

DISSERTAZIONE PRESENTATA PER IL CONSEGUIMENTO DEL TITOLO DI
DOTTORE DI RICERCA IN INGEGNERIA DELLE STRUTTURE E GEOTECNICA

UNA PROCEDURA DI OTTIMIZZAZIONE
MULTI-PRESTAZIONALE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO
SISMICO ATTRAVERSO SISTEMI DI CONTROVENTI ELASTICI
E DISSIPATIVI

RAFFAELE LAGUARDIA
ROMA, OTTOBRE 2016

CICLO XXVIII

RELATORI:
PROF. FRANCO BRAGA
PROF. ROSARIO GIGLIOTTI

IL COORDINATORE DEL DOTTORATO:
PROF. ACHILLE PAOLONE

Sommario

Il lavoro di ricerca presentato in questa tesi si inquadra nell'ambito dell'ingegneria sismica e, in particolare, della progettazione di strutture sismoresistenti, dell'ottimizzazione strutturale e delle strategie di riduzione del rischio sismico.

L'obiettivo specifico è stato quello di definire una metodologia per la riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a. attraverso l'uso di controventi elastici e dissipativi, che contenesse le principali problematiche progettuali, consentendo anche la valutazione dell'impatto degli interventi da un punto di vista tecnico-economico.

Il principale risultato del lavoro è la definizione di una procedura di ottimizzazione multiprestazionale, con la conseguente formulazione di un algoritmo, le cui proprietà più rilevanti possono essere così riassunte: le caratteristiche dei controventi sono descritte mediante una particolare formalizzazione delle variabili indipendenti che consente l'ottimizzazione dimensionale e topologica per strutture sia bidimensionali, sia tridimensionali, regolari e non regolari; la risposta strutturale è controllata con funzioni di vincolo che descrivono differenti parametri ingegneristici (Drift interpiano "*IDR*", massime accelerazioni di piano "*PFA*", caratteristiche della sollecitazione), mentre una apposita funzione obiettivo descrive in modo esaustivo e realistico i costi di intervento. La procedura si basa su analisi elastiche lineari, tenendo conto del comportamento inelastico dei dissipatori e del telaio in c.a. attraverso schemi lineari equivalenti, al cui studio e formalizzazione è dato particolare rilievo. La procedura è stata sviluppata per essere utilizzata sia nell'ambito di un approccio prestazionale di prima generazione, ossia descrivendo la prestazione attraverso parametri ingegneristici e relativi criteri di accettazione, sia nell'ambito di un approccio di nuova generazione, in cui i requisiti prestazionali sono direttamente correlati alle perdite economiche attese sull'edificio, ossia al rischio sismico.

Il problema trattato è di particolare rilievo ed interesse nell'ambito dell'ingegneria sismica a causa dell'assenza, sia nella letteratura scientifica sia nelle principali normative internazionali, di metodi di progettazione che tengano conto dell'effettiva complessità degli interventi con controventi dissipativi e che, soprattutto, consentano di valutare i costi di intervento in relazione ai benefici; ciò è ancor più rilevante se si considera l'attuale contesto socio-economico e la conseguente necessità di coniugare l'efficacia dell'intervento e le effettive disponibilità economiche. In quest'ottica il presente lavoro, oltre a risolvere aspetti progettuali applicativi, si pone come elemento di congiunzione e di passaggio tra gli approcci prestazionali di prima generazione e quelli di nuova generazione basati su principi di rischio sismico.

Indice

Introduzione	xi
1 Protezione delle costruzioni mediante l'uso di sistemi di controventamento	1
1.1 Introduzione	1
1.1.1 La dissipazione di energia	2
1.1.2 Progettazione di sistemi di controventamento	4
1.2 Stato dell'arte	10
1.2.1 Procedure di progetto	11
1.2.2 Procedure di ottimizzazione	12
1.2.3 Analisi critica	15
1.3 Strutture esistenti protette mediante l'uso di controventi . . .	16
1.3.1 Interventi eseguiti in Italia	16
1.3.2 Interventi eseguiti in USA	21
1.3.3 Osservazioni e commenti sugli interventi realizzati . . .	23
2 Il Rischio sismico	25
2.1 Generalità e definizione	25
2.2 Il rischio sismico e la progettazione prestazionale	27
2.3 Valutazione delle perdite	29
2.3.1 Il concetto di EAL	33
2.4 Strategie progettuali per la riduzione del rischio sismico . . .	37
3 Ottimizzazione di un sistema di controventi elastici	40
3.1 Posizione del problema	41

3.1.1	Termini noti	43
3.1.2	Variabili indipendenti	45
3.1.3	Funzione Obiettivo	50
3.1.4	Funzioni di Vincolo	51
3.1.5	Definizione del problema di ottimizzazione	58
3.2	Ottimizzazione: Esempio di Risoluzione grafica	58
3.2.1	Problema di ottimizzazione con vincolo sugli sposta- menti	60
3.2.2	Problema di ottimizzazione con vincolo sugli sposta- menti e sulle sollecitazioni	63
3.3	Esempio di calcolo su un caso studio	64
3.3.1	Descrizione del caso studio	65
3.3.2	Problema di ottimizzazione	67
4	Ottimizzazione di un sistema di controventi dissipativi	74
4.1	Posizione del problema	75
4.1.1	Termini noti	76
4.1.2	Variabili indipendenti	81
4.1.3	Funzioni di Vincolo	86
4.1.4	Definizione del problema di ottimizzazione	90
4.2	Esempio di calcolo su un caso studio	90
4.3	Confronti con altre metodologie di progettazione	96
5	Ottimizzazione di un sistema di controventi dissipativi su base multiprestazionale	103
5.1	Posizione del problema	104
5.1.1	Termini noti	104
5.1.2	Variabili indipendenti	106
5.1.3	Funzioni di Vincolo	107
5.1.4	Definizione del problema di ottimizzazione	109
5.2	Esempio di calcolo su un caso studio	109
5.2.1	Confronto con analisi dinamiche non lineari	115

6 Ottimizzazione di un sistema di controventi dissipativi per la riduzione del rischio sismico e analisi costi-benefici	124
6.1 Valutazione dei costi di intervento	125
6.2 Funzione Obiettivo per la minimizzazione dei costi di intervento	131
6.3 Metodologia per il controllo dei livelli di rischio sismico	132
6.3.1 Valutazione della curva di perdite	133
6.3.2 Definizione della strategia e progettazione dell'intervento	133
6.4 Esempi di calcolo su caso studio	138
6.4.1 Analisi dei costi di intervento	138
6.4.2 Analisi dei risultati espressi in termini di rischio sismico	141
Conclusioni	153
Sviluppi Futuri	156
Bibliografia	158

Elenco delle figure

1.1	Comportamento di un telaio con controventi dissipativi	5
1.2	Spettri in accelerazione e spostamento adimensionalizzati . . .	6
1.3	Strategie di progettazione con sistemi di controventi	7
1.4	Scuola Ramacca (CT), pianta intervento	17
1.5	Scuola Ramacca (CT), telaio controventato	17
1.6	Scuola Ramacca (CT), dettaglio costruttivo	18
1.7	Scuola Ramacca (CT), telaio controventato, foto	18
1.8	Scuola Fabriano (AN), vista intervento dall'esterno	19
1.9	Scuola Fabriano (AN), vista intervento dall'esterno	19
1.10	Scuola Fabriano (AN), dettaglio sistema di ancoraggio	19
1.11	Scuola Fabriano (AN), vista intervento dall'interno	19
1.12	Scuola Busciolano (PZ), vista intervento dall'esterno	20
1.13	Scuola Busciolano (PZ), vista intervento dall'esterno	20
1.14	Scuola Busciolano (PZ), dissipatore elastoplastico	21
1.15	Scuola Busciolano (PZ), vista intervento dall'interno	21
1.16	Scuola Via Lazio (PZ), vista intervento dall'esterno	22
1.17	Scuola Via Lazio (PZ), vista intervento dall'esterno	22
1.18	Scuola Via Lazio (PZ), dissipatore elastoplastico	23
1.19	Scuola Via Lazio (PZ), dettagli costruttivi	23
1.20	Hotel Stockton (USA), vista dell'edificio	23
1.21	Hotel Stockton (USA), dispositivo viscoelastico	23
1.22	Bennett Building (USA), vista dell'edificio	24
1.23	Bennett Building (USA), vista dell'intervento dall'esterno . . .	24
2.1	Livelli prestazionali FEMA 273/356	30

2.2	Livelli prestazionali, elementi strutturali e non strutturali . . .	30
2.3	Curve di perdita di piano per le componenti strutturali e non strutturali	33
2.4	Ripartizione costi di ricostruzione per diverse tipologie di edifici	36
2.5	Curve di perdita $\lambda - \%RC$	37
2.6	Strategie progettuali per il rinforzo di edifici esistenti	39
3.1	Costruzione $\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha})$, telaio 2D di esempio.	47
3.2	Costruzione $\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha})$, matrici $\Delta\mathbf{K}$	48
3.3	Costruzione $\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha})$, assemblaggio	49
3.4	Risoluzione grafica: telaio 2D di esempio	59
3.5	Risoluzione grafica: funzione obiettivo	61
3.6	Risoluzione grafica: vincolo drift primo livello	61
3.7	Risoluzione grafica: vincolo drift secondo livello	62
3.8	Risoluzione grafica: regione ammissibile con vincoli sul drift .	62
3.9	Risoluzione grafica: regione ammissibile e soluzione con vincoli sul drift	62
3.10	Risoluzione grafica: regione ammissibile e soluzione con vincoli sul drift e sollecitazioni	63
3.11	Struttura caso studio: pianta piano tipo e viste prospettiche .	66
3.12	Struttura caso studio: pianta fondazioni e sezioni travi e pilastri	66
3.13	Struttura caso studio: armature del telaio principale	67
3.14	Struttura caso studio: armature travata del telaio principale .	68
3.15	Spettri di risposta smorzati al 5% per diversi tempi di ritorno.	69
3.16	Struttura caso studio: disposizione di base dei controventi . .	70
3.17	Risultati procedura: confronto pre e post-intervento	71
3.18	Risultati procedura: disposizione e dimensione dei controventi	73
4.1	Matrice di rigidezza equivalente $\mathbf{K}_0$: metodo globale	79
4.2	Matrice di rigidezza equivalente $\mathbf{K}_0$: metodo tangente	80
4.3	Schematizzazione controvento dissipativo	82
4.4	Legame costitutivo asta di controvento	83
4.5	Linearizzazione equivalente sistema asta-dissipatore	85
4.6	Progettazione in capacità: parametro η	87

4.7	Progettazione in capacità: dissipatore rigido-plastico	88
4.8	Progettazione in capacità: dissipatore elasto-plastico	89
4.9	Risultati procedura: confronto pre e post-intervento	92
4.10	Risultati procedura: push-over struttura controventata	93
4.11	Risultati procedura: drift interpiano da push-over	94
4.12	Confronto fra soluzione elastica e dissipativa: volumi di acciaio e curva di capacità.	94
4.13	Risultati procedura: disposizione e dimensione dei controventi	97
4.14	Curve forza spostamento ottenute con diversi metodi di pro- gettazione	98
4.15	Metodo di Vulcano: confronto fra soluzioni al variare di d_{yDB} .	98
4.16	Confronto risultati metodi di progettazione, distribuzione sul sistema MDOF	99
4.17	Confronto risultati metodi di progettazione	100
4.18	Confronto metodi: curve pushover su modello di calcolo	101
4.19	Progettazione in capacità: risultati al variare del parametro η	102
5.1	Determinazione matrici di rigidezza equivalenti $\mathbf{K}_{0h}$	105
5.2	Risultati procedura: drift interpiano	112
5.3	Risultati procedura: smorzamento equivalente	113
5.4	Risultati procedura: Push-over struttura controventata	114
5.5	Risultati procedura: drift interpiano da push-over	115
5.6	Risultati procedura: smorzamento equivalente da push-over . .	116
5.7	Risultati procedura: curve di capacità pre e post-intervento . .	116
5.8	Risultati procedura: disposizione e dimensione dei controventi	117
5.9	Telaio 2D utilizzato per l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari, schematizzazione del modello di calcolo.	118
5.10	Set di accelerogrammi utilizzati per l'esecuzione di analisi di- namiche non lineari: (a) spettrocompatibilità del gruppo sullo spettro di riferimento (b) spettri medi scalati.	118
5.11	Spostamenti e drift interpiano e ottenuti con la procedura di ottimizzazione.	119
5.12	Valutazione della dispersione dell'azione e della risposta	120

5.13	Analisi dinamica non lineare struttura di esempio non controventata:rappresentazione risultati, drift interpiano	122
5.14	Analisi dinamica non lineare struttura di esempio controventata:rappresentazione risultati, drift interpiano	123
6.1	Ripartizione dei costi di intervento su strutture in c.a.	128
6.2	Funzione Obiettivo: Costo delle opere murarie e di fondazione	131
6.3	Definizione della strategia progettuale	134
6.4	Confronto fra i costi di intervento ottenuti con diverse funzioni obiettivo	139
6.5	Ripartizione percentuale dei costi adottando diverse funzioni obiettivo	140
6.6	Ripartizione percentuale dei costi adottando diverse funzioni obiettivo	141
6.7	Pianta strutturale del caso studio	142
6.8	Curve "EDP-Loss" ottenute per il piano tipo del caso studio .	144
6.9	Confronto fra i parametri economici ottenuti con differenti problemi di ottimizzazione	147
6.10	Confronto fra i drift interpiano ottenuti con differenti problemi di ottimizzazione	148
6.11	Confronto fra le accelerazioni di piano ottenute con differenti problemi di ottimizzazione	149
6.12	Confronto fra le disposizioni dei controventi ottenute con differenti problemi di ottimizzazione	150
6.13	Curva di perdite per l'edificio esistente e l'edificio rinforzato .	151

Elenco delle tabelle

1.1a	Procedure di Ottimizzazione.	14
1.1b	Procedure di Progetto.	14
2.1	Costi attualizzati terremoti in Italia 1968-2012	27
5.1	Livelli di pericolosità e fattori di scala adottati per la scalatura del set di accelerogrammi	118
5.2	Confronto fra la dispersione dell'azione e della risposta.	121
6.1	Componenti utilizzate per le analisi di rischio sull'edificio di esempio	143

Introduzione

Motivazioni

La presente tesi di dottorato si interessa della progettazione ottimale di interventi di miglioramento sismico con controventi dissipativi, mirata alla minimizzazione dei costi di intervento e del rischio sismico ad essi associato.

Il problema trattato è di particolare rilievo ed interesse nell'ambito dell'ingegneria sismica poichè, anche in seguito ai recenti eventi che hanno scosso l'Italia e non solo (*L'Aquila 2008, Christchurch 2011 Emilia 2012, Centro Italia 2016*), si è fatta sempre più insistente la domanda da parte di istituzioni, tecnici e dell'intera società civile di interventi volti a ridurre la vulnerabilità degli edifici esistenti e conseguentemente il rischio sismico sia su piccola sia su grande scala. A causa della carenza di risorse sufficienti a soddisfare tutte le esigenze, diventa cruciale poter valutare come e dove intervenire per massimizzare la riduzione del rischio data una certa spesa.

In questi anni si sta sempre più consolidando una attenzione al problema e vari interventi legislativi a livello comunitario, nazionale e regionale sono volti a incentivare lo stato di conoscenza del livello di vulnerabilità degli edifici e le esecuzioni di interventi, proponendo contributi finanziari o agevolazioni edilizie e fiscali finalizzati a sostenere tali iniziative (Fondi Europei *FESR* 2012-2020 "*Città sicura*", L.R. Basilicata 12/2002, L.R. Lazio 31/2002, L.R. Puglia 27/2014).

Nonostante tale impegno, ad oggi la realizzazione di interventi di miglioramento o adeguamento sismico è assai poco diffusa, se non nelle zone recentemente colpite da terremoti. Fra i motivi di questa scarsa attenzione nei confronti delle problematiche relative allo stato attuale dell'edilizia pub-

blica e privata, vi è senza dubbio la carenza di cultura della protezione ed il pessimo momento congiunturale che non favorisce grandi investimenti, soprattutto privati. A ciò va aggiunto che spesso gli interventi di miglioramento strutturale possano essere molto costosi, oltre che invasivi, e i proprietari o committenti siano spesso scoraggiati ad intervenire non percependo, a fronte di tale spesa, l'effettivo guadagno ottenuto in termini di salvaguardia della vita umana, riduzione del danno economico e, soprattutto, di eventuali futuri obblighi assicurativi i cui riflessi di spesa sarebbero correlati al grado di rischio sismico delle proprietà immobiliari.

In ambito tecnico-scientifico tale problema è emerso da alcuni anni [1], [2] e ha condotto alla definizione di metodologie e strumenti di calcolo [3],[4], [5] [6] finalizzati anche a rendere comprensibili ai non-tecnici l'importanza e l'impatto degli interventi di *retrofit*. Tali metodologie hanno carattere per lo più generale e non sono associate ad una particolare tecnica di intervento nè suggeriscono metodi pratici per il raggiungimento di determinati traguardi. In questo lavoro è stata studiata la fattibilità degli interventi di controventamento con l'obiettivo generale di ottenere interventi dal minimo costo a parità di prestazione, attraverso l'elaborazione di un apposito strumento di calcolo. Successivamente è stata valutata la possibilità di modificare i requisiti prestazionali richiesti proprio sulla base dei succitati criteri e delle metodologie di valutazione delle perdite economiche sugli edifici esistenti.

