tabella 36 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai CV2
($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = +\infty$ e con distribuzioni non costanti
del rapporto Δ_d/Δ_{SL} fino a $\Delta_d/\Delta_{SL}=0.8$ all'ultimo piano

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = +\infty$								
	$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60L80$			$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60(2)L80$			$(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 60(3)L80$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	98.50	1.49	14.64	98.50	1.58	15.53	98.32	1.68	16.50
5	85.20	7.58	64.61	85.10	7.93	67.46	84.97	8.43	71.66
4	67.60	16.14	109.14	67.40	17.08	115.13	66.98	18.61	124.67
3	60.40	20.39	123.13	60.10	22.15	133.11	59.44	25.42	151.11
2	54.90	27.36	150.19	54.90	30.52	167.53	54.92	31.15	171.07
1	54.90	26.05	143.02	54.90	26.42	145.04	54.92	27.30	149.92

2.2. Progetti in termini di A_{eq} per il telaio CV2

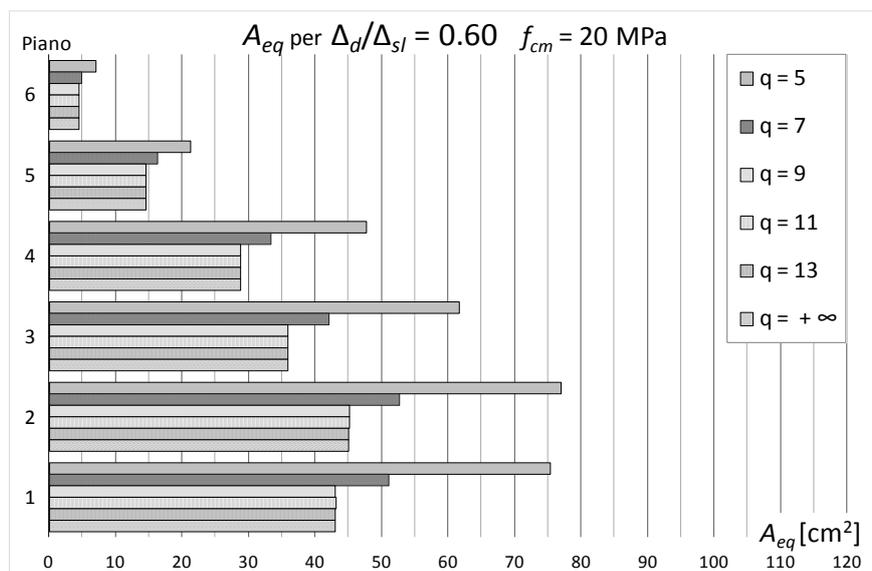


Figura 108 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

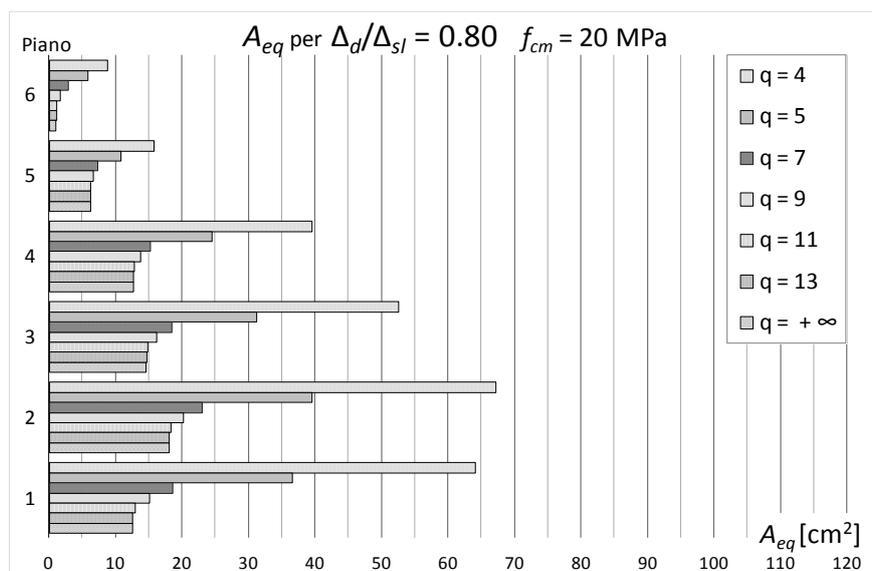


Figura 109 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

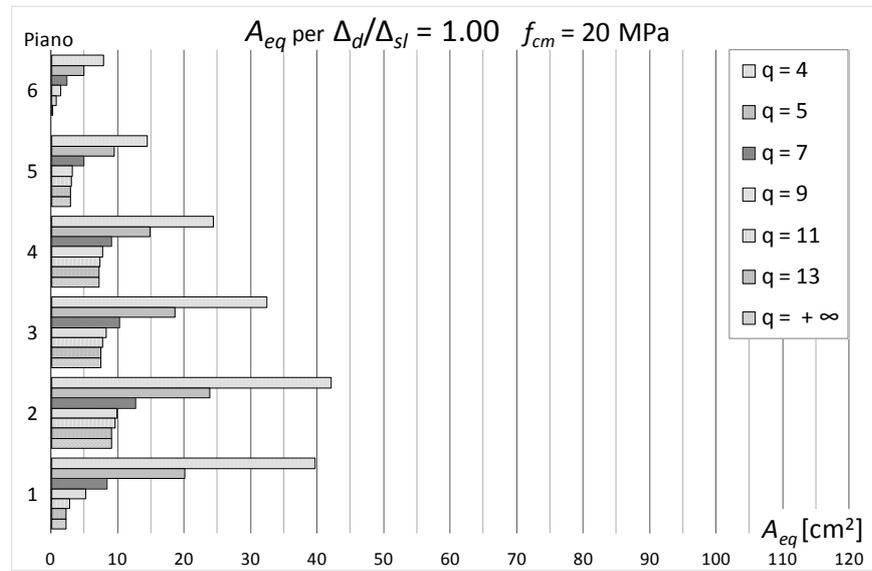


Figura 110 – Aree equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

2.3. Progetti in termini di $f_{y,eq}$ per il telaio CV2

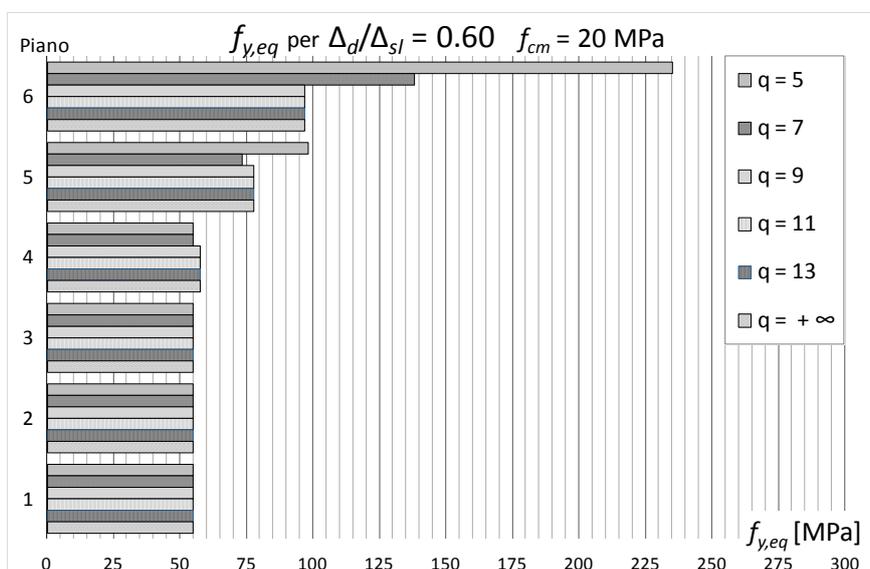


Figura 111 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

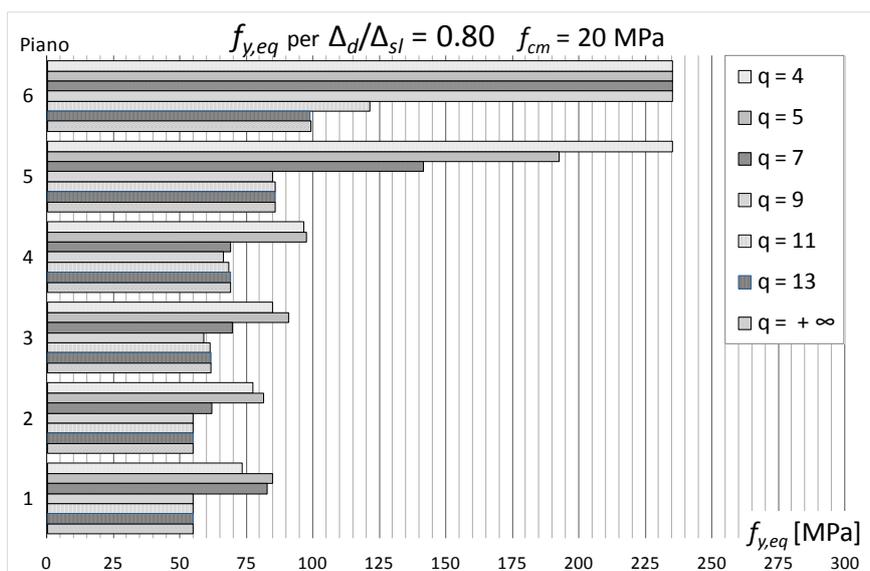


Figura 112 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

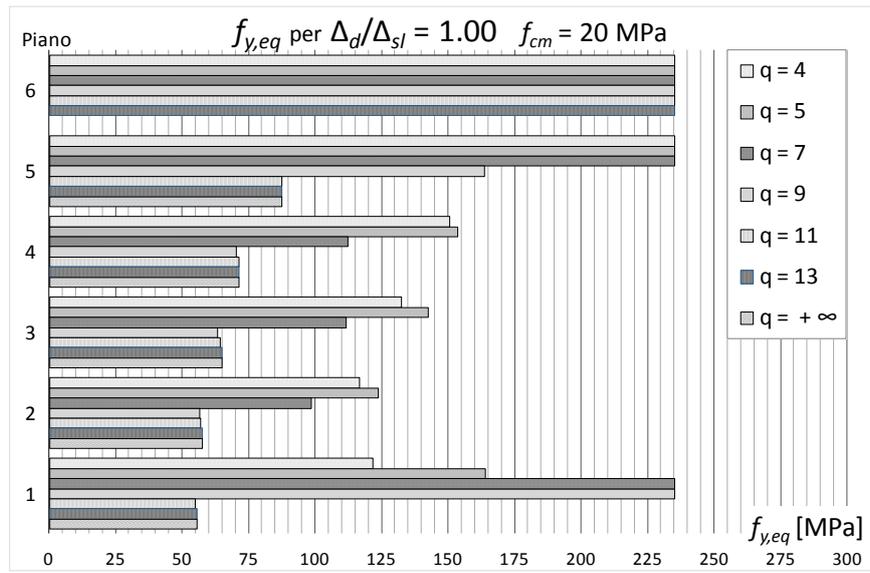


Figura 113 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{sl})_i = 1.0$ al variare di q

2.4. Progetti in termini di N_y per il telaio CV2

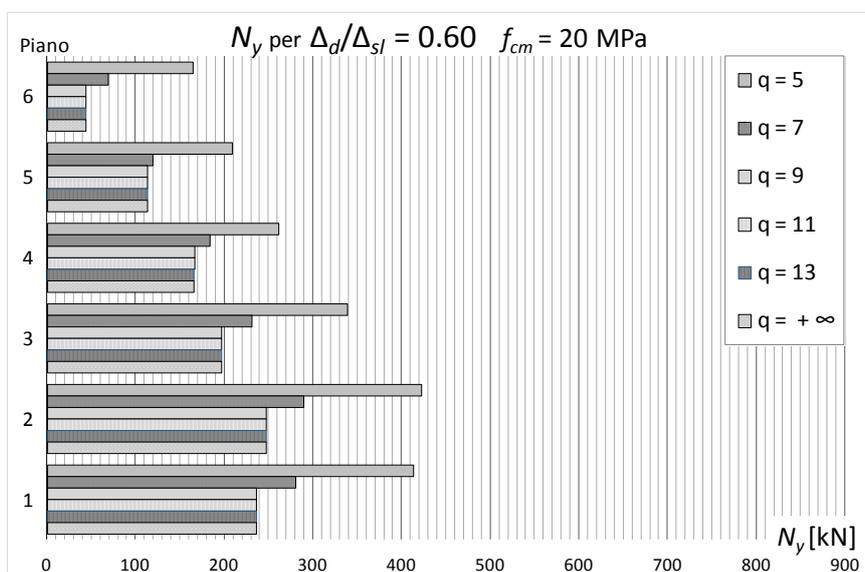


Figura 114 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

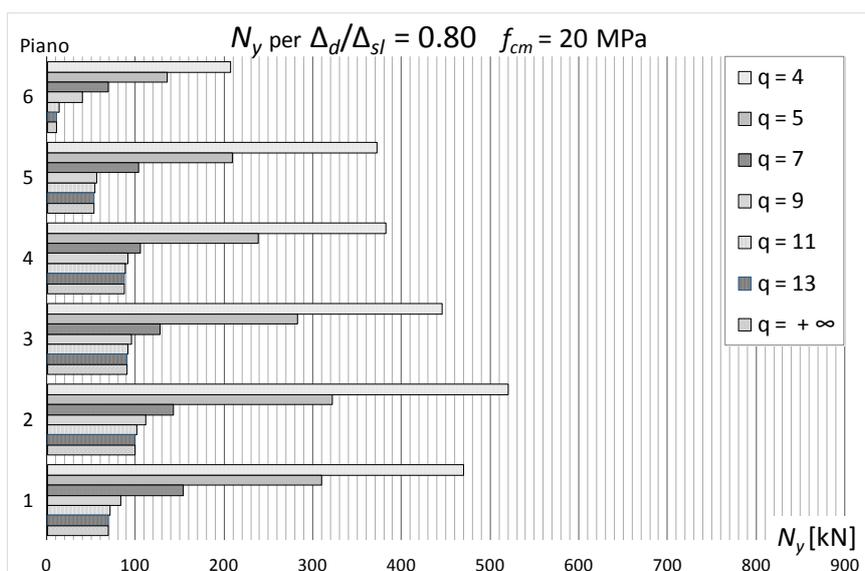


Figura 115 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

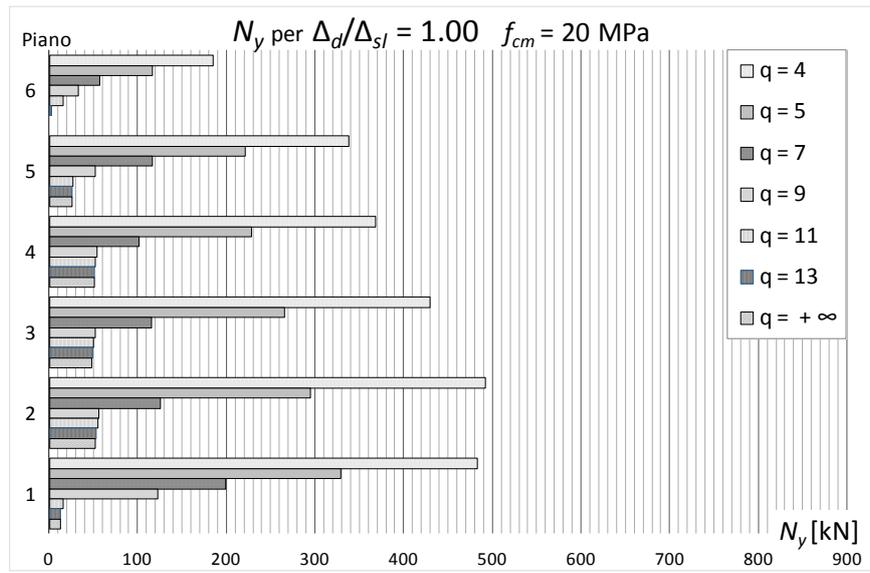


Figura 116 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio CV2 ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

3. Controventi per l'adeguamento del telaio progettato per zone a bassa sismicità

Il telaio AS è progettato per resistere ad azioni sismiche di bassa intensità ed è caratterizzato da una resistenza media a compressione del calcestruzzo $f_{cm} = 20$ MPa inferiore rispetto a quella prevista nel progetto originario, a simulare un possibile difetto nella realizzazione della struttura che necessita di adeguamento. Il telaio è descritto nel par. 2.2 del capitolo 3.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati numerici dei progetti effettuati sul telaio AS in termini di tensione di snervamento equivalente $f_{y,eq}$, area della sezione trasversale equivalente A_{eq} e resistenza allo snervamento equivalente N_y dei controventi inseriti. A seguire gli stessi risultati sono riportati in maniera grafica tramite una serie di figure.

3.1. Risultati dei progetti per il telaio AS

Tabella 37 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 5$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = 5$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	235.00	8.04	188.89	235.00	3.30	77.53	235.00	3.49	82.04
5	57.50	20.93	120.36	235.00	15.42	362.48	235.00	7.95	186.76
4	54.90	42.18	231.57	64.80	18.33	118.81	235.00	17.69	415.71
3	54.90	77.23	423.99	69.70	35.50	247.46	66.30	19.93	132.17
2	54.90	111.87	614.16	54.90	56.26	308.85	75.50	37.11	280.18
1	54.90	153.97	845.30	54.90	79.07	434.11	54.90	50.31	276.21

Tabella 38 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 7$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	$q = 7$								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	0.00	0.00	0.00	235.00	4.08	95.94	235.00	3.65	85.76
5	65.26	15.72	102.59	66.66	4.37	29.15	235.00	2.66	62.57
4	54.92	29.65	162.83	57.23	14.28	81.71	58.41	5.70	33.27
3	54.92	51.59	283.33	54.92	23.17	127.24	54.92	11.55	63.45
2	54.92	76.63	420.91	54.92	40.03	219.85	54.92	22.94	126.01
1	54.92	105.56	579.78	54.92	53.33	292.91	54.92	27.32	150.05

Tabella 39 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 9$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	q = 9								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	65.27	15.70	102.50	69.71	3.95	27.55	0.00	0.00	0.00
4	54.92	29.60	162.57	59.95	12.29	73.68	64.30	3.38	21.71
3	54.92	51.45	282.57	54.92	20.06	110.17	54.90	7.55	41.46
2	54.92	76.56	420.49	54.92	35.50	194.98	54.90	17.25	94.71
1	54.92	105.40	578.89	54.92	46.04	252.90	54.90	18.86	103.52

Tabella 40 – Caratteristiche dei BRBs per l'adeguamento dei telai AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $q = 11$

$f_{cm} = 20$ MPa									
N	q = 11								
	$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.60$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 0.80$			$\Delta_d/\Delta_{SL} = 1.00$		
	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]	$f_{y,eq}$ [MPa]	A_{eq} [cm ²]	N_y [kN]
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	65.39	15.66	102.41	69.72	3.95	27.55	0.00	0.00	0.00
4	54.92	29.54	162.26	59.95	12.29	73.68	62.06	4.38	27.15
3	54.92	51.30	281.79	54.92	20.06	110.17	54.92	8.70	47.80
2	54.92	76.43	419.81	54.92	35.50	194.97	54.92	18.96	104.14
1	54.92	105.18	577.70	54.92	46.04	252.89	54.92	21.48	117.98