Fra le varie tecniche, l'interesse verso i sistemi di controventamento è motivato dal fatto che possono garantire degli ottimi livelli prestazionali a fronte di interventi non eccessivamente invasivi e dal costo ragionevole, conciliandosi in modo ideale con le impellenti necessità prima menzionate molto meglio sia degli interventi tradizionali, estremamente invasivi e generalmente poco migliorativi, sia degli interventi di isolamento sismico, altrettanto invasivi anche se potenzialmente molto efficaci in termini di miglioramento della prestazione nei confronti delle azioni sismiche.

Per la progettazione dei sistemi di controventamento, ad oggi, esistono numerosissimi metodi e procedure dai più semplici ai più complessi; nel primo caso, gli eccessi di semplificazioni possono condurre a dimensionamenti lontani dall'essere delle soluzioni progettuali definitive, nei secondi invece,

troppo spesso, la complessità delle analisi richieste fa sì che essi non risultino strumenti utili ad un livello di progettazione. Ad oggi, manca uno strumento in grado di conciliare semplicità di calcolo e completezza della soluzione.

Una delle principali problematiche negli interventi di controventamento è che essi modificano in modo significativo la risposta strutturale, sia a livello globale che locale. Un obiettivo prestazionale globale (e.g., un certo valore del drift interpiano) può essere ottenuto attraverso numerosissime soluzioni, equivalenti dal punto di vista globale, ma che potrebbero essere molto diverse fra loro in termini di necessità di rinforzi locali, protezione dei contenuti, invasività e costo totale dell'intervento. Per poter individuare una soluzione ottimale, che minimizzi l'onerosità dell'intervento nel rispetto di requisiti globali e locali sulla prestazione strutturale è necessario uno strumento di calcolo dotato di speciali caratteristiche.

Si è deciso quindi di sviluppare un algoritmo di ottimizzazione perseguendo i seguenti criteri: *semplicità*, basato su analisi semplici e dal minimo onere computazionale ; *generalità*, valido per ogni schema o tipologia strutturale; *completezza*, in grado di descrivere la gran parte degli aspetti rilevanti ed i relativi parametri ingegneristici; *adattabilità* lo strumento deve poter essere adattato ed utilizzato per la risoluzione di problemi di ottimizzazione differenti fra loro.

Sulla base di tali criteri è stato ipotizzato lo sviluppo di una procedura che consentisse di individuare il posizionamento ottimale e le caratteristiche dimensionali di ciascuna asta, sia per il caso di controventi elastici sia per il caso di controventi dissipativi, in grado di controllare la regolarità strutturale ed utilizzabile in campo monoprestazionale e multiprestazionale, così da essere aperta anche a valutazioni di rischio sismico.

Contenuti

Il lavoro è presentato seguendo l'iter logico di sviluppo della procedura e del relativo algoritmo, consentendo una valutazione critica delle varie evoluzioni sull'efficienza dello stesso nel raggiungere gli obiettivi preposti.

Nei primi capitoli è descritto il contesto tecnico-scientifico in cui si è operato, illustrando lo stato dell'arte e della pratica circa la progettazione dei sistemi di controventi, le valutazioni di rischio sismico ed il loro potenziale utilizzo come strumento progettuale. Ampio spazio è dedicato allo studio delle metodologie di progettazione oggi disponibili, per le quali è fornita una descrizione sintetica (anche con delle tabelle riassuntive) e un'analisi critica dove sono posti in evidenza i principali pregi e difetti di ciascuna; successivamente sono descritti alcuni interventi realizzati con controventi dissipativi, in Italia e all'estero, confrontandoli e mettendo in evidenza le rilevanti differenze fra essi. Nel secondo capitolo, oltre ad una breve introduzione teorica sul concetto di rischio sismico, è illustrata l'evoluzione della progettazione prestazionale dalle origini sino ai moderni approcci basati sul rischio; sono illustrati i principali metodi per la valutazione delle perdite su di un edificio (in particolare il cosiddetto metodo "Story-based" [5]), la definizione del parametro tecnico-economico EAL ("Expected Annual Losses" [2]) ed i possibili approcci progettuali utilizzando tali strumenti.

Nel terzo capitolo è descritta la procedura di ottimizzazione per un sistema di controventi elastici, dettagliando tutti i passaggi logici alla base dell'algoritmo e che verranno successivamente solo ripresi ed affinati, in pratica è qui che si descrive il maggiore sforzo di programmazione che ha costituito il "motore" della procedura stessa. Seguendo il tradizionale approccio della ricerca operativa, vengono dunque definiti: i *termini noti*, ovvero le grandezze che rimangono fisse e che fungono da parametri di ingresso per la procedura; le *variabili indipendenti*, ed in particolare la loro formalizzazione necessaria al raggiungimento automatico dell'ottimizzazione dimensionale e topologica; le *funzioni di vincolo*, necessarie al controllo della prestazione strutturale; la *funzione obiettivo* con cui si descrive la minimizzazione dei costi di intervento. Per completare la descrizione dell'algoritmo è stato svolto un esempio di risoluzione grafica del problema di ottimizzazione, dove sono messe in evidenza la forma e le caratteristiche dello spazio delle soluzioni e viene discussa la scelta dell'algoritmo utilizzato per la risoluzione numerica del problema. In conclusione di tale capitolo è infine presentato l'edificio utilizzato come caso studio, per il quale è dapprima fornita una rapida descrizione con alcune valutazioni

preliminari e successivamente è mostrata la soluzione di *retrofit* individuata attraverso l'algoritmo, il cui risultato è descritto e discusso. Nel capitolo quattro il problema è esteso al caso di controventi dissipativi, si definiscono delle nuove variabili indipendenti che tengano conto della dissipazione di energia. È opportunamente considerato il comportamento inelastico dei controventi e del telaio in c.a. che viene modellato attraverso delle linearizzazioni viscoelastico equivalenti per ricondurlo in modo semplice ed efficace al caso elastico. Nell'analisi del caso studio, vengono condotte analisi non-lineari in modo da controllare e verificare l'efficacia di tali linearizzazioni.

Nel capitolo cinque la procedura è finalmente estesa al caso multiprestazionale, tale evoluzione è possibile mantenendo inalterato l'impianto numerico ma modificando esclusivamente i parametri di input ed il numero dei vincoli della procedura.

Nel sesto ed ultimo capitolo è approfondita la tematica dei costi di intervento, anche attraverso la definizione di una nuova funzione obiettivo, ed è illustrato in che modo l'algoritmo possa essere utilizzato nell'ambito di una metodologia per la riduzione del rischio sismico, attraverso la definizione di appositi criteri di accettazione espressi in funzione delle perdite attese sull'edificio e fornendo anche delle nuove formulazioni del problema tali da consentire l'utilizzo di tale strumento come supporto decisionale per la scelta dell'intervento ottimale.

Capitolo 1

Protezione delle costruzioni mediante l'uso di sistemi di controventamento

1.1 Introduzione

Proteggere una struttura da un evento sismico significa ridurne la vulnerabilità a tale tipologia di azione, cioè ridurre la probabilità di avere un certo livello di danno data una intensità dell'azione sismica.

La protezione di una costruzione può essere ottenuta mediante differenti strategie ed attraverso differenti tecniche di intervento, le possibili scelte progettuali sono numerose, differenti fra loro e dipendono strettamente dal tipo di prestazione che si intende ottenere e dalle vulnerabilità e caratteristiche della struttura da proteggere, se si parla di costruzioni esistenti.

Oltre alle tecniche classiche, che consistono in interventi diffusi atti a incrementare la capacità degli elementi, in termini di resistenza e/o di duttilità, le tecniche di intervento più diffuse e che risultano essere particolarmente efficaci sono l'isolamento sismico e la dissipazione di energia. L'isolamento consiste nell'interporre tra la struttura e la fondazione dispositivi a bassa rigidità laterale, tali da innalzare il periodo proprio, riducendo di conseguenza le accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura (parte di struttura al di sopra

del sistema di isolamento). A fronte di questo significativo abbattimento delle forze di inerzia e dunque delle sollecitazioni nella struttura in elevazione, si ha un incremento della domanda di spostamento nei dispositivi (isolatori sismici). Proprio per questo motivo, anche nel caso dell'isolamento è necessario in molti casi ricorrere alla dissipazione, sfruttando quella propria degli isolatori (elastomerici, ad attrito, ecc.) ed eventualmente quella aggiuntiva fornita da dispositivi ausiliari. In questo modo si ottiene anche un ulteriore abbattimento delle accelerazioni nella sovrastruttura. Le tecniche di intervento basate sulla sola dissipazione richiedono l'introduzione nella struttura di appositi dispositivi dissipativi. Per le strutture intelaiate, queste tecniche si associano normalmente all'introduzione all'interno della maglia strutturale di un sistema di controventi che fungono da supporto per i dissipatori. In questo caso l'effetto principale è l'incremento di rigidezza della struttura con una conseguente significativa riduzione della risposta in spostamenti, a cui corrisponde però, un incremento della risposta in accelerazioni e quindi delle forze d'inerzia. D'altra parte, per dissipare energia è necessario che venga convogliata nei dispositivi una quota parte significativa dell'energia in ingresso; pertanto, la rigidezza del sistema di controventi a cui si associa la dissipazione di energia deve essere adeguata allo scopo. La progettazione di un intervento con controventi dissipativi richiede la comprensione degli aspetti concettuali e filosofici alla base di tale tecnica di intervento.

1.1.1 La dissipazione di energia

Considerando un sistema elasto-plastico-viscoso, le equazioni del moto possono essere poste, secondo la formulazione di D'Alembert nella seguente forma:

$$\mathbf{f}_I + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = \mathbf{f}_T \quad (1.1)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_g \quad (1.2)$$

Dove:

$\mathbf{f}_I$ sono le forze di inerzia del sistema, $\mathbf{f}_D$ sono le forze di viscosità, $\mathbf{f}_S$ sono le forze di deformazione, $\mathbf{f}_T$ sono le forze di trascinamento applicate, $\mathbf{M}$ è la matrice delle masse, $\mathbf{K}$ è la matrice di rigidezza, $\mathbf{C}$ è la matrice di dissipazione, mentre $\mathbf{x} = \mathbf{u} + \mathbf{x}_g$ sono gli spostamenti assoluti del sistema, somma degli spostamenti del terreno e degli spostamenti relativi.

Integrando la (1.2) è possibile porre l'equazione di equilibrio del moto in forma energetica come proposto da Uang e Bertero [7] :

$$\int_0^t \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} dt + \int_0^t \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} dt + \int_0^t \mathbf{K}\mathbf{u} dt = - \int_0^t \mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_g dt \quad (1.3)$$

$$E_C + E_D + E_P = E_I \quad (1.4)$$

$$E_C + E_V + E_\mu + E_P = E_I \quad (1.5)$$

Dove:

E_C è l'energia cinetica, E_D è l'energia dissipata totale, E_V è l'energia dissipata per viscosità, E_μ è l'energia dissipata per isteresi, E_P è l'energia di deformazione elastica ed E_I è l'energia in ingresso.

Il danneggiamento strutturale è generalmente associato ad un incremento dell'energia dissipata per isteresi da parte della struttura, ad esempio attraverso la formazione di cerniere plastiche negli elementi, la progettazione di interventi per la protezione della struttura deve essere mirata a ridurre questo contributo o attraverso una riduzione dell'energia in ingresso (E_I , isolamento sismico) oppure attraverso un incremento dell'energia dissipata (E_D) da concentrare in appositi dispositivi. Le aste di controvento possono essere direttamente elementi dissipativi o profili di acciaio collegati in serie a dispositivi di dissipazione. I controventi svolgono la funzione primaria di irrigidimento della struttura, trasformando alcuni telai o parti di essi in strutture reticolari molto più rigide della struttura originaria. Il loro posizionamento all'interno della maglia strutturale è un aspetto cruciale della progettazione, che deve rispettare vincoli di tipo architettonico e soddisfare esigenze strutturali, riassumibili in: irrigidimento globale della struttura; riduzione delle eccentricità

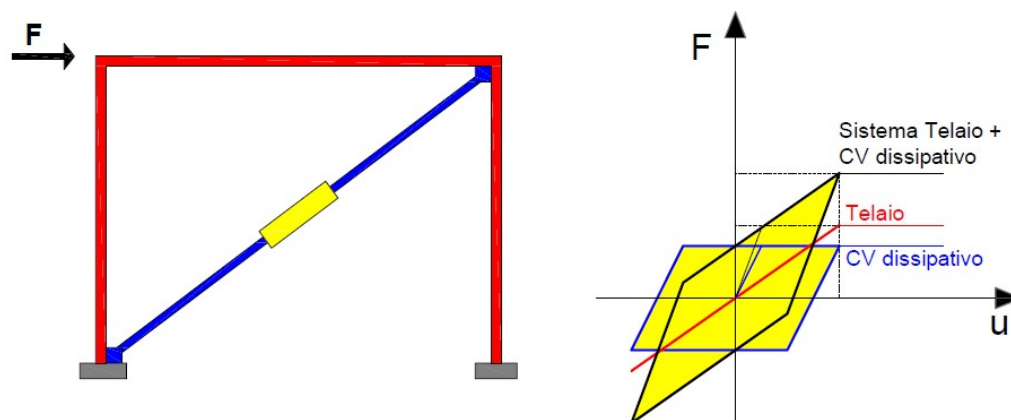


Figura 1.1: Schematizzazione del comportamento di un telaio con controventi dissipativi.

tra centro di massa e centro di rigidezza (irregolarità in pianta); riduzione delle irregolarità in elevazione (variazioni di rigidezza troppo forti tra un piano e l'altro); limitazione delle sollecitazioni trasmesse a singole parti della struttura.

Il principio di funzionamento dei controventi è descritto schematicamente in Figura 1.1. La struttura è rappresentata da un telaio, il cui comportamento è descrivibile attraverso un legame di tipo elasto-plastico. L'insieme asta-dissipatore è descrivibile anch'esso come un sistema elasto-plastico, laddove si utilizzi un dissipatore di tipo isteretico, in cui la dissipazione dipende dallo spostamento relativo tra i nodi del controvento.

La strategia di progetto è rappresentata, in sintesi, in Figura 1.2. Gli spettri di risposta in spostamento e pseudoaccelerazione forniscono le grandezze di misura della risposta strutturale, in relazione alle caratteristiche dinamiche della struttura. Per ridurre la domanda di spostamento, che può essere individuata, in prima approssimazione, nell'ipotesi di uguali spostamenti tra sistema elastico e sistema inelastico, si incrementa la rigidezza del sistema strutturale. A tale incremento di rigidezza, a cui corrisponde una riduzione del periodo proprio della struttura, si accompagna però un incremento delle accelerazioni (e quindi delle sollecitazioni nella struttura e delle forze trasmesse da quest'ultima alla fondazione). La dissipazione è nella maggior parte

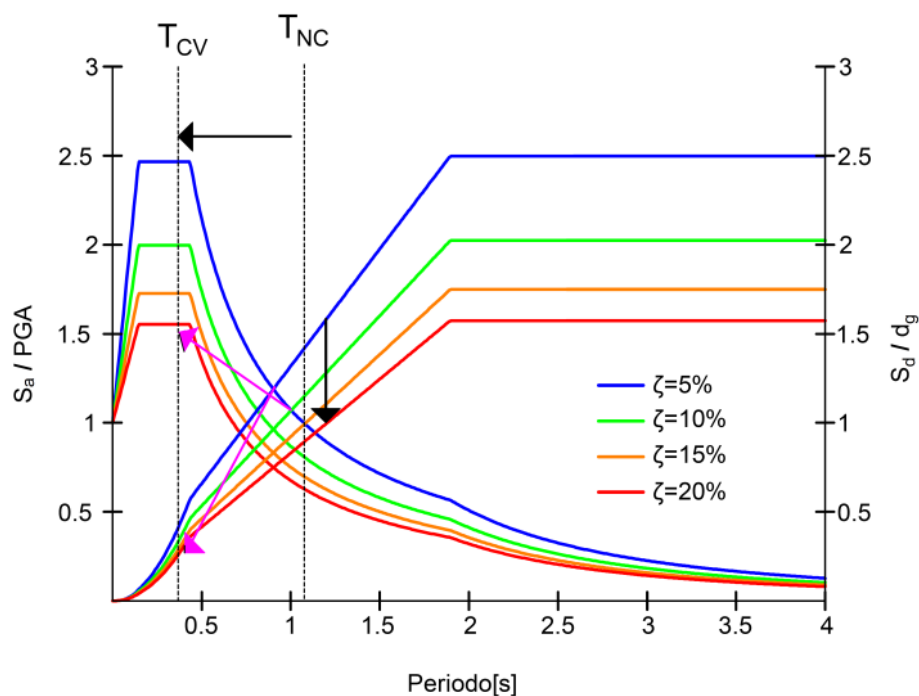


Figura 1.2: Spettri in accelerazione e spostamenti per diversi livelli di smorzamento adimensionalizzati rispetto alla massima accelerazione al suolo e al massimo spostamento del terreno.

dei casi indispensabile per ridurre l'entità di tali forze e fornisce un ulteriore contributo alla riduzione degli spostamenti. Peraltro, va anche detto che, rinunciare alla dissipazione aggiuntiva di energia, mantenendo i controventi in campo elastico, può comportare incompatibilità tra i limiti di spostamento ritenuti accettabili per la struttura e gli spostamenti corrispondenti allo snervamento delle aste in acciaio.