3.2. Progetti in termini di A_{eq} per il telaio AS

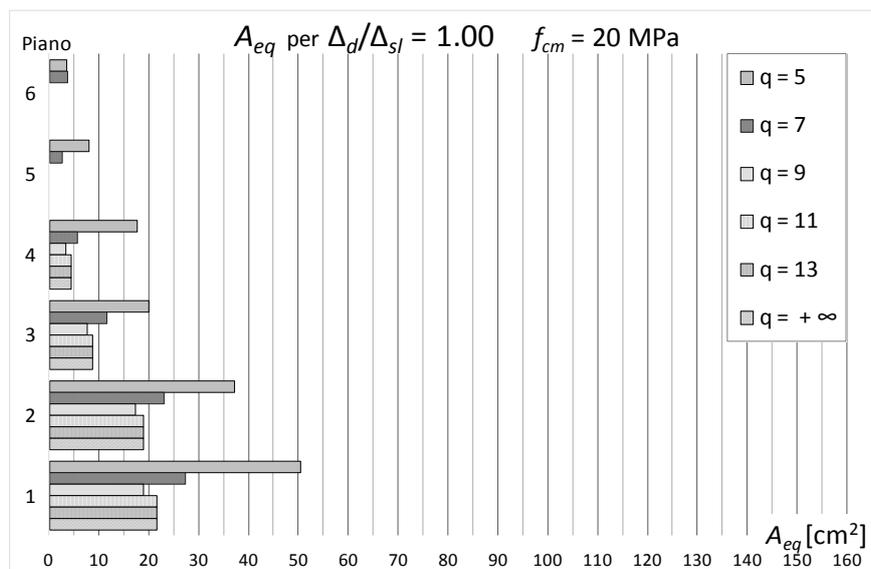


Figura 117 – Aree equivalenti per progetti sul telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

3.3. Progetti in termini di $f_{y,eq}$ per il telaio AS

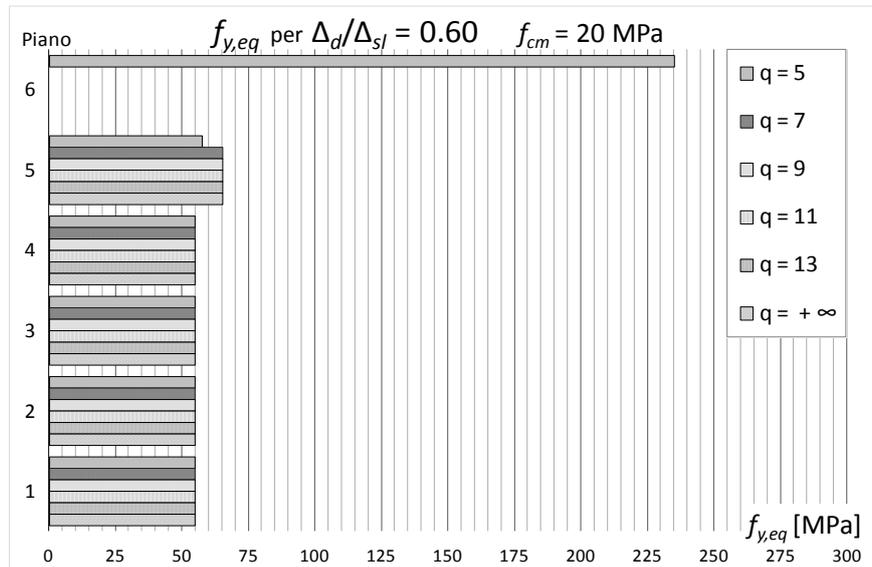


Figura 118 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

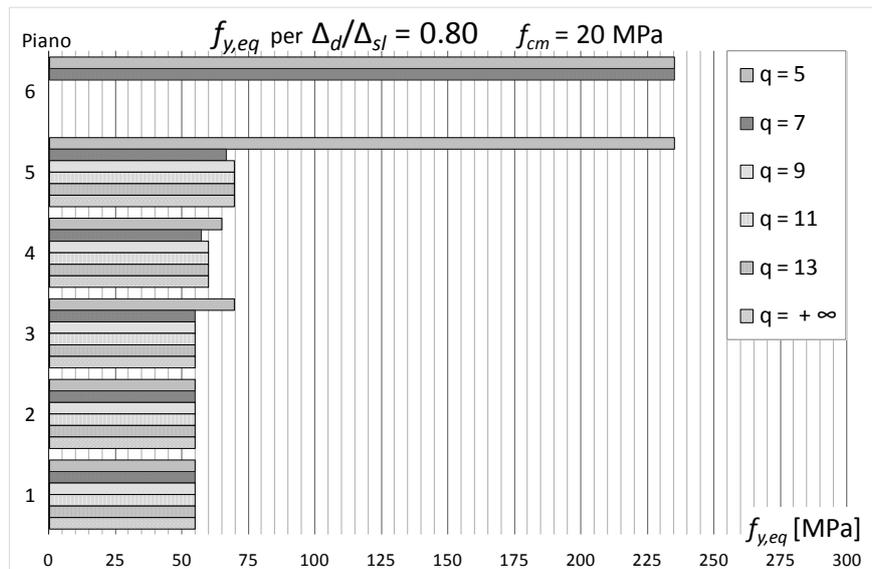


Figura 119 – Tensioni di snervamento equivalenti per progetti sul telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d/\Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

3.4. Progetti in termini di N_y per il telaio AS

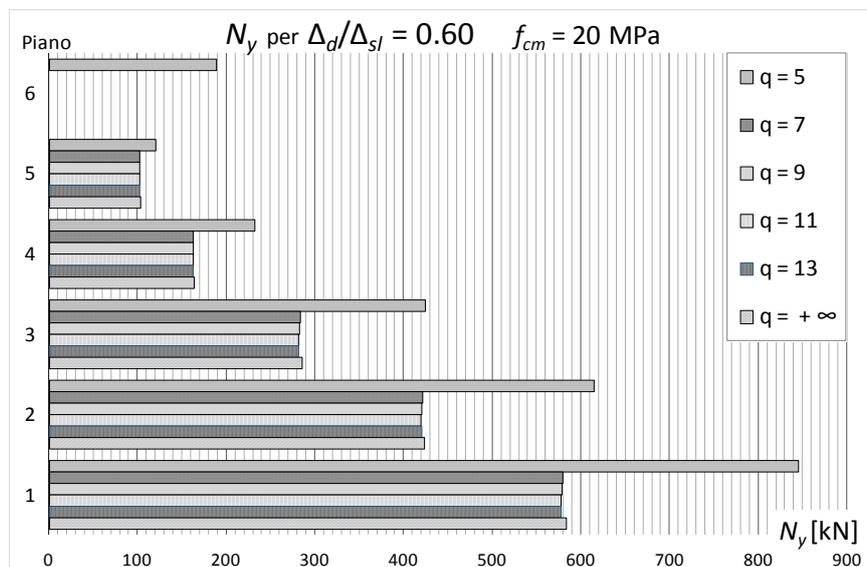


Figura 120 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.6$ al variare di q