1.1.2 Progettazione di sistemi di controventamento

La progettazione dei controventi dissipativi è una problematica complessa, poichè, come visto nella descrizione dei principi di funzionamento, la loro introduzione può drasticamente modificare il comportamento della struttura originale, richiedendo una maggiore cura da parte del progettista riguardo i dettagli costruttivi e il rinforzo degli elementi strutturali preesistenti.

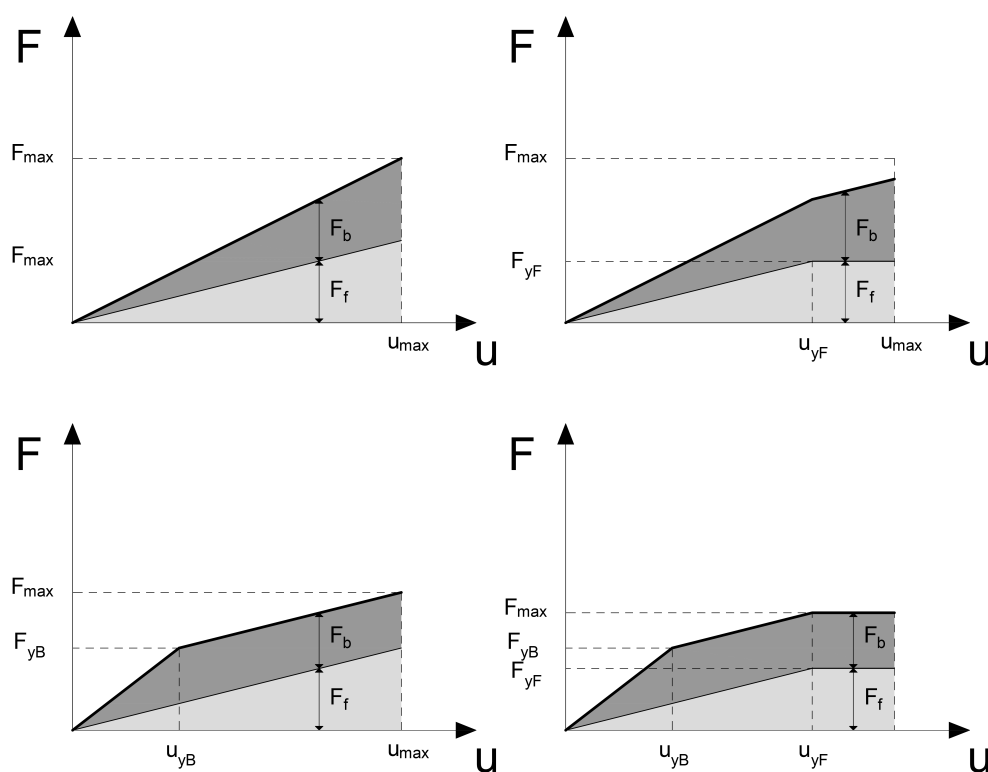


Figura 1.3: Differenti strategie di progetto : a) Telaio Elastico – CV elastico, b) Telaio Inelastico – CV elastico, c) Telaio elastico – CV inelastico, d) Telaio inelastico – CV inelastico.

Una progettazione di tipo prestazionale richiede, come primo passo, la definizione della prestazione che la struttura deve conseguire per ogni livello di azione sismica. La scelta del livello di prestazione deve essere deciso in base all'importanza e alle funzioni legate alla costruzione, nonché agli interessi e alle disponibilità del proprietario o committente. I livelli di prestazione possono essere definiti attraverso specifici criteri di accettazione espressi riferendosi a parametri ingegneristici che descrivono la risposta strutturale, come il drift interpiano o le velocità ed accelerazioni massime di piano.

Negli ultimi anni, i più moderni approcci volti a valutazioni di rischio sismico stanno proponendo come parametri di riferimento grandezze di tipo tecnico-economico e la prestazione viene definita attraverso queste ultime,

come si vedrà successivamente. Il comportamento strutturale è una diretta conseguenza dei limiti prestabiliti per i parametri di controllo; da esso dipende la soluzione progettuale. Le possibili alternative sono mostrate in Figura 1.3; si va dalla più semplice delle soluzioni (a), in cui sia la struttura sia i controventi rimangono in campo elastico (assenza di dissipazione), alla situazione più generale (d) in cui sia la struttura sia il controvento risultano plasticizzati per il livello di spostamento richiesto.

La scelta dei parametri prestazionali e dei relativi criteri di accettazione è uno degli aspetti cruciali della progettazione. Il drift interpiano è il parametro di risposta più utilizzato per la valutazione della prestazione di edifici in c.a., poiché descrive molto bene il danneggiamento legato a meccanismi duttili ed è anche un buon predittore dei livelli di danneggiamento di alcuni elementi non strutturali come, ad esempio, le tamponature. Anche nelle principali procedure di progetto dei controventi dissipativi il drift interpiano, o, in alternativa, il massimo spostamento in sommità della struttura, è il parametro più utilizzato. Non va però dimenticato che i sistemi di controventamento inducono forti variazioni nella distribuzione delle rigidezze, con conseguente drastica variazione sia dei profili deformativi sia dei percorsi delle forze di natura sismica; pertanto una progettazione basata solo sugli spostamenti può risultare non affidabile e/o non ottimizzata. In particolare il progettista dovrà porre cura ed attenzione nella valutazione dei seguenti fenomeni:

- Incremento delle forze agenti in fondazione
- Incremento delle forze agenti sugli impalcati
- Incremento degli sforzi assiali nelle travi e nei pilastri
- Incremento della domanda a taglio su travi e pilastri

Il forte incremento delle forze trasmesse al suolo può portare ad una perdita di funzionalità del sistema di fondazione e conseguentemente dell'intera struttura. Le soluzioni più comuni a questo problema (nuovi elementi di fondazione, rinforzo degli elementi esistenti, inserimento di pali o micro-pali)

sono molto costose ed in alcuni casi di difficile realizzazione. Osservazioni analoghe possono essere condotte circa le problematiche di perdita di funzionalità degli impalcati dovute all'incremento delle forze sismiche che sono costretti a trasmettere in prossimità delle maglie di telaio controventate, questo potrebbe provocare la necessità di inserire delle catene o controventi di piano in modo da garantire sufficienti capacità di rigidezza e resistenza dell'impalcato. Quest'ultimo problema è particolarmente importante se si considera che spesso i modelli di calcolo prevedono, per ipotesi, il comportamento a diaframma rigido e non consentono la valutazione delle forze che nascono all'interno di esso, facendo sì che la gran parte dei progettisti trascuri in toto questo aspetto. Peraltro, l'interazione tra il solaio e i telai, a cui è demandata la funzione di resistere alle azioni laterali, è ancora più critica quando su alcuni di essi, essendo controventati e di conseguenza più rigidi, si trasferisce la maggior parte delle forze di inerzia. All'interno della maglia del telaio controventato, inoltre, gli sforzi di trazione negli elementi ne modificano la capacità flessionale, potendo variare la sequenza di plasticizzazione. A questo proposito è essenziale il controllo degli sforzi di trazione delle travi che possono determinare una significativa riduzione di capacità portante nei confronti dei carichi verticali. In pilastri non molto sollecitati dai carichi verticali, la riduzione di forza assiale comporta la riduzione della capacità dell'elemento in termini di resistenza (flessione e taglio), mentre l'incremento di forza assiale comporta la riduzione della duttilità. Una volta eseguito il dimensionamento dei controventi va inoltre verificato che le zone di concentrazione degli sforzi siano limitate il più possibile o adeguatamente rinforzate.

Gli interventi strutturali atti a convogliare nei dispositivi di dissipazione una parte considerevole dell'energia in ingresso modificano dunque in maniera sostanziale la risposta strutturale. I metodi di progetto dovrebbero favorire dimensionamento e posizionamento ottimali dei controventi all'interno della maglia strutturale originaria, per garantire il comportamento d'insieme desiderato, tenendo conto opportunamente dei problemi locali indotti dai nuovi percorsi delle sollecitazioni e che si legano alle modalità con cui i controventi interagiscono con la struttura da proteggere. Adottare una opportuna meto-

dologia di progettazione che consideri la prestazione attraverso la valutazione ed il controllo di più aspetti e non solo attraverso il rispetto di criteri di accettazione, anche se opportunamente definiti, è una necessità alla quale ad oggi non è ancora stata data una risposta completa ed esauriente.

1.2 Stato dell'arte

La produzione scientifica circa la progettazione di interventi di riduzione della vulnerabilità sismica con controventi è vastissima, l'argomento è infatti stato trattato, a partire dagli anni '80 e fino ad oggi, da numerosi autori che hanno prodotto una quantità enorme di articoli scientifici, libri e documenti tecnici. Ricostruire la storia di questo filone di ricerca è un lavoro necessario per poter comprendere quali siano gli aspetti ancora inesplorati e le criticità del problema.

In modo da poter eseguire un confronto omogeneo fra i vari lavori viene proposta una classificazione che distingue fra le *"Procedure di Progetto"* e le *"Procedure di Ottimizzazione"*, le prime sono delle metodologie che consentono il dimensionamento di un sistema di controventi attraverso esclusivamente il controllo di alcuni parametri prestazionali (es. Drift massimo, taglio alla base massimo ecc.) e sono prive di alcun principio di ottimizzazione, mentre le seconde sono delle procedure che consentono di accoppiare il controllo della prestazione anche ad un principio di ottimizzazione (es. Massima energia dissipata, Minimo costo di intervento ecc.). Occorre inoltre evidenziare che le *"Procedure di Progetto"* fanno spesso ricorso all'utilizzo di modelli semplificati, prevedono un numero basso di elaborazioni e nascono dunque come strumenti orientati ad aiutare il progettista in fase di predimensionamento del sistema, mentre le *"Procedure di Ottimizzazione"* sono generalmente più complesse, prevedono l'utilizzo di modelli più completi, oltre che di algoritmi di calcolo dedicati ma consentono il raggiungimento di risultati in generale, più accurati ed affidabili.

1.2.1 Procedure di progetto

Fra le procedure di progetto disponibili in letteratura si è deciso di approfondire solo alcune, descritte sinteticamente in Tabella 1.1b, reputate più significative o per la loro facilità ed immediatezza di utilizzo o per l'originalità della trattazione.

Fu e Cherry (2000)[8] hanno proposto una procedura di progetto quasi-statica per dei sistemi di controventi dissipativi ad attrito che, attraverso la definizione di opportuni spettri di progetto, consente di individuare un parametro R_a di riduzione delle forze sismiche in modo da ottenere determinati valori di spostamento massimo e taglio alla base agente sulla struttura; la struttura è schematizzata come un sistema ad un grado di libertà e si tiene conto di possibili plasticizzazioni sia del telaio esistente sia dei controventi dissipativi. Whittaker et al. (2003) [9] hanno sviluppato una procedura di progetto basata su un sistema di forze laterali equivalenti ed analisi modale, rispetto agli altri metodi che si basano su delle procedure statiche equivalenti, questa risulta originale in quanto consente di valutare l'influenza sulla distribuzione di forze dei modi di vibrare superiori attraverso la definizione di un modo di vibrare "residuo" che tiene conto dell'influenza di tutti i modi di vibrare superiori, il metodo è applicabile sia a dispositivi isteretici che viscosi ed è inoltre presente all'interno delle normative statunitensi *FEMA 450- NEHRP 2003* [10]. Il metodo suggerito da Kim e Choi (2004)[11] si basa sul principio di equivalenza dell'energia, i controventi sono dimensionati in modo che la domanda di energia isteretica sia uguale all'energia dissipata ad uno spostamento obiettivo prefissato, anche in questo caso la struttura è ridotta ad un sistema ad 1 g.d.l e l'energia in ingresso è valutata attraverso uno spettro di progetto. Vulcano e Mazza (2012) [12] hanno proposto una procedura di progetto in cui, definito uno spostamento obiettivo da raggiungere, si individua la rigidezza e lo smorzamento equivalente da aggiungere attraverso il sistema di controventi utilizzando un criterio di proporzionalità delle rigidezze fra la struttura controventata e non controventata. Nuti e Bergami (2013) [13] hanno proposto una procedura iterativa per il calcolo delle caratteristiche di un sistema di dissipatori isteretici basato su delle analisi statiche non-lineari,

il parametro di progetto utilizzato è lo spostamento massimo in sommità della struttura. Wen e Christopoulos(2013) [14] hanno elaborato degli spettri di progetto per sistemi dotati di dissipatori elastoplastici o viscosi, rispetto agli altri metodi utilizza come parametri progettuali non solo lo spostamento in sommità della struttura, ma anche il massimo taglio alla base, il drift residuo e l'accelerazione massima.

I metodi appena citati si basano tutti su procedure semplificate basate su modelli ad 1 g.d.l., ad eccezione di [13] (che comunque necessita di rappresentazioni SDOF per la valutazione della risposta). Il parametro prestazionale più comunemente utilizzato è lo spostamento massimo in sommità della struttura e solo in alcuni casi ([8], [14]) l'interesse è volto al controllo anche di altri parametri di risposta strutturale.

Gli output di tali procedure sono quasi sempre le caratteristiche di un dissipatore equivalente ad 1 g.d.l. anche se spesso sono suggeriti dei metodi per valutare la distribuzione di smorzamento e rigidezza in un sistema a più gradi di libertà e quindi su una struttura reale attraverso delle ipotesi sulla distribuzione delle rigidezze (e.g. distribuzione di rigidezze proporzionale al primo modo di vibrare, rigidezze costanti in elevazione ecc.)

1.2.2 Procedure di ottimizzazione

Filiatrault e Cherry (1990) [15] sono stati i primi a proporre una procedura per il calcolo del valore ottimo della forza di scorrimento per controventi dissipativi ad attrito che minimizzasse un indice di danneggiamento della struttura (RPI), successivamente Ciampi et al. (1995) [16] hanno proposto un metodo di ottimizzazione basato sulla massimizzazione dell'energia dissipata in rapporto all'energia in ingresso, controllando il danneggiamento della struttura attraverso la duttilità cinematica di quest'ultima, Braga e D'Anzi (1994)[17] hanno sviluppato un metodo in cui, minimizzando i volumi di acciaio necessari, si controllano lo spostamento massimo della struttura e la distribuzione degli sforzi all'interno degli elementi, Takewaki (1997) [18] ha proposto di utilizzare come funzione obiettivo da minimizzare il modulo della somma dei drift di interpiano della funzione di trasferimento, valutata alla fre-

quenza naturale della struttura, vincolando il massimo valore di dissipazione raggiungibile. Levy et al. (2000) [19] hanno sviluppato un sistema iterativo in due step nei quali, controllando lo spostamento totale della struttura, sono valutati i valori ottimali di smorzamento e rigidezza per un sistema SDOF e successivamente è valutata la distribuzione di rigidezza e spostamento di snervamento per ciascun dispositivo in modo da rispettare i valori ottenuti nel primo step. Levy e Lavan (2005) [20] hanno proposto una differente procedura basata sull'utilizzo di analisi al passo con l'obiettivo di minimizzare un indice di danneggiamento ottenuto attraverso valutazioni energetiche (GDI), anche questa procedura è basata su due step, un primo in cui si dimensiona il sistema con un solo accelerogramma e un secondo in cui si verifica il dimensionamento con l'utilizzo di un gruppo di accelerogrammi. Cimellaro (2007) [21] ha messo a punto un metodo di ottimizzazione multi-obiettivo in cui vengono minimizzati contemporaneamente i moduli della funzione di trasferimento di spostamento, taglio alla base e accelerazione assoluta alla frequenza fondamentale della struttura. Lavan e Dargush (2009) [22] hanno proposto un metodo di ottimizzazione multi-obiettivo basato sull'utilizzo di algoritmi genetici e controllando contemporaneamente il drift di interpiano e le massime accelerazioni di piano.

Le procedure appena illustrate descrivono bene l'evoluzione della ricerca scientifica in questo ambito, si può certamente osservare come ci sia stata una evoluzione nei modelli utilizzati, passando da modelli semplificati a modelli più completi e sofisticati, e un percorso analogo è stato compiuto anche riguardo i metodi di risoluzione proposti per il problema di ottimizzazione. In [15] e [16] come strumento di risoluzione vengono forniti degli spettri di progetto ricavati da analisi parametriche, mentre col tempo, anche grazie all'incremento delle capacità computazionali a disposizione, si è passati all'utilizzo di veri e propri algoritmi di ottimizzazione, sia di tipo stocastico sia deterministico, e negli ultimi anni sono stati proposti ed utilizzati anche algoritmi di tipo multi-obiettivo come in [21] e [22].

Anno	Autori	Modello	Vincoli	Criterio	Output	Note
1990	Filiatrault e Cherry	SDOF	/	Danno	F_y	Spettri di Progetto
1995	Ciampi et al.	SDOF	U_{max}	E_d	K_b, u_y	Spettri di Progetto
1997	Takewaki	MDOF	E_d	Drift	C_b	Funz. trasf. - Solo Viscosi
2000	Levy et al.	MDOF-SDOF	U_{max}	Dr=cost	$K_b - U_y$	U_{max}, Dr
2001	Garcia	MDOF	$max C_i$	P_f	C_i	
'01-'02-'03	Moreschi, Singh	MDOF	/	$P_f(Dr, Acc)$	K_i, F_y, C_i	GA vs. Alg. Derivativi
2005	Levy, Lavan	MDOF	DI_{Bracci}	C_i	C_i	DI - GMs
2007	Cimellaro	MDOF	/	$\delta(Dr), \delta(Tb), \delta a_{max}$	K_b, C_b	Multi-Obiettivo
2009	Lavan, Dargush	MDOF	Costo	$Drift - a_{max}$	K_b, U_y	Multi-Obiettivo
2012	Aydin	MDOF	C_{max}	$\delta(Mb), C_i$	K_b, U_y	Funz. Trasf.

Tabella 1.1a: Procedure di Ottimizzazione.

Anno	Autori	Modello	Par. Prestazione	Output	Note
2000	Fu e Cherry	SDOF	U_{max}, F_{max}	R_a	Spettri di Progetto
2003	Whittaker et al.	SDOF	U_{max}	K_b, u_y	Modi Superiori, FEMA 450
2004	Kim e Choi	SDOF	U_{max}	K_b, u_y	Eq. energia, Bilineare
2012	Vulcano e Mazza	SDOF	U_{max}	K_b, u_y	Defo. 1 Modo
2013	Nuti e Bergami	MDOF	U_{max}	K_b, u_y	Push-Over
2013	Christopoulos et al.	SDOF	$U_{max}, T_b, A_t, R_{drift}$	$K_d, V_d C_d$	Spettri di Progetto

Tabella 1.1b: Procedure di Progetto.

1.2.3 Analisi critica

Dall'analisi delle procedure presenti in letteratura è possibile individuare quali siano le principali carenze dell'attuale stato dell'arte e quindi individuare punti mancanti o non completamente sviluppati.

Il primo aspetto di rilievo riguarda la definizione della prestazione ed in particolare dei parametri prestazionali che la descrivono. Nella gran parte delle procedure illustrate il parametro prestazionale più utilizzato è legato o allo spostamento in sommità o al drift interpiano, è noto che tale parametro sia un ottimo predittore del livello di danneggiamento della struttura dovuto a meccanismi duttili ed è anche in grado di descrivere bene i livelli di danno degli elementi non-strutturali sensibili agli spostamenti come molte tipologie di tamponature. Solo in alcuni casi l'interesse è stato rivolto anche alla necessità di controllare la prestazione attraverso parametri più legati alla risposta in forze come in [21],[22],[23], [24], [25] e [26] per quanto riguarda le procedure di ottimizzazione e, come già osservato, anche in [8] e [14] per quanto riguarda le procedure di progetto.

Nonostante le metodologie di progetto su base prestazionale [27] stiano pian piano abbandonando l'utilizzo del controllo delle forze come criterio progettuale, nelle procedure di progetto dei controventi qui descritte il controllo in forze ed il controllo in spostamenti sono spesso messi sullo stesso piano. Tale particolarità è strettamente legata alle modalità con cui un controvento interagisce con la struttura esistente e da proteggere. Le problematiche legate ad un eccesso di forze in fondazione o sull'impalcato, ed in generale alla attenta valutazione del cambio del percorso delle forze all'interno della struttura in seguito all'intervento possono assumere, nella valutazione della prestazione, una rilevanza uguale se non maggiore al danneggiamento legato ad un eccesso di spostamenti.

Nella tabelle riassuntive proposte è stata data enfasi anche al tipo di modello utilizzato, tale aspetto è di particolare rilievo poichè influenza significativamente i risultati del calcolo e soprattutto può o meno consentire la valutazione della distribuzione dei controventi all'interno delle differenti maglie strutturali. Nelle *Procedure di Progetto* in cui è previsto l'utilizzo di

modelli ad 1 g.d.l., la distribuzione in elevazione delle rigidezze in elevazione è eseguita a-posteriori adottando criteri semplificati, spesso basati sulle rigidezze degli elementi valutate nell'ipotesi di telaio Shear Type, ed anche nelle *Procedure di Ottimizzazione*, a fronte di algoritmi di calcolo assai complessi, spesso vengono utilizzati dei modelli molto semplici o semplificati, anche in questo caso non è infrequente l'utilizzo di modelli Shear Type. I risultati ottenuti da procedure con modelli Shear Type possono risultare poco accurati perchè trascurano i fenomeni di interazione che intercorrono fra telaio e controventi come osservato in [28].

Nella maggior parte dei lavori fin qui presentati, si è fatto uso di modelli bidimensionali, l'ottimizzazione di sistemi tridimensionali e le conseguenti valutazioni circa l'influenza della regolarità strutturale sono spesso trattati separatamente, a riguardo vi è un intero filone di ricerca sul posizionamento ottimale dei dissipatori non approfondito in questa sede, in cui tale tematica è ampiamente trattata.

1.3 Strutture esistenti protette mediante l'uso di controventi

I sistemi di controventi dissipativi già progettati e realizzati sono numerosi sia in Italia sia nel mondo, attraverso un'analisi di questi interventi è possibile osservare l'attuale sviluppo dello stato della pratica ed in particolare le scelte dei diversi progettisti, anche alla luce delle metodologie di progettazione attualmente disponibili, nell'adottare differenti scelte progettuali per risolvere le problematiche realizzative e minimizzare i costi di intervento senza compromettere l'efficienza e l'efficacia dell'intervento.

1.3.1 Interventi eseguiti in Italia

Plesso scolastico Cappuccini a Ramacca (CT)

In [29] è descritto un intervento di protezione sismica di un complesso scolastico in provincia di Catania, realizzato all'inizio degli anni '2000. Come visi-

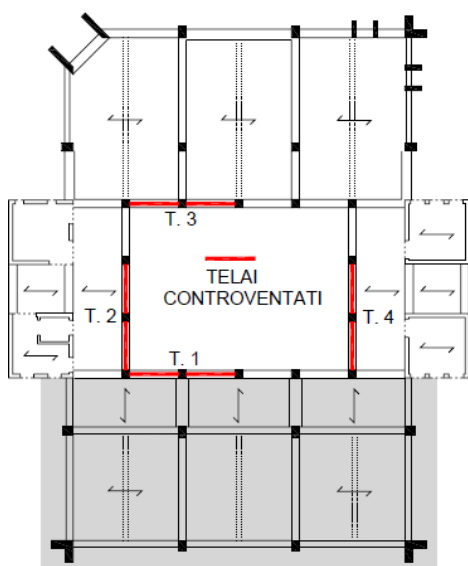


Figura 1.4: Scuola Ramacca (CT), pianta intervento, in evidenza i telai controventati.

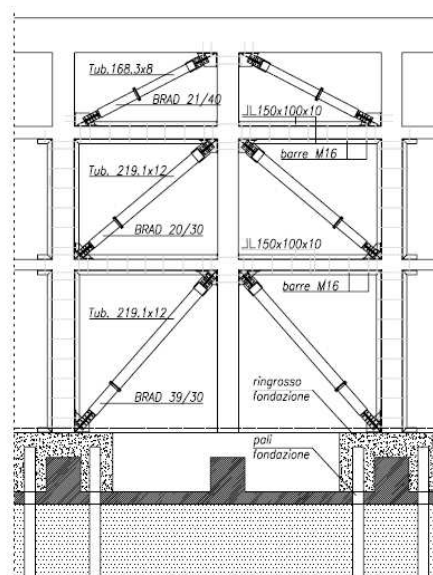


Figura 1.5: Scuola Ramacca (CT), telaio controventato, disegno tecnico.

bile in Figura 1.4, la progettazione ha previsto l'introduzione dei controventi dissipativi nelle maglie strutturali interne all'edificio in corrispondenza di un grande atrio, in particolare sono stati controventati 4 telai (2 per ciascuna direzione) utilizzando un totale di 24 dissipatori. La scelta di controventare questi telai interni è stata dettata prevalentemente da esigenze legate alla possibilità di intervenire senza interrompere la funzionalità dell'edificio (non intervenendo nelle aule) e alla facilità ed economicità di realizzazione legate all'assenza di tamponature interne e di ampi spazi. In Figura 1.5 e Figura 1.6 si osserva come siano stati particolarmente curati i dettagli costruttivi, in particolare è stato introdotto un controtelaio opportunamente ancorato alla struttura esistente ed inoltre è stato realizzato un rinforzo del sistema di fondazione attraverso dei ringrossi degli elementi esistenti e l'inserimento di micropali.

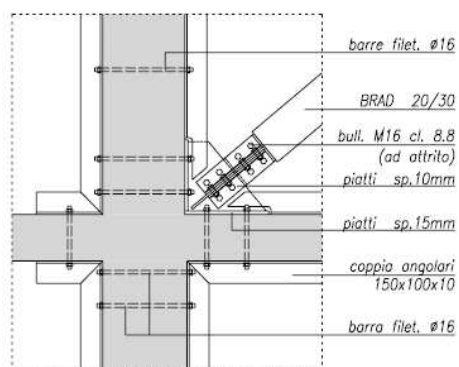


Figura 1.6: Scuola Ramacca (CT), telaio controventato, dettaglio costruttivo.



Figura 1.7: Scuola Ramacca (CT), telaio controventato, foto.

Scuola Gentile-Fermi Fabriano(AN)

L'intervento descritto in [30] è stato eseguito sulla scuola Gentile-Fermi sita in Fabriano nelle Marche e risultata inagibile in seguito al sisma del 1997. La particolarità di questo intervento risiede nel posizionamento delle aste di controvento che sono poste o esternamente al pannello di tamponatura oppure incassate all'interno del pannello stesso attraverso specifiche tracce come visibile nelle Figure 1.8, 1.9, 1.10 e 1.11. Questa scelta ha minimizzato l'impatto dell'intervento di controventamento sulla funzionalità della struttura esistente ed inoltre ha limitato i lavori murari. Sono stati utilizzati dissipatori a comportamento visco-elastico e aste di controvento molto snelle, queste ultime hanno dunque consentito la realizzazione di collegamenti con la struttura esistente dei controventi poco onerosi.



Figura 1.8: Scuola Gentile Fermi Fabriano (AN), vista dell'intervento dall'esterno.



Figura 1.9: Scuola Gentile Fermi Fabriano (AN), vista dell'intervento dall'esterno.

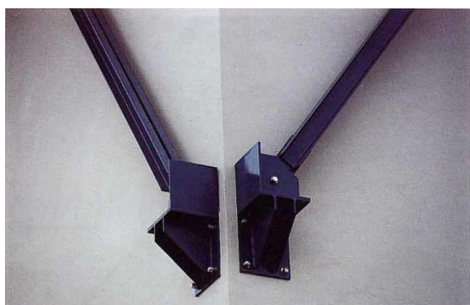


Figura 1.10: Scuola Gentile Fermi Fabriano (AN), particolare dell'ancoraggio del controvento esterno al pannello di tamponatura.



Figura 1.11: Scuola Gentile Fermi Fabriano (AN), controvento inserito all'interno del pannello di tamponatura.

Scuola Media Busciolano(PZ)

L'intervento di protezione sismica realizzato sull'edificio che ospita la scuola media Busciolano a Potenza(PZ) è stato realizzato a metà degli anni 2000. Osservando le Figure 1.12 e 1.13 si vede come sia stata realizzata una disposizione dei controventi in elevazione che tende a massimizzare il braccio delle forze agente in fondazione e ad ottenere un percorso delle forze il più regolare ed omogeneo possibile in modo da ottimizzare la risposta strutturale e minimizzare i costi degli eventuali rinforzi in fondazione e sugli impalcatti. In questo caso sono stati utilizzati dei dispositivi di dissipazione a taglio (Figura 1.14) . L'intervento è stato realizzato nell'ambito di una più ampia ristrutturazione dell'intero immobile (Figura 1.15).



Figura 1.12: Scuola Media Busciolano (PZ), vista dell'intervento dall'esterno.



Figura 1.13: Scuola Media Busciolano (PZ), vista dell'intervento dall'esterno.

Scuola Elementare Via Lazio (PZ)

Questo intervento è stato realizzato a metà degli anni '2000 e ha previsto l'introduzione di un sistema di controventi a V rovescia sulla struttura esi-



Figura 1.14: Scuola Media Busciolano (PZ), particolare del dissipatore utilizzato.



Figura 1.15: Scuola Media Busciolano (PZ), aste di controvento viste dall'interno in fase di costruzione.

stente in c.a, come mostrato nelle Figure 1.16 e 1.17. I dissipatori utilizzati sono del tipo ad instabilità impedita (Figura 1.18) ed è interessante notare come in questo caso siano stati adottati dei sistemi di catene per garantire una adeguata rigidezza e resistenza dell'impalcato in presenza delle azioni sismiche, come visibile in Figura 1.19.

1.3.2 Interventi eseguiti in USA

Hotel Stockton, California, USA

In [31] è descritto un intervento di rinforzo sull'edificio in cemento armato di sei piani dell' Hotel Stockton risalente al 1910, sito in Stockton, California (USA)(Figura 1.20). In questo intervento sono stati utilizzati sedici dispositivi a comportamento viscoso non-lineare e quattro dispositivi a comportamento visco-elastico (Figura 1.21), appositamente posizionati per mitigare le irregolarità in pianta ed in elevazione della struttura, in particolare, i dispositivi sono stati posizionati esclusivamente tra primo e secondo impalcato in modo da evitare la possibile formazione di un meccanismo di piano soffice. Questa è stata la prima applicazione mondiale di dispositivi dissipativi a fluido a comportamento viscoelastico per il retrofit di un edificio intelaiato ed il costo totale dell'opera è stato di circa 1.3 milioni di dollari (96 €/mq), ovvero circa lo 0.5% del costo totale della costruzione.



Figura 1.16: Scuola Elementare Via Lazio (PZ), vista dell'intervento dall'esterno.



Figura 1.17: Scuola Elementare Via Lazio (PZ), vista dell'intervento dall'esterno.

Wallace F.Bennett Federal Building, Utah, USA

In [32] è descritto l'intervento di retrofit sul del Wallace F.Bennett Federal Building con struttura di 8 piani in c.a. sito in Salt Lake City, Utah, USA. L'edificio, sito in prossimità di una faglia, è stato progettato per soddisfare i requisiti da "Salvaguardia della vita" per un evento con tempo di ritorno di 475 anni e per i requisiti da "Prevenzione del collasso" per un evento con tempo di ritorno di 2475 anni. In questo caso, per consentire il mantenimento della funzionalità dell'opera durante i lavori, è stato progettato un sistema di controventamento "esterno" (vedi Figura 1.23), complessivamente sono stati utilizzati 344 dispositivi dissipativi isteretici ad instabilità impedita (BRB).



Figura 1.18: Scuola Elementare Via Lazio (PZ), particolare del dissipatore utilizzato.



Figura 1.19: Scuola Elementare Via Lazio (PZ), vista degli ancoraggi e delle catene di piano.



Figura 1.20: Hotel Stockton, vista dell'edificio

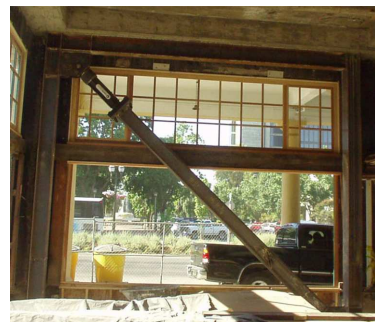


Figura 1.21: Hotel Stockton, vista del controvento con dispositivo viscoelastico a fluido.

1.3.3 Osservazioni e commenti sugli interventi realizzati

Gli interventi descritti e citati sono solo alcuni degli esempi di strutture rinforzate con controventi dissipativi in Italia e nel mondo, nonostante ciò, essi mettono in mostra come le strategie progettuali adottate dai progettisti sia-



Figura 1.22: Wallace Bennett Building, vista dell'edificio.



Figura 1.23: Wallace Bennett Building, vista del sistema di controventamento esterno.

no, spesso, molto diverse anche su strutture fra loro simili, sia come tipologia edilizia, sia come dimensioni, sia come destinazione d'uso, sia come epoca di realizzazione. In termini di rigidezza e di impatto volumetrico dell'intervento, non si può fare a meno di notare come in alcuni casi si sia fatto ricorso all'utilizzo di controventi molto massicci e dunque assai rigidi ("Busciolano", "Via Lazio"), mentre in altri casi l'intervento è stato realizzato con l'utilizzo di profili metallici assai più deformabili ("Gentile Fermi") peraltro posizionati in posizione esterna alla maglia strutturale e connessi a quest'ultimi con appositi ancoraggi. Non tutti gli interventi hanno previsto i medesimi rinforzi strutturali, come ad esempio catene di piano, rinforzi in fondazione, rinforzi agli elementi. Raramente si sono adottati principi di ottimizzazione topologica volti all'ottimizzazione del percorso delle forze .