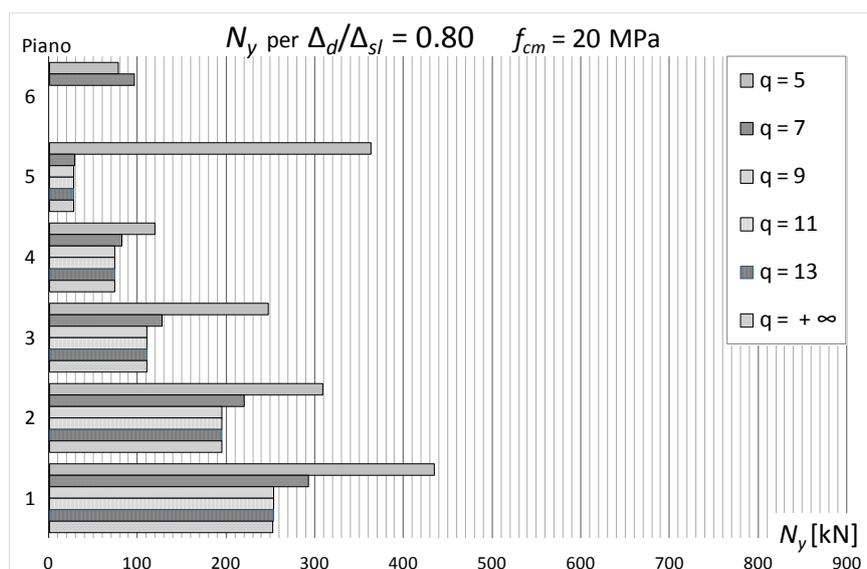


Figura 121 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 0.8$ al variare di q

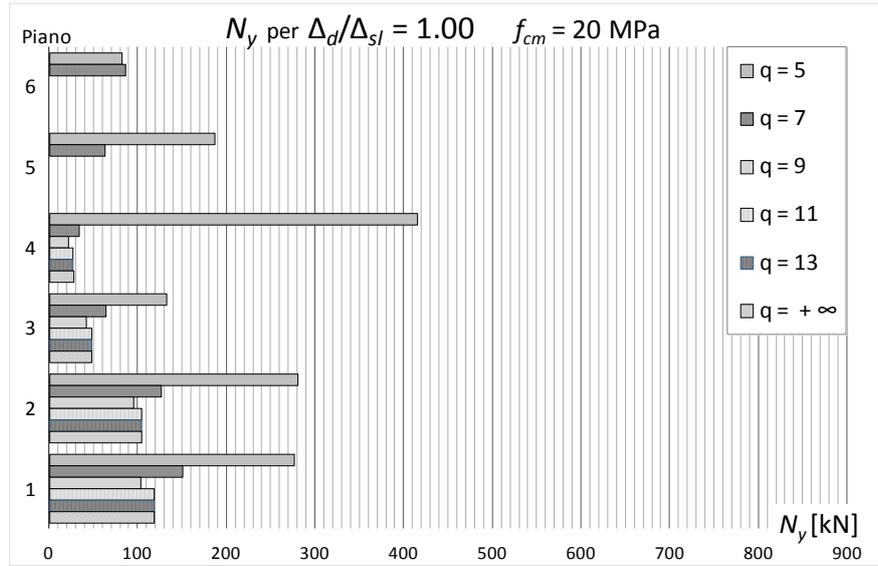


Figura 122 – Resistenza allo snervamento per progetti sul telaio AS ($f_{cm} = 20$ MPa) con $(\Delta_d / \Delta_{SL})_i = 1.0$ al variare di q

Appendice B

RISULTATI DELLE ANALISI DINAMICHE

In questa appendice sono riportati i risultati delle analisi dinamiche non lineari condotte sui telai tratti dagli edifici esistenti oggetto di studio. I risultati delle analisi sono espressi nei termini degli enti di risposta descritti nel capitolo 4, al paragrafo 4.

I risultati sono raggruppati in base al telaio in c.a. costituente il caso studio al quale si riferiscono. Nel primo paragrafo sono riportati gli enti di risposta sismica per i telai CV1, progettati per carichi verticali e realizzati con calcestruzzo di resistenza idonea rispetto al progetto originario; nel secondo e nel terzo paragrafo sono riportati, rispettivamente, gli enti di risposta sismica per i telai CV2, progettati anch'essi per soli carichi verticali e per i telai AS, progettati per zone a bassa sismicità, entrambi i gruppi realizzati con calcestruzzi di caratteristiche meccaniche insufficienti.

Nelle tabelle sono riportati i risultati ottenuti per le verifiche allo Stato Limite di prevenzione del Collasso e per lo Stato Limite di Danno Severo, adottando per le travi il modello inelastico (PB) e, nei casi in cui questo modello conduce alla verifica dello Stato Limite considerato, anche il modello elastico (EB).

I grafici sono realizzati per mostrare il comportamento dei telai lungo lo sviluppo verticale, fissato per ciascun grafico un valore del rapporto Δ_d/Δ_{SL} e al variare del fattore di struttura q ; i casi indicati con $q = +\infty$ si riferiscono all'approccio progettuale ai soli spostamenti, nel quale le tensioni di snervamento equivalenti dei BRBs sono progettate

in modo da soddisfare il solo controllo sulla duttilità; i casi, all'estremo opposto, con valori bassi di q si riferiscono all'approccio progettuale misto, per il quale si impone anche il requisito aggiuntivo sulle resistenze.

1. Enti di risposta per i telai CV adeguati

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	<p>Massimo spostamento di interpiano</p>
Plastiche	29 MPa	0.80 cost.	
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	<p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>0.0 1.0 Δ/Δ_l</p> <p>$\triangle q = \infty$ $\rightarrow q = 13$ $\square q = 11$ $* q = 9$ \blacklozenge Bare frame</p>
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
<p>N</p> <p>0 2 4 6</p> <p>0 20 40 60 80 100 Δ (mm)</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\triangle q = \infty$ $\rightarrow q = 13$ $\square q = 11$ $* q = 9$ \blacklozenge Bare frame</p>			<p>N</p> <p>0 2 4 6</p> <p>0 20 40 60 80 Δ (mm)</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\triangle q = \infty$ $\rightarrow q = 13$ $\square q = 11$ $* q = 9$ \blacklozenge Bare frame</p>
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima
<p>N</p> <p>0 2 4 6</p> <p>0.0 1.0 V_{Ed}/V_{Rd}</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\triangle q = \infty$ $\rightarrow q = 13$ $\square q = 11$ $* q = 9$ \blacklozenge Bare frame</p>			<p>N</p> <p>0 2 4 6</p> <p>0 10 20 μ</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\triangle q = \infty$ $\rightarrow q = 13$ $\square q = 11$ $* q = 9$</p>

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	29 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	29 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}	Duttilità massima		