Capitolo 2

Il Rischio sismico

2.1 Generalità e definizione

Il Rischio è la probabilità di subire una perdita in seguito ad un determinato evento; in particolare, una valutazione di rischio ha come obiettivo quantificare, in termini probabilistici, il costo relativo ai danni conseguenti ad un evento. La valutazione deve tenere conto della necessità sia di ripristinare le condizioni pre-evento, ove possibile, sia di quantificare le perdite legate a danni non recuperabili.

Nell'ambito ingegneristico le valutazioni di rischio sono divenute recentemente assai diffuse riguardo ad eventi naturali non prevedibili quali terremoti, alluvioni, frane, tsunami, eruzioni. Limitandosi al caso italiano, gli eventi legati a fenomeni sismici e dissesti idro-geologici sono quelli di maggior rilievo ed interesse a causa della loro rilevanza sul suolo nazionale. Negli ultimi anni la frequenza di tali eventi ha comportato una notevole attenzione sulle modalità di intervento e protezione sul territorio nazionale per mitigare il rischio e per la sostenibilità del ripristino delle condizioni di normalità del territorio e delle comunità vittime dell'evento naturale.

L'aspetto della sostenibilità degli interventi di ripristino è assolutamente centrale a causa della difficoltà dello stato di rimediare, a spese proprie, a tali situazioni. Per comprendere le dimensioni di questo problema, limitatamente al rischio sismico, è significativo analizzare i dati relativi ai costi sostenuti

dallo stato negli ultimi 50 anni per gli interventi post-sisma, quantificabili in circa 120 miliardi di €(vd. Tabella 2.1). Dall'analisi di questi dati si possono condurre diverse osservazioni, in primis lo stato non è più in grado di sostenere tale impegno economico, in secundis è noto che tale impegno non è sufficiente al succitato ripristino della normalità post-evento, è infatti noto e documentato come anche a distanza di decenni dagli eventi siano numerose le situazioni di precarietà abitativa, sociale ed infrastrutturale. Alla luce di queste problematiche è quantomai attuale la necessità di conoscere e quantificare il rischio sismico su scala locale e nazionale, l'obiettivo conseguente a questa valutazione deve essere lo sviluppo di una strategia di interventi volti a massimizzare la riduzione del rischio a parità di spesa.

Per poter procedere alla quantificazione del rischio è dapprima necessario darne una definizione rigorosa, in questo caso specializzata agli eventi sismici, ma analogamente estendibile ad altre tipologie di eventi: *"Il rischio sismico è la misura probabilistica del grado di severità degli effetti (perdite) che possono essere prodotte dai terremoti, in un sito prefissato, durante un intervallo di tempo prefissato"*. Da un punto di vista quantitativo esso può essere espresso come il prodotto di tre grandezze misurabili: Pericolosità, Vulnerabilità ed Esposizione. L'espressione generale (2.1) può essere specializzata in (2.2) nel caso di eventi sismici e considerando dunque il rischio come la probabilità P di avere una perdita L .

$$Rischio = \text{Pericolosità} \times \text{Vulnerabilità} \times \text{Esposizione} \quad (2.1)$$

$$P(L) = \sum_{I,T,E,D} P[L|E,T,D] \times P[D|I,T] \times P[I] \times P[T] \times P[E|T] \quad (2.2)$$

Dove:

L sono le perdite,

I è l'intensità del sisma,

D è il danno atteso,

T definisce le diverse tipologie abitative

E rappresenta l'esposizione.

Evento	Anno	Periodo Attivazione Interventi	Importo attualizzato 2014 [mln €]
Valle del Belice(*)	1968	1968-2028	9179
Friuli V.G. (*)	1976	1976-2006	18540
Irpinia	1980	1980-2023	52026
Marche-Umbria (*)	1997	1997-2024	13463
Puglia-Molise (*)	2002	2002-2023	1400
Abruzzo (**)	2009	2009-2029	13700
Emilia (**)	2012	2012-	13300
Totale			121608

(*)Dati a consuntivo sulle risorse effettivamente stanziati dallo Stato

(**) Previsioni di spesa delle autorità locali preposte alla ricostruzione

Tabella 2.1: Tavola Riassuntiva costi attualizzati terremoti in Italia 1968-2012, Elaborazione Centro Studi CNI su dati Ufficio Studi Camera dei Deputati, Regione Emilia Romagna, Commissario delegato per la ricostruzione Presidente della Regione Abruzzo [33]

2.2 Il rischio sismico e la progettazione prestazionale

Il rischio sismico è ancora un argomento poco trattato dalle normative internazionali anche se, soprattutto negli USA, attraverso la FEMA P-58 [4] sta per essere portato a conclusione un percorso iniziato anni fa con l'obiettivo di introdurre concetti di rischio nella valutazione delle prestazioni degli edifici in zona sismica.

Le prime normative riguardanti la progettazione sismica, a partire dagli anni '20, utilizzavano un approccio tipo *force-based*, in cui si verificava a livello di ciascuna componente che la capacità dell'elemento (e.g., momento flettente, carico assiale, taglio) fosse superiore alla domanda; in tale approccio nessun legame fra la singola componente su cui è eseguita la verifica e il sistema strutturale cui appartiene è ipotizzata, in altri termini, si descriveva la prestazione di un'intero edificio esclusivamente attraverso le verifiche sulle singole componenti strutturali. Negli anni ci si è resi conto come questa ca-

renza di legame fra la prestazione del sistema e la verifica del singolo elemento fosse non accettabile, inoltre, è emerso come per la descrizione del comportamento globale dell'edificio fossero più opportuni approcci *Displacement-Based*, in cui ai criteri di accettazione in forze, vengono sostituiti criteri di accettazione riguardanti le capacità deformative della struttura e dei suoi elementi strutturali. Facendo riferimento all'esperienza statunitense, le criticità degli approcci prescrittivi basati su controlli in forze si sono palesate in seguito ai numerosi eventi sismici avvenuti negli anni, in particolare sia nel terremoto di *Loma Prieta* del 1989 sia nel terremoto di *Northridge* del 1994, i danni alle strutture, in particolare a quelle ospitanti servizi primari, pur non provocando collassi o vittime, sono risultati inaccettabili, è risultato evidente dunque come le metodologie progettuali adottate fino all'epoca erano inadatte a limitare tali problematiche ed è stato dunque necessario introdurre una nuova filosofia progettuale nota come *Performance-Based Engineering*.

Sulla spinta di tali esigenze la Federal Emergency Management Agency (FEMA) con l' Applied Technology Council (ATC) ed il Building Seismic Safety Council (BSSC) hanno prodotto una serie di documenti culminati nella pubblicazione delle FEMA 273/356. In questi documenti sono sanciti alcuni dei punti cardine della progettazione prestazionale, in particolare viene definito con maggior precisione il concetto di "*Obiettivo Prestazionale*" (vd. Figure 2.1 e 2.2) , attraverso il quale viene specificato il livello di danno che può essere raggiunto da una struttura in presenza di un determinato evento sismico, in particolare vengono introdotti dei criteri di accettazione per il danno sia di elementi strutturali sia non-strutturali, definiti attraverso dei parametri ingegneristici di risposta (e.g., drift interpiano, accelerazioni di piano). Tali innovazioni sono state poi parzialmente introdotte ed adottate anche nelle normative europee come la UNI EN 1998 ed anche in Italia la NTC08 ricalca, anche se solo parzialmente, tale tipologia di approccio.

A distanza di alcuni anni dalla emanazione di tali normative basate sul concetto di prestazione, si sono osservati i limiti e le pecche anche di tale approccio, in particolare Hamburger(2003) [1] ha osservato che: 1) le procedure consentono di valutare la risposta strutturale a livello globale, ma generalmente le verifiche continuano ad essere a livello locale e di elemento,

facendo sì che in molti casi pochi elementi deboli governino la valutazione della prestazione, 2) gran parte dei criteri di accettazione presenti all'interno delle normative sono ottenuti da valutazioni e giudizi soggettivi, piuttosto che da evidenze legate ad esperienze dirette o valutazioni sperimentali oggettive, il che rende tali criteri spesso inaffidabili, 3) i professionisti giudicano tali normative eccessivamente restrittive, 4) i livelli di prestazione sono descritti attraverso parametri ingegneristici e non legati ai probabili costi di riparazione e ai tempi di fermo che invece risultano essere parametri più affini e comprensibili ai committenti. Per ovviare alle questioni sollevate circa l'adeguatezza delle innovazioni introdotte, l'*Applied Technology Council* (ATC) ha intrapreso un nuovo progetto, denominato ATC-58, volto alla definizione di una nuova metodologia (*next generation PBEE*). In questo nuovo approccio la prestazione è descritta attraverso valutazioni di rischio e dunque attraverso precise valutazioni dei danni intesi come costi di riparazione, morti, infortuni e tempi di fermo. La procedura riprende parzialmente quanto già previsto nel progetto HAZUS [34] con l'aggiunta di quanto sviluppato dal PEER (Pacific Earthquake Engineering research centre) e proposto da Moehle e Deierlein [3].

2.3 Valutazione delle perdite

Le valutazioni di rischio devono fornire una valutazione dell'impatto economico dovuto ad un determinato evento, nei precedenti paragrafi è stato enunciato il concetto di rischio sismico ed è stato spiegato come un approccio prestazionale più moderno ("*next generation*" *PBEE* [35]) necessiti di valutazioni ingegneristiche direttamente correlabili a dei costi. Per ottenere delle valutazioni affidabili è necessario portare in conto opportunamente tutte le incertezze insite nelle varie fasi di analisi e dunque, nella definizione dell'azione sismica, nel modello di calcolo, nella quantificazione del danno e delle conseguenti perdite. In generale è quindi necessaria un'analisi probabilistica completa in cui tutte queste incertezze sono tenute in conto; esistono numerosi strumenti disponibili in grado di eseguire tali analisi, fra i più completi c'è sicuramente "PACT" , software di calcolo "open source" fornito

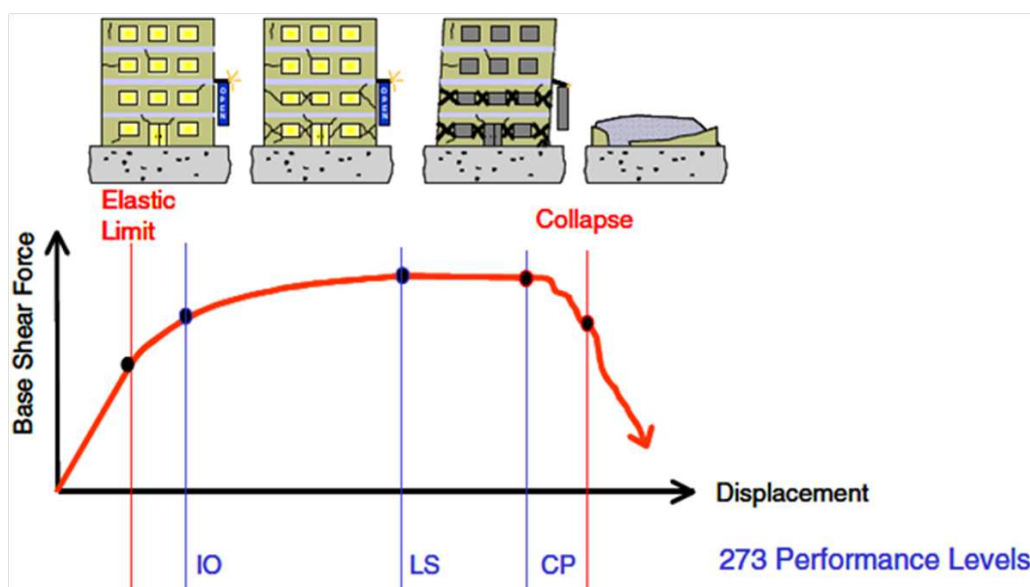


Figura 2.1: Schematizzazione dei livelli prestazionali definiti nelle normative FEMA 273/356.

	Livelli e campi di prestazione strutturale					
	<i>Occupabilità immediata</i>	<i>Controllo del danno</i>	<i>Salvaguardia della vita</i>	<i>Limitata sicurezza strutturale</i>	<i>Prevenzione del collasso</i>	<i>Nessuna prestazione considerata</i>
<i>Operatività</i>	1-A (O)	2-A				
<i>Occupabilità immediata</i>	1-B (OI)	2-B	3-B			
<i>Salvaguardia della vita</i>	1-C	2-C	3-C (SV)	4-C	5-C	6-C
<i>Pericolo ridotto</i>		2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>Nessuna presta.ne considerata</i>				4-E	5-E (PC)	6-E (NP)

Livelli prestazione non strutturale

Livelli e campi di prestazione strutturale

O Operatività **PC** Prevenzione del Collasso

OI Occupabilità Immediata **NP** Nessuna Prestazione

SV Salvaguardia della Vita

Figura 2.2: Livelli prestazionali per elementi strutturali e non strutturali.

in allegato alle linee guida FEMA-P58 [4]. Attraverso "PACT" è possibile eseguire un'analisi probabilistica completa il cui risultato è una valutazione delle perdite non solo relative ai danni materiali, ma anche dovuti a morti,

feriti e tempi di fermo dell'edificio. A causa dell'estrema complessità di tali metodologie di calcolo negli anni sono stati proposti diversi approcci alternativi o semplificati, fra questi è di grande interesse il metodo "Story-Based" proposto da Ramirez e Miranda [5].

Approccio "Story-based"

Tale metodo si basa sull'ipotesi che il danno totale possa essere descritto dalla somma dei danni di tutte le componenti presenti nell'edificio:

$$L_T = \sum_{j=1}^n L_j = L_{j=1} + L_{j=2} + \cdots + L_{j=n} \quad (2.3)$$

Dove:

L_T sono le perdite totali sull'edificio, mentre L_j sono le perdite sulla j-esima componente.

Nel calcolo dei danni subiti da un edificio bisogna tenere sempre in conto la probabilità che esso collassi; il danno in presenza di una fissata intensità dell'evento sismico è dunque esprimibile, in generale, nel seguente modo:

$$E[L_T|IM] = E[L_T|NC, IM]P(NC|IM) + E[L_T|C, IM]P(C|IM) \quad (2.4)$$

Dove:

$E[L_T|NC, IM]$ è la perdita attesa dovuta a un sisma di intensità IM in caso di non collasso, $E[L_T|C, IM]$ è la perdita attesa dovuta a un sisma di intensità IM in caso di collasso, IM è la misura di intensità del sisma (e.g. PGA, $S_a(T)$), $P(NC|IM)$ è la probabilità di avere non collasso in presenza di un evento di intensità IM, $P(C|IM) = 1 - P(NC|IM)$ è la probabilità di avere collasso in presenza di un evento di intensità IM.

L'approccio "Story-based" consente di semplificare notevolmente il calcolo della perdite in caso di non collasso, che possono essere espresse come segue:

$$E[L_T|NC, IM] = E \left[\sum_{j=1}^N (L_j|NC, IM) \right] = \sum_{j=1}^N E[L_j|NC, IM] \quad (2.5)$$

Dove:

$E[L_j|NC, IM]$ sono le perdite attese sulla j -esima componente in caso di non collasso dovute ad un sisma di intensità IM.

Per valutare le perdite su ciascuna componente è necessario correlare i parametri ingegneristici quali drift interpiano, velocità di piano o accelerazioni di piano, ai danni ad essi associati:

$$E[L_j|NC, EDP_j] = \sum_{i=1}^m E(L_j|NC, DS_i)P(DS = ds_i|NC, EDP_j) \quad (2.6)$$

Dove:

m è il numero di livelli di danno definiti per la componente j -esima, $E(L_j|NC, DS_i)$ è la perdita sulla j -esima componente in caso di non collasso in presenza dello stato di danno i -esimo, $P(DS = ds_i|NC, EDP_j)$ è la probabilità che la componente j -esima si trovi nello stato di danno i dato il parametro ingegneristico EDP_j .