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	<p>$\Delta_{d,i} = 1.00 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>6</p> <p>4</p> <p>2</p> <p>0</p> <p>0.0 1.0 Δ/Δ_l</p> <p>*q = 9 ○q = 7 ○q = 5 ○q = 4 ◆Bare frame</p>
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
<p>$\Delta_{d,i} = 1.00 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>6</p> <p>4</p> <p>2</p> <p>0</p> <p>0 20 40 60 80 100 Δ(mm)</p> <p>*q = 9 ○q = 7 ○q = 5 ○q = 4 ◆Bare frame</p>			<p>$\Delta_{d,i} = 1.00 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>6</p> <p>4</p> <p>2</p> <p>0</p> <p>0 20 40 60 80 Δ (mm)</p> <p>*q = 9 ○q = 7 ○q = 5 ○q = 4 ◆Bare frame</p>
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima
<p>$\Delta_{d,i} = 1.00 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>6</p> <p>4</p> <p>2</p> <p>0</p> <p>0.0 1.0 V_{Ed}/V_{Rd}</p> <p>*q = 9 ○q = 7 ○q = 5 ○q = 4 ◆Bare frame</p>			<p>$\Delta_{d,i} = 1.00 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>6</p> <p>4</p> <p>2</p> <p>0</p> <p>0 10 20 μ</p> <p>*q = 9 ○q = 7 ○q = 5 ○q = 4</p>

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.0.80	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.0.80	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.1.00	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.1.00	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.0.80	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.0.80	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.1.00	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.1.00	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.0.80	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.0.80	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.1.00	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 lin.1.00	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

2. Enti di risposta per il telaio AS adeguato

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.60 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	<p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$N$</p> <p>$\Delta/\Delta_l$</p> <p>$\triangle-q = \infty \quad \rightarrow-q = 13 \quad \square-q = 11 \quad *q = 9 \quad \circ-q = 7 \quad \circ-q = 5 \quad \blacklozenge$ Bare frame</p>
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
<p>N</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\Delta$ (mm)</p> <p>$\triangle-q = \infty \quad \rightarrow-q = 13 \quad \square-q = 11 \quad *q = 9 \quad \circ-q = 7 \quad \circ-q = 5 \quad \blacklozenge$ Bare frame</p>			<p>N</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\Delta$ (mm)</p> <p>$\triangle-q = \infty \quad \rightarrow-q = 13 \quad \square-q = 11 \quad *q = 9 \quad \circ-q = 7 \quad \circ-q = 5 \quad \blacklozenge$ Bare frame</p>
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima
<p>N</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$V_{E,d}/V_{R,d}$</p> <p>$\triangle-q = \infty \quad \rightarrow-q = 13 \quad \square-q = 11 \quad *q = 9 \quad \circ-q = 7 \quad \circ-q = 5 \quad \blacklozenge$ Bare frame</p>			<p>N</p> <p>$\Delta_{d,i} = 0.80 \Delta_{l,i}$</p> <p>$\mu$</p> <p>$\triangle-q = \infty \quad \rightarrow-q = 13 \quad \square-q = 11 \quad *q = 9 \quad \circ-q = 7 \quad \circ-q = 5 \quad \blacklozenge$ Bare frame</p>

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Elastiche	20 MPa	0.80 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLC	5%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}	Duttilità massima		

Progetto	Verifica	P_{vr}	Rapporto domanda-capacità
SLC	SLV	10%	
Travi	f_{cm}	Δ_{sl}	
Plastiche	20 MPa	1.00 cost.	
Massimo spostamento di interpiano			Capacità in corrispondenza di $(\Delta_{rich.}/\Delta_{disp.})_{max}$
Massimo rapporto V_{Ed}/V_{Rd}			Duttilità massima

Bibliografia

1. Adamo R. “Calibrazione del fattore di struttura per telai in acciaio con BRB”, *tesi di laurea in Ingegneria Edile – Architettura*, Università degli studi di Catania, 2011.
2. AISC American Institute of Steel Construction Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago , 2005.
3. Amara F., Bosco M., Marino E.M., Rossi P.P. “An Accurate Strength Amplification Factor for the Design of SDOF Systems with P- Δ Effects”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2014; 43: 589-611.
4. Antonucci R., Balducci F., Castellano M.G., Donà F. “Pre-casted RC buildings with buckling restrained braces: the example of the new building of the faculty of engineering in Ancona”, *Proceedings of 2nd International fib Congress*, Napoli, 2006
5. Ariyaratana C., Fahnstock L.A., “Evaluation of Buckling Restrained Braced Frame seismic performance considering reserve strength”, *Engineering Structures*, 2011; vol. 33, pp. 77-89.
6. ATC-40, Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. ATC-40, Redwood City, California, USA, 1996.
7. Bai J. e Ou J. “Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frame using performance-based plastic design method”, *Engineering Structures*, 2016; vol. 107, pp. 66-79.
8. Barbagallo F., Bosco M., Ghersi A., Marino E.M., Rossi P.P., Stramondo P.R. “Calibration of a design method for seismic upgrading of existing r.c. frames by BRBs”, *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey, 25-29 August 2014.
9. Barbagallo F., “Progetto di controventi a instabilità impedita per l’adeguamento sismico di telai in cemento armato”, *tesi di laurea in Ingegneria Edile-Architettura*, Università degli Studi di Catania, 2013.

10. Black C., Makris N., Aiken I. "Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces", *PEER Report 2002/08*, University of California at Berkeley, 2002.
11. Bergami A.V., Nuti C. "Seismic upgrading of structures: a design procedure for dissipative Buckling Restrained Braces", *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal, 24-28 September 2012.
12. Bergami A.V., Nuti C. "Discussione, applicazione e validazione di una procedura progettuale per la protezione sismica di telai tamponati mediante controventi dissipativi", *IV Convegno su Crolli, Affidabilità Strutturale, Consolidamento*, Napoli, Italy, 2-4 Dicembre 2009.
13. Black C.J., Makris N., Aiken I.D. "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling Restrained 'Unbonded' Braces", *Technical Report PEER 2002/08*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2002.
14. Bosco M., Marino E.M., Rossi P.P. "Design of steel frames equipped with BRBs in the framework of Eurocode 8", *Journal of Constructional Steel Research* 113, pp. 43-57, 2015
15. Bosco M., Ghersi A., Marino E.M., Rossi P.P., Stramondo P.R. "Steel frames with buckling restrained braces: an extension of the Eurocode 8 provisions for concentric braces", *EUROSTEEL 2014, 7th European Conference on Steel and Composite Structures*, Napoli, Italy, 10-12 settembre 2014.
16. Bosco M. e Marino E.M. "Design method and behavior factor for steel frames with buckling restrained braces". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42: 1243-1263, 2013.
17. Bosco M., Ghersi A., Marino, E.M. "A design method for the seismic upgrade of existing r.c. frames by buckling restrained braces", *14th World Conference in Earthquake Engineering*, Beijing, China, 12-17 ottobre 2008.
18. Bosco M., Ghersi A., Marino E.M. "Design methods for the seismic upgrade of existing R.C. frames by Buckling Restrained Braces", pp. 3-34, 2006.

19. Braga F., Buttarazzi F., Dall'Asta A., Salvatore W. Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2015.
20. Braga F., Gigliotti R., Laterza M., D'Amato M. "Valutazione della capacità per il miglioramento e l'adeguamento di edifici esistenti in c.a.", *ANIDIS*, Bari, 2011.
21. Brown A.P., Aiken I.D., Jafarzadeh F.J. "Buckling Restrained Braces provide the key to the seismic retrofit of the Wallace F. Bennett federal building", *Modern Steel Construction*, 2001.
22. Castellano M.G., Balducci F., Antonucci R. "Shaking table tests on R.C. frame with dissipative bracings", *Proceedings of 2008 Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (MERCEA'08)*, Reggio Calabria, 2008.
23. Caterino N. "Analisi decisionale multicriterio per l'adeguamento sismico di edifici in c.a.", *Tesi di Dottorato*, Università degli Studi di Napoli Federico II, 2006.
24. CEN UNI EN1990:2002 Eurocode, Basis of structural design. *European Committee for Standardization*, Bruxelles, 2002.
25. CEN, EN 1998-1, EuroCode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *European Committee for Standardization*, Bruxelles, 2004.
26. CEN, EN 1998-1, EuroCode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. *European Committee for Standardization*, Bruxelles, 2010.
27. Dall'Asta A., Zona A. "Elastoplastic model for steel buckling restrained braces", *Journal of Constructional Steel Research*, 68: 118-125, 2012.
28. D'Aniello M., Della Corte G., Mazzolani F.M. "All-steel" buckling-restrained braces for seismic upgrading of existing reinforced concrete buildings.", Università di Napoli Federico II, Napoli, Italy (Reluis 2005-2008)

29. Fahnestock L.A., Sause R., Ricles J.M., Lu L.W. "Ductility demands of buckling-restrained braced frames under earthquake loading", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*; 2(3): pp.255-268, 2003.
30. Fujimoto M., Wada A., Saeki E., Watanabe A., Hitomi Y. "A study on the unbonded brace encased in buckling restraining concrete and steel tube." *Journal of Structural and Construction Engineering*, AIJ; 34B: 249–258, 1988 [in giapponese].
31. Gasparini D. e Vanmarcke E.H. SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1976.
32. Ghersi A. Analysis program Tel2008, <<http://www.dica.unict.it/users/aghersi/>> , 2014
33. Ghersi A. Il cemento armato, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2010.
34. Ghersi A., Lenza P. Edifici antisismici in cemento armato, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2011.
35. Grassi F. "Influenza dei parametri di progetto sulla prestazione sismica di telai in c.a. adeguati con BRB", *tesi di laurea in Ingegneria Edile-Architettura*, Università degli Studi di Catania, 2014.
36. Guneyisi E.M., "Seismics reliability of steel moment resisting framed buildings retrofitted with Buckling Restrained Braces", *Earthquake engineering and structural dynamics*; vol. 41, pp. 853-874, 2012.
37. Iwata M., Kato T., Wada A. "Performance evaluation of buckling-restrained braces in damage-controlled structures", *Proceedings of the 4th International Conference on Behavior of steel structures in seismic areas (STESSA)*, Napoli; pp. 37-43, 2003.
38. Kasai K., Fu Y. e Watanabe A. "Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation." *Journal of Structural Engineering*, 124(5), 501–512, 1998.
39. Karsan I.D. e Jirsa J.O. "Behavior of concrete under compressive loading", *Journal of Structural Division ASCE*, 95(ST12), 1969.

40. Kimura K., Yoshioka K., Takeda T., Fukuya Z. e Takemoto K. “Tests on braces encased by mortar in-filled steel tubes.” *Summaries of technical papers of annual meeting*. Architectural Institute of Japan, pp. 1041– 1042, 1976 [in giapponese].
41. Lòpez-Almansa F., Castro-Medina J.C., Oller S. “A numerical model of the structural behavior of Buckling Restrained Braces.”, *Engineering Structures*; vol. 41, pp. 108-117, 2012.
42. Lopéz W.A., Sabelli R. “Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames.”, *Steel TIPS structural steel educational council*, California, 2004.
43. Lopéz W.A., Sabelli R. “Design of Buckling-Restrained Braced Frames”, *North America Steel Construction Conference*, Long Beach, California, 2004.
44. Mahrenholtz C., Lin P.-C., Wu A.-C., Tsai K.-C., Hwang S.-J., Lin R.-Y. e Bhayusukma M.Y. “Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; DOI: 10.1002/eqe.2458, 2014.
45. Mander J.B., Priestley M.J.N. e Park R. “Theoretical stress-strain model for confined concrete.” *Journal of Structural Engineering ASCE*; 114(8), pp. 1804-1825, 1988.
46. Mazza F., Mazza M. e Vulcano A. “Displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting in-elevation irregular r.c. framed buildings.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; vol. 69, pp. 115-124, 2015.
47. Mazza F. e Vulcano A. “Displacement-based design procedure for the seismic retrofitting of r.c. framed buildings.” *Bulletin of Earthquake Engineering*; vol. 13, pp. 2121-2143, 2014.
48. Mazza F. e Vulcano A. “Equivalent viscous damping for displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting framed buildings.” *Bulletin of Earthquake Engineering*; vol. 12, pp. 2797-2819, 2014.
49. Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L. e Jeremic B. OpenSEES Command Language Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, USA, 2003.

50. Merritt S., Uang C.M. e Benzoni G. Subassemblage testing of CoreBrace Buckling Restrained Braces. Structural Systems Research Project, Report n. TR-03/01, University of California, San Diego, La Jolla, USA, 2003.
51. Merritt S., Uang C.M. e Benzoni G. Subassemblage testing of Star Seismic Buckling Restrained Braces. Structural Systems Research Project, Report No. TR-2003/04, University of California, San Diego, La Jolla, USA, 2003.
52. Milazzo S. “Fattore di struttura per telai in acciaio con BRB progettati nel contesto dell'Eurocodice 8”, *tesi di laurea in Ingegneria Edile-Architettura*, Università degli Studi di Catania, 2014.
53. Ministero Italiano dei Lavori Pubblici Legge n. 1086 del 5/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica, *pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale Serie Generale n. 321*, Roma, 21 dicembre 1971.
54. Ministero Italiano dei Lavori Pubblici Decreto Ministeriale 30/05/1974 - Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, *pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 29 luglio 1974*, Roma.
55. Ministero Italiano delle Infrastrutture Decreto 14/01/2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08), *pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - S.O. n. 30*, Roma.
56. Ministero Italiano delle Infrastrutture e dei Trasporti C.S.LL.PP. Circolare n. 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, *pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - S.O. n. 27*, Roma.
57. Ministero Italiano dei Lavori Pubblici Decreto 16/01/1996 - Norme Tecniche relative ai "criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
58. Ministero Italiano dei Lavori Pubblici Decreto 16/01/1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