Il legame fra i parametri ingegneristici ed il relativo stato di danno deve essere ottenuto da apposite funzioni di fragilità definite per la componente. Nell'ipotesi che i parametri ingegneristici utilizzati abbiano valori costanti sull'intero piano, è possibile attraverso la (2.6) calcolare la perdita totale su ciascun piano nel seguente modo:

$$E[L_{piano}|NC, EDP_k] = \sum_j^m E[L_j|NC, EDP_j] \quad (2.7)$$

La (2.7) esprime il danno per ciascun piano, in caso di non collasso, dovuto al parametro ingegneristico k , tale espressione può essere efficacemente rappresentata in funzione del parametro ingegneristico di interesse e costituisce la ricercata curva "Danno-EDP". In Figura 2.3 è mostrato un esempio di

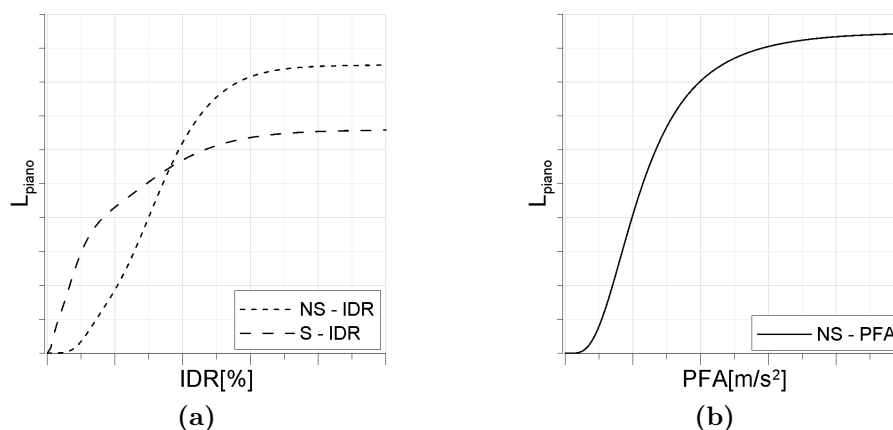


Figura 2.3: Curve di perdita di piano per le componenti strutturali e non strutturali: a) perdite in funzione del drift interpiano; b) perdite in funzione della massima accelerazione di piano.

tali curve, in cui sono rappresentati i danni in funzione dei parametri ingegneristici drift interpiano (IDR) ed accelerazioni di piano (PFA); usualmente ai primi si associano i danni degli elementi strutturali (**S**) e di alcuni elementi non strutturali (**NS**), mentre alle seconde sono associate esclusivamente i danni degli elementi non strutturali sensibili alle accelerazioni.

2.3.1 Il concetto di EAL

Le curve di perdite possono essere utilizzate per definire dei parametri tecnico-economici sintetici e tali da poter essere utilizzati all'interno di un piano economico. Porter et al.(2004)[2] hanno osservato come lo strumento più utilizzato per la descrizione del rischio sismico sia il *PML (Probable Maximum Loss)*. Una possibile definizione del PML può essere la seguente: Il PML rappresenta il 90esimo percentile delle perdite attese per il DBE (Design Based Earthquake) definito dalle normative e cioè un evento con una probabilità di eccedenza del 10% in 50anni. Usualmente tale strumento è utilizzato per aiutare un potenziale acquirente di un immobile a valutare se sottoscrivere o meno una polizza assicurativa ed, in generale, esso ha i seguenti punti deboli: 1) I piani economici si riferiscono spesso a tempi ridotti

(5-10 anni), in tal senso riferirsi ad un evento con tempo di ritorno di quasi 500 anni può essere fuorviante ed anche difficile da comprendere a persone non specializzate; 2) il PML si riferisce al particolare scenario di un evento con $V_r = 50\text{anni}$ e in alcun modo rappresenta una misura introducibile all'interno di un bilancio o di uno strumento di programmazione economica; 3) non v'è normativa o regolamento che imponga tale valutazione e la prassi porta spesso a trascurare il rischio sismico nelle valutazioni economiche.

Per ovviare a tali manchevolezze è stato introdotto il parametro EAL che può essere definito nel seguente modo: *L'EAL è una misura delle perdite annue attese tenendo conto della frequenza e della severità dei diversi livelli di perdita.* Per calcolare l'EAL esistono varie modalità, Porter et al. in [2] suggeriscono tre metodi, sia completi sia semplificati, per la valutazione di questa grandezza, qui viene proposto solo il metodo completo, considerato come il più generale:

$$EAL = V \int_{s=0}^{s_0} y(s) v(s) ds. \quad (2.8)$$

Dove:

V è il valore totale esposto (e.g., il costo di ricostruzione totale dell'immobile),

s è una generica misura di intensità del sisma,

$y(s)$ è la funzione di vulnerabilità media che misura la perdita media come frazione di V dato un evento di intensità s ,

$v(s)$ è la frequenza annuale media di avere un evento di intensità s . La funzione $v(s)$ è usualmente esprimibile attraverso la funzione di pericolosità del sito $G(s)$ nel seguente modo:

$$v(s) = \left| \frac{dG(s)}{ds} \right| \quad (2.9)$$

Nella quasi totalità delle applicazioni il calcolo dell'EAL è condotto valutando i livelli di perdita ad intervalli discreti di intensità, bisogna dunque definire $y_1, y_2 \dots y_n$ livelli di perdita, in corrispondenza alle intensità relative a $G_1, G_2 \dots G_n$ livelli di pericolosità. Per poter formalizzare il problema ed esprimere l'EAL in forma analitica si ipotizza che la funzione di pericolosità

$G(s)$ sia di tipo esponenziale e che la funzione vulnerabilità $y(s)$ vari linearmente con s :

$$G(s) = G_{i-1} e^{(m_i(s-s_{i-1}))} \quad \text{se } s_{i-1} < s < s_i \quad (2.10)$$

$$v(s) = -\left. \frac{dG(s)}{ds} \right|_x = -m_i G(s) \quad (2.11)$$

$$y(s) = y_{i-1} + \frac{\Delta y_i}{\Delta s_i} (s - s_{i-1}) \quad \text{se } s_{i-1} < s < s_i \quad (2.12)$$

Dove:

$$\Delta y_i = y_i - y_{i-1} \quad \text{per } i = 1, 2, \dots, n$$

$$\Delta s_i = s_i - s_{i-1} \quad \text{per } i = 1, 2, \dots, n$$

Avendo adottato tali assunzioni l'EAL può dunque essere espresso nella seguente forma discreta:

$$EAL = V \sum_{i=1}^n \left(y_{i-1} G_{i-1} (1 - e^{(m_i \Delta s_i)}) + \right. \\ \left. - \frac{\Delta y_i}{\Delta s_i} G_{i-1} \left(e^{(m_i \Delta s_i)} \left(\Delta s_i - \frac{1}{m_i} \right) + \frac{1}{m_i} \right) \right) + R \quad (2.13)$$

Dove:

R serve a tenere conto dei valori di intensità per cui $s > s_n$ ed ha un valore massimo pari a $V G_{s_n}$.

Per comprendere a pieno il significato del parametro EAL è utile darne una semplice interpretazione grafica oltre che qualche semplice esempio numerico. Facendo riferimento alla modalità di calcolo di EAL appena esposta è possibile rappresentare graficamente i valori di perdita calcolati (generalmente riferiti al costo di ricostruzione totale dell'edificio RC) e le relative frequenze annuali di eccedenza come mostrato in Figura 2.5, il valore di EAL altro non è che l'area sottesa a tale curva. Nell'ipotesi di avere una struttura (puramente ideale) con danno pari a zero per eventi con tempi di ritorno infe-

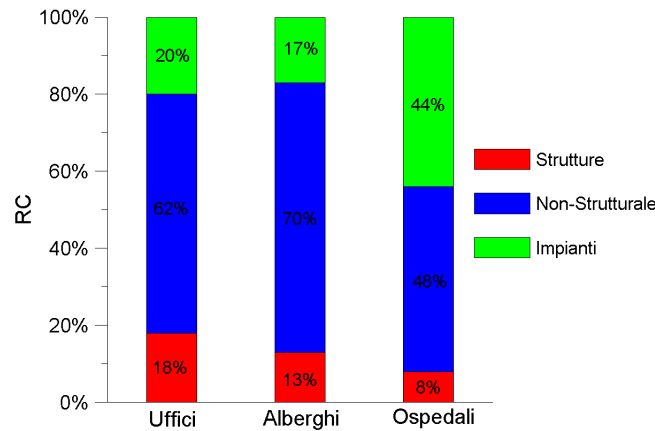


Figura 2.4: Ripartizione di RC fra contenuti, elementi non strutturali e struttura, per uffici, alberghi, ospedali.

riori ai 2000 anni e con danno pari all'intero valore dell'edificio per un evento con T_r pari proprio a 2000 anni, l'EAL si valuta in maniera immediata:

$$EAL = \frac{100\%RC}{2000anni} = 0.05\%RC/anno \quad (2.14)$$

Come si evince dall'esempio, l'EAL rappresenta le perdite annue dell'edificio, in altri termini esso rappresenta la quantità di denaro da accantonare annualmente per poter poi riparare i danni dovuti ad un evento sismico. Ovviamente l'esempio si riferisce ad una struttura puramente ideale ma generalmente, nelle strutture reali, l'EAL si aggira intorno a valori che vanno dall'1% al 3%.

Per una valutazione corretta del parametro EAL è necessario prendere in considerazione numerosi aspetti, il solo danneggiamento strutturale a cui si è soliti riferire non è che un'aliquota, peraltro minima, del danneggiamento totale di un edificio, ad esso vanno aggiunti i danni agli elementi non strutturali, impianti, apparecchiature e contenuti in genere. Nella Fema E-74 [36] è proposta una ripartizione del valore dell'edificio considerando elementi strutturali, elementi non strutturali e contenuti per differenti tipologie di edificio (vd. Figura 2.4) che mette in evidenza come il valore delle strutture raramente superi il 20% dell'intero valore dell'edificio. La valutazione del danno conseguente ad un evento sismico deve considerare anche il costo di eventuali

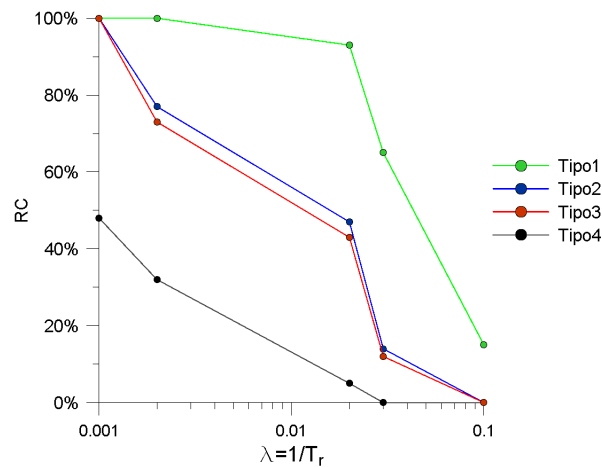


Figura 2.5: Alcuni esempi di curve di perdite di un edificio, rappresentazione nel piano $\lambda - \%RC$.

tempi di fermo dell'edificio, in particolare se ospitante attività produttive o servizi primari (ospedali, scuole, caserme ecc.). In ultimo non va dimenticato il costo legato alla possibilità di avere morti e feriti che comporta, necessariamente, la necessità di attribuire un valore alle vite umane o ai danni subiti dalle persone colpite.

2.4 Strategie progettuali per la riduzione del rischio sismico

Il parametro EAL si rivela particolarmente efficace se utilizzato, oltre come strumento per la valutazione degli edifici esistenti, come criterio progettuale per interventi di miglioramento volti alla riduzione del rischio sismico. Nella attuale filosofia di progettazione degli interventi di miglioramento ed adeguamento sismico l'interesse è principalmente volto al raggiungimento delle prestazioni richieste per i diversi stati limite considerati. Come già precedentemente evidenziato, il rispetto delle prestazioni ai diversi stati limite secondo quanto previsto dalle attuali normative non garantisce affatto la limitazione del danneggiamento strutturale, in particolar modo per eventi con periodi di ritorno medio-bassi. Potrebbe accadere che un edificio che rispetti

i requisiti previsti dalle normative possa presentare dei livelli di danno ed un EAL molto elevati.

In particolare va osservato come generalmente gli interventi di retrofit mirino ad un miglioramento della prestazione nei confronti degli stati limite ultimi, cioè riguardo le problematiche di salvaguardia della vita e collasso. Attraverso il calcolo di EAL è possibile valutare la strategia ottimale di intervento descrivendo la prestazione attraverso i livelli di perdita. Come mostrato in Figura 2.6, attraverso le curve di perdita è possibile valutare l'efficacia di differenti strategie, ed in particolare è possibile valutare gli effetti di interventi volti all'incremento delle prestazioni ai soli SLE o SLU piuttosto che su entrambi.

La valutazione delle perdite annue attese da sola, non consente una valutazione completa dell'efficacia di un particolare intervento di miglioramento, essa va infatti messa a confronto con il costo dell'intervento attraverso un'analisi costi benefici e la valutazione del tempo di pareggio. Per la valutazione del rapporto benefici-costi è possibile utilizzare la variazione del valore al momento attuale (NPV, Near Present Value) dovuta alla variazione di EAL in seguito all'intervento. Nota la vita utile di riferimento della struttura V_r e il tasso di sconto r da applicare è possibile valutare il rapporto nel seguente modo:

$$\begin{aligned} \frac{Benefici}{Costi} &= \frac{NPV_{attuale} - NPV_{progetto}}{Costo_{intervento}} \\ &= \frac{\sum_{t=1}^{V_r} \frac{EAL_{attuale}}{(1+r)^t} - \sum_{t=1}^{V_r} \frac{EAL_{progetto}}{(1+r)^t}}{Costo_{intervento}} \end{aligned} \quad (2.15)$$

Come strumento per la comprensione della bontà dell'intervento, in taluni casi può essere più efficace il calcolo del tempo di pareggio:

$$t_{pareggio} = \frac{Valore}{Valore/tempo} = \frac{Costo_{intervento}}{EAL_{attuale} - EAL_{progetto}} \quad (2.16)$$

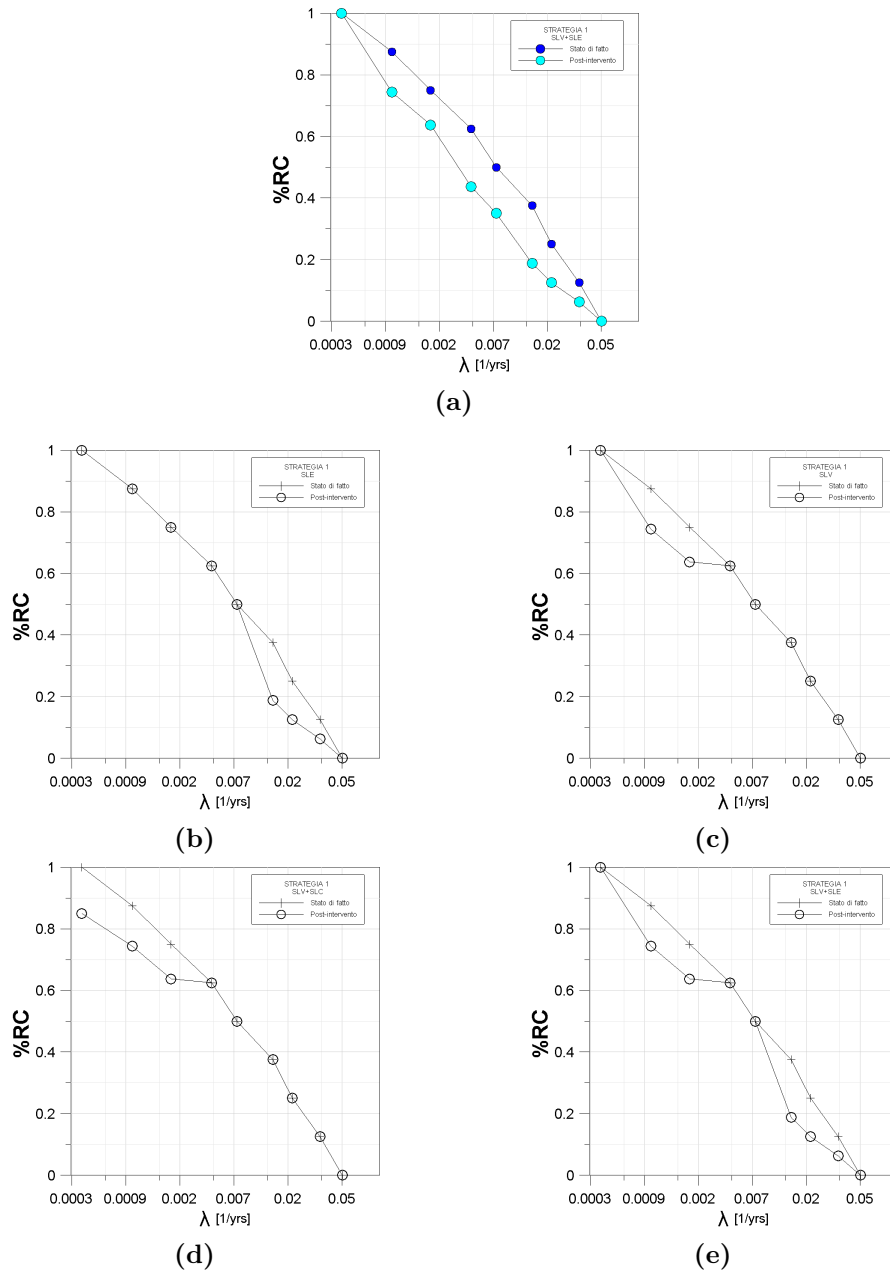


Figura 2.6: Esempi di strategie progettuali per il rinforzo di edifici esistenti: (a) SLE+SLV+SLC, (b) SLE, (c) SLV, (d) SLV+SLC, (e) SLE+SLC

Capitolo 3

Ottimizzazione di un sistema di controventi elastici

In questo capitolo è formalizzata la procedura di ottimizzazione per la progettazione di un sistema di controventi elastici volto al controllo della prestazione strutturale. Il funzionamento e l'impostazione del problema vengono presentati seguendo l'approccio tipico della ricerca operativa definendo separatamente i *termini noti*, le *variabili indipendenti*, le *funzioni di vincolo* e la *funzione obiettivo* necessari a formulare il problema di ottimizzazione nella forma canonica.

Il comportamento strutturale ipotizzato per la formulazione del problema considera che sia la struttura intelaiata da proteggere sia il sistema di controventi abbiano un comportamento elastico lineare, trascurando la possibilità di escursioni in campo inelastico. Sotto tale ipotesi non è presa in considerazione nessuna forma di dissipazione aggiuntiva, sia essa di tipo isteretico o viscoso. Tale semplificazione consente una formalizzazione più semplice ed immediata dell'algoritmo necessario alla risoluzione del problema, consentendone uno studio più approfondito e una più semplice ed intuitiva risoluzione di alcune problematiche numeriche. Dal punto di vista ingegneristico mantenere sia la struttura sia i controventi in campo elastico potrebbe essere una soluzione valida per eventi con tempi di ritorno medio-bassi ed intensità non elevate consentendo, tra l'altro, la possibilità di regolarizzare il com-

portamento strutturale nei confronti delle irregolarità sia in pianta che in elevazione.

3.1 Posizione del problema

Definire una procedura di ottimizzazione consiste nel tradurre in termini matematici un problema di altra natura, in questo caso ingegneristico; la disciplina che tratta problemi di questo tipo viene detta "Ricerca Operativa" ed è nata a cavallo fra prima e seconda guerra mondiale per risolvere l'esigenza in campo militare di "prendere decisioni" di fronte al sempre crescente numero di dati e parametri disponibili nell'ambito di una determinata situazione. Risolvere un problema di ottimizzazione consiste nel *minimizzare (o massimizzare) una funzione, detta obiettivo, soggetta (o meno) a dei vincoli sulle sue variabili*.

Per poter descrivere un problema di Ricerca Operativa vanno definite, sempre, le seguenti grandezze:

- **TERMINI NOTI:** i dati del problema, cioè le grandezze che si conoscono;
- **VARIABILI INDIPENDENTI:** sono le grandezze sulle quali interessa prendere una decisione.
- **VINCOLI:** le limitazioni che si pongono ai valori delle variabili.
- **FUNZIONE OBIETTIVO:** il criterio di ottimizzazione, ovvero la quantità che va massimizzata (o minimizzata) e che dipende direttamente dalle variabili.

Per ottenere la soluzione *ottimale* del problema, facendo uso delle tecniche di programmazione matematica (i.e. algoritmi di ottimizzazione), è necessario descrivere e formalizzare le grandezze appena elencate attraverso delle funzioni (o dei funzionali) matematiche; abitualmente, è necessario definire le seguenti quantità:

- $\mathbf{x}$ è il vettore delle variabili indipendenti;
- $f(\mathbf{x})$ è la funzione obiettivo che si intende massimizzare o minimizzare;
- $h(\mathbf{x})$ sono i vincoli di disuguaglianza, funzioni scalari di $\mathbf{x}$ che definiscono delle disequazioni che il vettore delle variabili deve soddisfare;
- $g(\mathbf{x})$ sono i vincoli di uguaglianza, funzioni scalari di $\mathbf{x}$ che definiscono delle equazioni che il vettore delle variabili deve soddisfare;
- $\mathbf{X}$ è la regione ammissibile, cioè il luogo dei punti dove il vettore delle variabili soddisfa tutti i vincoli, di disuguaglianza e di uguaglianza.

Il problema di ottimizzazione è dunque definibile, in maniera generale, nel seguente modo:

$$\begin{aligned} & \min f(\mathbf{x}) \\ & t.c. \mathbf{x} \in \mathbf{X} \end{aligned} \tag{3.1}$$

$$\text{Dove } X = \{\mathbf{x} \in \mathbb{R}^n : h_i(\mathbf{x}) \leq 0, i = 1, \dots, k; g_j(\mathbf{x}), j = 1, \dots, h\}$$

Un problema di ottimizzazione si definisce vincolato se X è un sottoinsieme di $\mathbb{R}^n$ ovvero se $X \subset \mathbb{R}^n$, altrimenti, nel caso in cui $X \equiv \mathbb{R}^n$ il problema di ottimizzazione si definisce non vincolato. I problemi di ottimizzazione così posti possono essere sia lineari sia non-lineari, in particolare, se almeno una delle funzioni (di vincolo o di obiettivo) è non-lineare si ha a che fare con un problema di ottimizzazione non-lineare.

Nella presente trattazione, si intende individuare le caratteristiche e la disposizione in pianta ed in elevazione di un sistema di controventi tali che la struttura in esame rispetti determinati requisiti progettuali e tali che siano minimizzati i costi di intervento.

Per perseguire tale obiettivo, l'algoritmo di ottimizzazione presentato nei paragrafi seguenti è definito seguendo un preciso iter logico. Le *variabili indipendenti* sono definite in modo da descrivere, nel modo più sintetico

possibile, le caratteristiche di rigidezza di ogni singola asta in funzione anche del posizionamento che queste ultime hanno all'interno della struttura, la *funzione obiettivo* è definita in modo da descrivere il costo dell'intervento mentre le *funzioni di vincolo* sono definite in modo da poter limitare i valori assunti da determinati parametri prestazionali, utilizzando come superfici di vincolo quelle definite da appositi criteri di accettazione.

Le ipotesi alla base del calcolo sono le seguenti:

- comportamento elastico lineare del telaio da proteggere;
- comportamento elastico lineare dei controventi;
- azione sismica modellata con spettro di risposta;

3.1.1 Termini noti

I termini noti sono le grandezze che non variano all'interno del problema di ottimizzazione e vengono utilizzate come dati di ingresso per la procedura. In questo caso si considerano note le caratteristiche del telaio da controventare, l'azione sismica e il vettore dei limiti prestazionali.

Matrice di massa e rigidezza

Considerando una struttura ad N nodi, si definiscono la matrice di rigidezza elastica (3.2) e la matrice delle masse (3.3) della struttura non controventata.

$$\mathbf{K}_0[6N \times 6N] \quad (3.2)$$

$$\mathbf{M}_0[6N \times 6N] \quad (3.3)$$

Coerentemente con le ipotesi di calcolo adottate, la (3.2) è la matrice di rigidezza iniziale della struttura, considerando, ove necessario, la fessurazione degli elementi.

Azione sismica

Attraverso la (3.2) e la (3.3) è possibile eseguire un'analisi agli autovalori ed individuare le caratteristiche modali della struttura non controventata. È

dunque possibile definire il sistema di forze $\mathbf{f}_0$ da applicare alla struttura, o attraverso le metodologie semplificate disponibili in letteratura e nelle principali normative, oppure attraverso una valutazione di un sistema di forze statiche equivalenti tale da ottenere la distribuzione dei tagli massimi ottenuti con la combinazione dinamica modale CQC, considerando quindi la risposta spettrale completa. Il vettore così definito è utilizzato solo per il calcolo della risposta della struttura in assenza di controventi, come sarà chiaro successivamente, al variare delle caratteristiche di rigidezza della struttura, verrà valutata la variazione della risposta dinamica della stessa e con essa, il sistema di forze applicato.

Limiti prestazionali

I limiti prestazionali sono i criteri di accettazione che descrivono il raggiungimento o meno di una determinata prestazione, come già precisato nel capitolo 2, i valori e le grandezze ingegneristiche a cui si può far riferimento a questo scopo sono numerose e devono essere definite anche in relazione al particolare approccio che si sta utilizzando. In questa fase è richiesto alla procedura di controllare la prestazione attraverso i parametri di domanda ingegneristici tipici di un approccio prestazionale di prima generazione, ovvero *drift interpiano* (3.4) ed *accelerazioni di piano* (3.5), ai quali sono stati aggiunti anche dei controlli in termini di *caratteristiche della sollecitazione* (3.6), per verificare eventuali eccessi di domanda locali.

Per poter essere utilizzati all'interno della procedura, ed in particolare per poter essere utilizzati all'interno delle funzioni vincolari, si utilizza una rappresentazione vettoriale di tali limiti prestazionali, il dettaglio relativo alla loro definizione è descritto nel paragrafo §3.1.4, assieme alla descrizione delle funzioni di vincolo.

$$\mathbf{D}_r^{\text{Lim}}[3p \times 1] \quad (3.4)$$

$$\mathbf{PFA}^{\text{Lim}}[3p \times 1] \quad (3.5)$$

$$\mathbf{S}^{\text{Lim}}[2\text{Dof}_n \times n_e] \quad (3.6)$$

Dove:

p è il numero di piani della struttura in esame, Dof_n è il numero di gradi di libertà per nodo, mentre n_e è il numero di elementi.

Come sarà chiaro in seguito, la definizione di questi limiti prestazionali non è da considerarsi esclusiva, al contrario, la presente procedura è utilizzabile anche adottando differenti parametri prestazionali per il controllo della prestazione e differenti criteri di accettazione, ad esempio, nel Capitolo 6 verrà dato ampio spazio alla trattazione di nuove equazioni di vincolo basate su valutazioni di rischio.

3.1.2 Variabili indipendenti

Le variabili indipendenti sono le grandezze che si vuole conoscere attraverso la risoluzione del problema matematico.

In questo caso, l'obiettivo è individuare le caratteristiche di rigidezza e la disposizione in pianta ed in elevazione dei controventi; è necessario, dunque, definire un sistema di variabili indipendenti tali che possano contenere al loro interno entrambe le informazioni e consentire un'ottimizzazione sia dimensionale sia topologica. Per ottenere tale risultato viene utilizzata la formalizzazione già proposta da Bonessio(2009) [37] nella quale, attraverso un'opportuna schematizzazione della matrice di rigidezza della struttura, vengono utilizzate come variabili indipendenti del problema le componenti di un vettore α_k che rappresentano, come si vedrà, le aree e quindi le rigidezze di ciascuno dei controventi.

Si consideri un telaio avente N nodi e si introducano all'interno delle maglie del telaio n controventi di area incognita, ipotizzati incernierati al telaio. Il modello strutturale tridimensionale ha $6N$ g.d.l. ed è possibile scrivere il sistema di equazioni di equilibrio nel seguente modo:

$$\mathbf{f}[6N \times 1] = \mathbf{K}[6N \times 6N]\mathbf{u}[6N \times 1] \quad (3.7)$$

Dove:

$\mathbf{f}$ è il vettore delle forze statiche equivalenti utilizzato per modellare l'azione sismica, $\mathbf{K}$ è la matrice di rigidezza della struttura e $\mathbf{u}$ è il vettore degli spostamenti nodali.

L'effetto dell'introduzione dei controventi all'interno della struttura può essere descritto attraverso una modifica della matrice di rigidezza. Per descrivere in forma matematica tale variazione, viene introdotto un vettore la cui generica componente rappresenta un coefficiente moltiplicativo associato all'influenza del controvento i -esimo:

$$\boldsymbol{\alpha}_K [n \times 1] = \begin{bmatrix} \alpha_{K1} & \alpha_{K2} & \dots & \alpha_{Ki} & \dots & \alpha_{Kn} \end{bmatrix}^T \quad (3.8)$$

In presenza di un generico vettore $\boldsymbol{\alpha}_k$ si definisce la matrice di rigidezza della struttura associata a tale vettore nel seguente modo:

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \mathbf{K}_{\alpha_K} \quad (3.9)$$

Nel caso particolare in cui il vettore $\boldsymbol{\alpha}_k$ sia il vettore nullo, ossia nel caso di aree dei controventi tutte pari a zero, la matrice di rigidezza $\mathbf{K}_{\alpha_K}$ coincide con la matrice di rigidezza del telaio nudo da proteggere :

$$\boldsymbol{\alpha}_K = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix}^T = \mathbf{0} \quad (3.10)$$

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha}_K = \mathbf{0}) = \mathbf{K}_0 \quad (3.11)$$

Per considerare l'influenza di un solo controvento sulla matrice di rigidezza è possibile costruire n matrici $\mathbf{K}_i$ valutate in corrispondenza di n vettori $\boldsymbol{\alpha}_{Ki}$ in cui è volta per volta differente da zero esclusivamente la componente i -esima:

$$\boldsymbol{\alpha}_K = \begin{bmatrix} \alpha_{K1} = 0 & \dots & \alpha_{Ki} & \dots & \alpha_{Kn} = 0 \end{bmatrix}^T = \boldsymbol{\alpha}_{Ki} \quad (3.12)$$

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha}_{Ki}) = \mathbf{K}_i \quad (3.13)$$

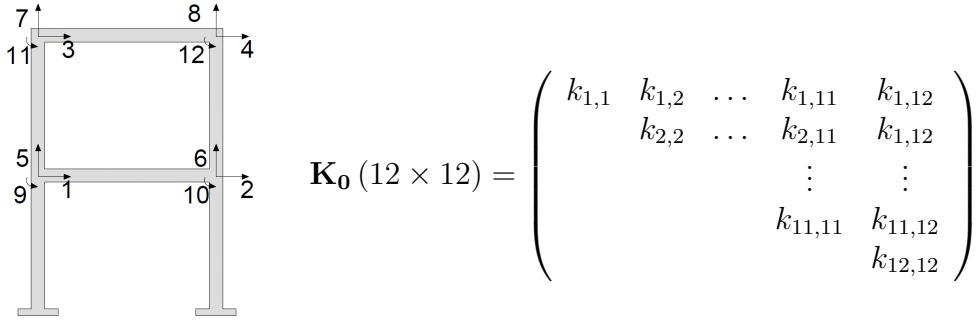


Figura 3.1: Esempio di costruzione della matrice di rigidezza in forma parametrica, Telaio 2D.

È possibile definire una matrice $\mathbf{K}_i^{\text{Rif}}$ che si riferisce al caso particolare di controvento di rigidezza unitaria:

$$\boldsymbol{\alpha}_K = \left[\alpha_{K1} = 0 \quad \dots \quad \alpha_{Ki} = 1 \quad \dots \quad \alpha_{Kn} = 0 \right]^T = \boldsymbol{\alpha}_{K_i}^{\text{Rif}} \quad (3.14)$$

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha}_{K_i}^{\text{Rif}}) = \mathbf{K}_i^{\text{Rif}} \quad (3.15)$$

Attraverso le matrici $\mathbf{K}_i$ appena definite è possibile calcolare le matrici di rigidezza dei soli controventi nel seguente modo:

$$\Delta \mathbf{K}_i = \mathbf{K}_i - \mathbf{K}_0 = \alpha_{Ki} \mathbf{K}_i^{\text{Rif}} - \mathbf{K}_0 = \alpha_{Ki} \Delta \mathbf{K}_i^{\text{Rif}} \quad (3.16)$$

La matrice $\Delta \mathbf{K}_i$ così definita, rappresenta la matrice di influenza del controvento di riferimento i -esimo, ovvero una misura dell'influenza sulla matrice di rigidezza globale di un controvento di riferimento incernierato al telaio. Attraverso tali matrici di influenza è possibile assemblare la matrice di rigidezza della struttura in corrispondenza di un generico vettore $\boldsymbol{\alpha}_K$ nel seguente modo:

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \mathbf{K}_0 + \sum_{i=1}^n \alpha_{Ki} \Delta \mathbf{K}_i^{\text{Rif}} \quad (3.17)$$

L'efficacia di tale schematizzazione risulta evidente realizzando un piccolo esempio su di un telaio bidimensionale a due piani ed una campata, mostrato

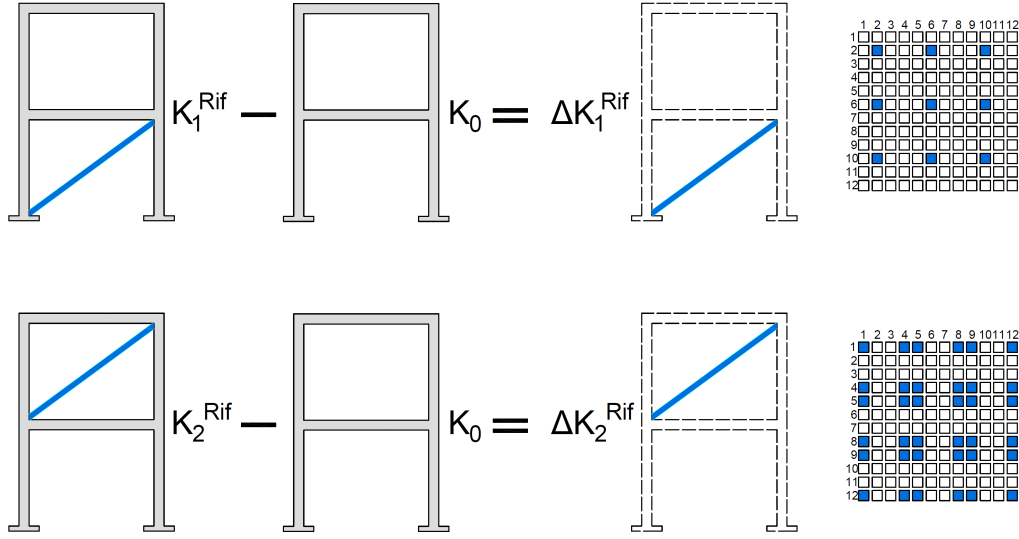
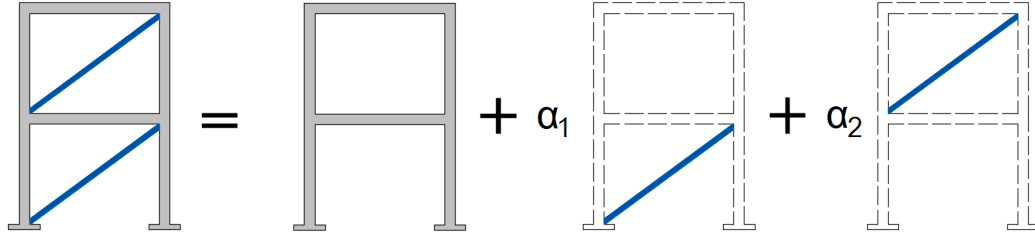


Figura 3.2: Esempio di costruzione della matrice di rigidezza in forma parametrica, matrici ΔK .

in Figura 3.1, all'interno del quale si ipotizza di introdurre due controventi, uno per ogni maglia strutturale.