59. Mochizuki S., Murata Y., Andou N., Takahashi S. “Experimental study on buckling of unbonded braces under axial forces: Parts 1 and 2.” *Summaries of technical papers of annual meeting*. Architectural Institute of Japan, pp. 1623–1626, 1979 [in giapponese].
60. Mochizuki S., Murata Y., Andou N., Takahashi S. “Experimental study on buckling of unbonded braces under axial forces: Part 3.” *Summaries of technical papers of annual meeting*, Architectural Institute of Japan, pp. 1913–1914, 1980 [in giapponese].
61. Mochizuki S., Murata Y., Andou N., Takahashi S. “Experimental study on buckling of unbonded braces under axial forces: Part 4.” *Summaries of technical papers of annual meeting*, Architectural Institute of Japan, pp. 2263–2264, 1982 [in giapponese].
62. Murgano A. “Progetto basato sugli spostamenti per l’adeguamento sismico di telai in cemento armato con BRBs.” *Tesi di Laurea in Ingegneria Edile - Architettura*, Università degli Studi di Catania, 2015.
63. Newell S., Uang C.M. e Benzoni G. Subassemblage testing Core-Brace buckling restrained braces (G-Series), Structural Systems Research Project, Report n. TR-06/01, University of California, San Diego, La Jolla, USA, 2006.
64. Palazzo G., Lòpez-Almansa F., Cahis X. e Crisafulli F. “A low - tech dissipative Buckling Restrained Brace. Design, analysis, production and testing.” *Engineering Structures*; vol. 31, pp. 2152-2161, 2009.
65. Penelis G. G. e Kappos A. K. Earthquake-resistant concrete structures, pp. 364-367, Taylor&Francis, 1997.
66. Ponzo F. C., “Strutture in c.a. - Dissipazione di energia”, Università della Basilicata, <http://www2.unibas.it>.
67. Popovics S. “A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete.” *Cement and concrete research*, 3(5), 583-599, 1973.
68. Pulvirenti F. “Comportamento non lineare di strutture in cemento armato: analisi numerica con modelli a fibre e prove sperimentali su elementi strutturali.” *Tesi di Laurea in Ingegneria delle Strutture*, Università degli Studi di Catania, 2011.

69. Sabelli R. “Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-brace frames.”, *The 2000 NEHRP Professional Fellowship Report*, EERI, Oakland, California, 2001.
70. Scott M. e Fenves G. “Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements”, *Journal of Structural Engineering*, 132, 2: 244-252, 2006.
71. Takeda T. e Kimura K. “Experimental study on precast concrete shear walls — Part 6.” *Summaries of technical papers of annual meeting. Architectural Institute of Japan*, pp. 1677–1678, 1976 [in giapponese].
72. Tonon E., Forte M., Mammino A., Moro S. “Protezione sismica degli edifici mediante dissipatori d’energia: la nuova sede della Prefettura de L’Aquila”, Atti del XV Convegno ANIDIS, Padova, 2013.
73. Uang C.M. e Nakashima M. Steel Buckling-Restrained Braced Frames, capitolo del libro Earthquake engineering: from engineering seismology to performance based engineering, CRC Press LLC, USA, 2004.
74. Usami T., Kasai A., Kato M. “Behavior of Buckling-restrained Brace Members”, *Proceedings of the 4th International Conference on Behavior of steel structures in seismic areas (STESSA)*, Napoli; pp. 211-216, 2003.
75. Verderame G.M., Iervolino I. e Ricci P. Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of april 2009, V1.20, 2009.
76. Yoshino T., Karino Y. “Experimental study on shear wall with braces: Part 2.” *Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 11. Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section*, pp. 403–404, 1971 [in giapponese].
77. Wada A., Saeki E., Takeuchi T., Watanabe A. “Development of unbonded brace.” in *Nippon Steel’s Unbonded Braces*, Nippon Steel Corporation Building Construction and Urban Development Division, Tokyo, 1998.

78. Wada A. e Nakashima M. “From infancy to maturity of buckling restrained braces research.” *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Canada, 2004.
79. Wakabayashi M., Nakamura T., Katagihara A, Yogoyama H. e Morisono T. “Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading—Parts 1 & 2.” *Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 10*. Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section, pp. 1041–1044, 1973 [in giapponese].
80. Wakabayashi M., Nakamura T., Katagihara A., Yogoyama H. e Morisono T. “Experimental study on the elastoplastic behavior of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading—Parts 1 & 2.” *Summaries of technical papers of annual meeting, vol. 6*. Kinki Branch of the Architectural Institute of Japan, pp. 121–128, 1973 [in giapponese].
81. Watanabe A., Hitomi Y., Saeki E., Wada A. e Fujimoto M. “Property of braces encased in buckling restraining concrete and steel tubes.” *Proceedings of ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Kyoto-Tokyo, Japan; vol. IV, 719-724, 1988.
82. Xie Q. “State of the art of buckling restrained braces in Asia.” *Journal of Constructional Steel Research*, 6: 727-748, 2005.
83. Zhao, J., Wu, B. and Ou, J. “A novel type of angle steel buckling-restrained brace: Cyclic behavior and failure mechanism”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40: 1083–1102. doi: 10.1002/eqe.1071; 2011.

Siti web

84. FIP Industriale s.p.a., www.fipindustriale.it
85. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), www.zonesismiche.mi.ingv.it
86. Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLuis), www.reluis.it.

Ringraziamenti

Al Coordinatore del XXVIII ciclo del Dottorato in Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Catania, prof. Aurelio Gheri, al mio tutor prof. Edoardo Marino, ai componenti del gruppo di tesi prof. Pier Paolo Rossi e ing. Melina Bosco, alla giovane validissima collega ing. Francesca Barbagallo va la mia più profonda gratitudine per la disponibilità, il supporto, la responsabilità e la passione per la ricerca che sanno trasmettere. Grazie agli ing. Federico Grassi e Aldo Murgano, per la preziosa collaborazione in qualità di tesisti.

Ringrazio tutti i membri del Collegio Docenti del Dottorato e in particolare il prof. Giuseppe Oliveto. Ringrazio inoltre l'ing. Maria Gabriella Castellano e l'ing. Placido Lucà Trombetta per avermi fornito informazioni sui controventi a instabilità impedita con grande disponibilità.

A Michele e ai miei familiari, grazie.