Attraverso la procedura descritta è possibile ricavare le matrici di rigidezza di riferimento per ciascuno dei due controventi, come mostrato in Figura 3.2, tali matrici hanno componenti tutte nulle ad eccezione di quelle relative ad i g.d.l. su cui agisce il controvento i -esimo. Attraverso questa schematizzazione dunque, le informazioni circa la rigidezza del controvento sono descritte attraverso il parametro α_{Ki} , mentre le informazioni sulla posizione del controvento all'interno della struttura sono contenute nella matrice ad esso associata ΔK_i^{Rif} . La matrice di rigidezza totale della struttura in presenza di una generica configurazione di controventi è dunque assemblabile come una combinazione lineare delle ΔK_i^{Rif} attraverso i coefficienti α_{Ki} , come mostrato in Figura 3.3. È possibile adesso definire le variabili indipendenti di progetto da utilizzare nei metodi di programmazione matematica per risolvere il problema di ottimizzazione:

$$\mathbf{x} = \boldsymbol{\alpha}_K [n \times 1] = \begin{bmatrix} \alpha_{K1} & \alpha_{K2} & \dots & \alpha_{Ki} & \dots & \alpha_{Kn} \end{bmatrix}^T \quad (3.18)$$



$$\mathbf{K}(\alpha_1, \alpha_2) = \mathbf{K}_0 + \alpha_1 \times \Delta \mathbf{K}_1^{\text{Rif}} + \alpha_2 \times \Delta \mathbf{K}_2^{\text{Rif}}$$

Figura 3.3: Esempio di costruzione della matrice di rigidezza in forma parametrica, assemblaggio.

A tali variabili indipendenti può essere attribuito il significato, ben più intuitivo, di moltiplicatore dell'area di ciascun controvento. Nell'ipotesi di aste incernierate, le caratteristiche di rigidezza del controvento sono interamente descritte dalla rigidezza assiale:

$$k_{CVi} = \frac{E \times A_i}{L_i} \quad (3.19)$$

Mantenendo fissa la lunghezza L_i dell'elemento, l'unica grandezza variabile è l'area del controvento stesso, dunque la rigidezza di riferimento, necessaria per la scrittura della (3.15), può essere espressa come segue:

$$k_{CVi}^{\text{Rif}} = \frac{E \times A_i^{\text{Rif}}}{L_i} \quad (3.20)$$

Il moltiplicatore della rigidezza del controvento α_{Ki} può dunque essere interpretato come moltiplicatore dell'area del controvento:

$$k_{CVi} = \alpha_{Ki} \times k_{CVi}^{\text{Rif}} = \frac{E}{L_i} \times \alpha_{Ki} \times A_i^{\text{Rif}} \quad (3.21)$$

Nel caso particolare di A_i^{Rif} pari all'unità, esso rappresenta direttamente il valore dell'area della sezione del controvento metallico:

$$k_{CVi} = \frac{E}{L_i} \times \alpha_{Ki} \quad (3.22)$$

3.1.3 Funzione Obiettivo

La funzione obiettivo è la rappresentazione matematica del criterio di ottimizzazione che si intende perseguire, essa deve essere definita attraverso le variabili indipendenti del problema e, sulla base del particolare metodo di programmazione matematica utilizzato, deve o meno rispettare determinati requisiti di derivabilità e continuità. Nel caso in esame la funzione obiettivo deve essere in grado di descrivere il costo necessario per realizzare l'intervento di controventamento. In prima battuta essa verrà formulata in modo da tenere conto del solo costo dei controventi aggiuntivi, attraverso una valutazione del peso di questi ultimi:

$$\mathbf{f}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \gamma_a \sum_{i=1}^n \alpha_{Ki} A_i^{Rif} L_i = \gamma_a \times \mathbf{V}_{acc} \quad (3.23)$$

Dove:

γ_a è il peso di volume dell'acciaio, L_i è la lunghezza dell' i -esima asta.

La funzione appena definita ha il vantaggio di essere una combinazione lineare delle variabili indipendenti α_{Ki} , in questo modo essa è compatibile sia con metodi di programmazione matematica lineari che non-lineari, inoltre garantisce robustezza alla procedura poichè monotona e quindi con un unico punto di minimo sia per problemi vincolati che non-vincolati, come sarà chiaro nell'esempio svolto in §3.2.

La minimizzazione del volume di acciaio come criterio di ottimizzazione, anche se non descrive compiutamente tutte le voci di costo dell'intervento, è comunque particolarmente efficace poichè consente di individuare l'intervento più "leggero" e dunque meno impattante fra quelli possibili, esso dunque, in particolare in presenza di controventi a comportamento esclusivamente elastico ed in assenza di dissipazione, può risultare sufficiente in molti casi all'individuazione della soluzione ottimale o sub-ottimale anche in termini di costi globali.

Il calcolo del costo totale dell'intervento necessita di appropriate valutazioni necessarie per descrivere correttamente il costo delle varie voci nel

rispetto dei requisiti di continuità e derivabilità richiesti alla funzione obiettivo, a questi aspetti verrà dedicato ampio spazio nel Capitolo 6 del presente lavoro.

3.1.4 Funzioni di Vincolo

In un problema di ottimizzazione, i vincoli servono a delimitare la regione ammissibile e cioè ad individuare il luogo dei punti in cui la soluzione è accettabile. Come già osservato, nella procedura di ottimizzazione proposta essi assumono particolare rilevanza poichè è attraverso tali vincoli che viene controllata la prestazione della struttura. Così come per la funzione obiettivo, anche i vincoli devono essere delle funzioni o dei funzionali dipendenti dalle variabili di progetto selezionate. Attraverso l'espressione (3.17) è stato mostrato come sia agevole esprimere la matrice di rigidezza attraverso il vettore delle variabili di progetto α_{Ki} , per poter legare le variabili indipendenti a dei parametri prestazionali l'utilizzo della matrice di rigidezza non è immediato e risulta più semplice esprimere il tutto in funzione del campo di spostamenti della struttura, anch'esso esprimibile in funzione delle variabili indipendenti:

$$\mathbf{u}(\alpha_K) = \mathbf{K}^{-1}(\alpha_K) \mathbf{f} \quad (3.24)$$

Attraverso il campo di spostamenti è possibile definire tutte le grandezze ad esso legate, come ad esempio tutte le caratteristiche della sollecitazione:

$$\Delta \mathbf{S}_k^e(\alpha_K) [2\text{Dof}_n \times 1] = \mathbf{K}_k^e \mathbf{T}_k^e \mathbf{u}(\alpha_K) \quad (3.25)$$

$$\mathbf{T}_k^e [2\text{Dof}_n \times 6n] = \begin{bmatrix} \mathbf{C}^e [\text{Dof}_n \times \text{Dof}_n] \mathbf{B}_i^e [\text{Dof}_n \times 6n] \\ \mathbf{C}^e [\text{Dof}_n \times \text{Dof}_n] \mathbf{B}_j^e [\text{Dof}_n \times 6n] \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

Dove:

$\Delta \mathbf{S}_k$ è la matrice che raccoglie le caratteristiche della sollecitazione dell'elemento k-esimo dovute al campo di spostamenti $\mathbf{u}(\alpha_K)$, $\mathbf{K}_k^e$ è la matrice di rigidezza locale dell'elemento, $\mathbf{T}_k^e$ è la matrice di trasformazione, $\mathbf{C}_e$ è la matrice di cambio dal sistema di riferimento globale al locale, $\mathbf{B}_i$ e $\mathbf{B}_j$ sono

rispettivamente le matrici booleane estrattive del nodo i e del nodo j dell'elemento, Dof_n è il numero di gradi di libertà del nodo.

Ripetendo tale operazione per ciascuno dei k elementi presenti nella struttura è possibile scrivere una matrice delle caratteristiche della sollecitazione così composta:

$$\Delta \mathbf{S}^e(\boldsymbol{\alpha}_K) [2\text{Dof}_n \times n_e] = [\Delta \mathbf{S}_1^e \quad \dots \quad \Delta \mathbf{S}_k^e \quad \dots \quad \Delta \mathbf{S}_{n_e}^e] \quad (3.27)$$

Nel caso di interventi di retrofit, è lecito ipotizzare che i controventi siano installati sulla struttura in configurazione già deformata dai carichi gravitazionali agenti su di essa, lo stato di sollecitazione dovuto a tali carichi è solo debolmente influenzato dalla presenza dei controventi (o almeno lo è solo per la parte variabile), può essere quindi considerato come termine noto del problema e descritto attraverso una matrice $\mathbf{S}_0^e$, ciò consente di scrivere la matrice delle sollecitazioni nella forma espressa nella (3.29).

$$\mathbf{S}_k^e(\boldsymbol{\alpha}_K) [3\text{Dof}_n \times 1] = \mathbf{S}_{k0}^e + \Delta \mathbf{S}_k^e(\boldsymbol{\alpha}_K) \quad (3.28)$$

$$\mathbf{S}(\boldsymbol{\alpha}_K) [3\text{Dof}_n \times n_e] = \mathbf{S}_0^e + \Delta \mathbf{S}^e(\boldsymbol{\alpha}_K) \quad (3.29)$$

Una volta definiti il campo di spostamenti e le caratteristiche della sollecitazione in funzione delle variabili indipendenti è possibile procedere con la formalizzazione delle equazioni vincolari.

Come già detto, vengono formulate le equazioni vincolari necessarie per rispettare i limiti prestazionali richiesti attraverso il controllo del drift, delle accelerazioni massime di piano e delle caratteristiche della sollecitazione.

Attraverso la (3.24) sono espresse le condizioni di equilibrio nell'ipotesi di un approccio statico. Nel paragrafo 3.1.1 è stato messo in evidenza come, in alcuni casi, potrebbe essere di interesse esprimere delle funzioni di vincolo anche sulle massime accelerazioni di piano (PFA, *Peak Floor Acceleration*) a cui è soggetta la struttura. La stima di queste grandezze può essere ottenuta eseguendo un'analisi modale con spettro di risposta.

Data una struttura a p piani ed N nodi, nell'ipotesi di comportamento rigido di ciascun impalcato, i g.d.l. dinamicamente significativi sono pari, come noto, a $3p$. È possibile dunque definire sia una matrice delle masse $\mathbf{M}_{cd}$, sia una matrice delle rigidezze $\mathbf{K}_{cd}$, condensate su tali g.d.l..

Attraverso tali matrici condensate è possibile scrivere l'equazione caratteristica (3.30) ed individuare autovalori ed autovettori del sistema dinamico assegnato annullandone il determinante, come espresso nella (3.31):

$$(\mathbf{K}_{cd}(\boldsymbol{\alpha}_K) - \omega^2 \mathbf{M}_{cd}) \boldsymbol{\phi} = 0 \quad (3.30)$$

$$\det (\mathbf{K}_{cd}(\boldsymbol{\alpha}_K) - \omega^2 \mathbf{M}_{cd}) = 0 \quad (3.31)$$

Una volta individuate le caratteristiche dei modi di vibrare attraverso l'analisi agli autovalori, è necessario calcolare la risposta spettrale della struttura e le relative combinazioni modali. Gli autovettori sono adimensionalizzati rispetto allo spostamento massimo di ciascuno di essi, sotto tale ipotesi la partecipazione modale per il j -esimo modo di vibrare può essere espressa come segue:

$$\Gamma_j(\boldsymbol{\alpha}_K) = \frac{\boldsymbol{\phi}_j' \times \mathbf{M}_{cd} \times \mathbf{B}}{\boldsymbol{\phi}_j' \times \mathbf{M}_{cd} \times \boldsymbol{\phi}_j} \quad (3.32)$$

Dove:

$\boldsymbol{\phi}_j$ è il j -esimo modo di vibrare e $\mathbf{B}$ è una matrice booleana.

Note le forme modali, le frequenze di vibrazione e i fattori di partecipazione modale, è possibile calcolare la risposta spettrale per ciascuno dei modi di vibrare e per ciascuna direzione di applicazione dell'azione attraverso la seguente espressione:

$$\mathbf{a}_{j,d}^m(\boldsymbol{\alpha}_K) = \boldsymbol{\phi}_j \times \Gamma_{j,d} \times S_{a,d}(T_j) \quad \text{con } d = 1, 2, 3 \quad (3.33)$$

Dove:

$\mathbf{a}_{j,d}^m$ è il vettore delle accelerazioni modali relative al modo j e per un'azione

impressa in direzione d , $\Gamma_{j,d}$ è il fattore di partecipazione modale del modo di vibrare j per la direzione d , $S_{a,d}(T_j)$ è l'accelerazione spettrale relativa al periodo del modo di vibrare j e assegnata in direzione d .

Attraverso la (3.33) è possibile calcolare le accelerazioni su ciascun impalcato e per ciascun modo di vibrare, tali grandezze vanno poi combinate attraverso una regola di combinazione modale, in questo caso è stata scelta la regola CQC (*Complete Quadratic Combination*). Per il caso in esame, le massime accelerazioni, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, possono essere ottenute attraverso la (3.36) :

$$\beta_{j,i} = \frac{T_j}{T_i} \quad (3.34)$$

$$\rho_{j,i} = \frac{8\xi^2 \beta_{j,i}^{3/2}}{(1 + \beta_{j,i})[(1 - \beta_{j,i})^2 + 4\xi^2 \beta_{j,i}]} \quad (3.35)$$

$$\mathbf{a}_d^{CQC}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \left(\sum_j \sum_i \rho_{j,i} \times \mathbf{a}_{j,d}^m \times \mathbf{a}_{i,d}^m \right)^{1/2} \quad (3.36)$$

Dove ξ è il coefficiente di smorzamento equivalente adottato. Le accelerazioni calcolate attraverso la (3.36) sono proprio le massime accelerazioni di piano di interesse:

$$\mathbf{PFA}_d(\boldsymbol{\alpha}_K) = \mathbf{a}_d^{CQC}(\boldsymbol{\alpha}_K) \quad (3.37)$$

Vincoli sul drift interpiano

Data una struttura a p piani ed N nodi, nell'ipotesi di comportamento rigido di ciascun impalcato è possibile definire i vettori degli spostamenti di piano:

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_x(\boldsymbol{\alpha}_K) [p \times 1] &= \begin{bmatrix} u_{x1} & \dots & u_{xi} & \dots & u_{xp} \end{bmatrix} \\ \mathbf{u}_y(\boldsymbol{\alpha}_K) [p \times 1] &= \begin{bmatrix} u_{y1} & \dots & u_{yi} & \dots & u_{yp} \end{bmatrix} \\ \mathbf{u}_\theta(\boldsymbol{\alpha}_K) [p \times 1] &= \begin{bmatrix} u_{\theta 1} & \dots & u_{\theta i} & \dots & u_{\theta p} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3.38)$$

Il vettore dei limiti prestazionali sul drift (3.4) viene diviso in tre parti in modo da poter trattare indipendentemente i diversi g.d.l. di piano attraverso le espressioni (3.39).

$$\begin{aligned}\mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}} [p \times 1] &= \begin{bmatrix} Dr_{x1}^{\text{Lim}} & \dots & Dr_{xi}^{\text{Lim}} & \dots & Dr_{xp}^{\text{Lim}} \end{bmatrix} \\ \mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}} [p \times 1] &= \begin{bmatrix} Dr_{y1}^{\text{Lim}} & \dots & Dr_{yi}^{\text{Lim}} & \dots & Dr_{yp}^{\text{Lim}} \end{bmatrix} \\ \boldsymbol{\theta}^{\text{Lim}} [p \times 1] &= \begin{bmatrix} \theta_1^{\text{Lim}} & \dots & \theta_i^{\text{Lim}} & \dots & \theta_p^{\text{Lim}} \end{bmatrix}\end{aligned}\quad (3.39)$$

I vincoli sul drift e sulle rotazioni di piano possono dunque essere formalizzati, per ciascuna direzione di interesse, nel seguente modo:

$$\begin{aligned}\mathbf{h}_{Drx}(\boldsymbol{\alpha}_K) [p \times 1] &= \\ \left[\frac{u_{x1}}{h_1} \quad \frac{u_{x2} - u_{x2}}{h_2} \quad \dots \quad \frac{u_{xi} - u_{xi-1}}{h_i} \quad \dots \quad \frac{u_{xp} - u_{xp-1}}{h_p} \right] - \mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}}\end{aligned}\quad (3.40)$$

$$\begin{aligned}\mathbf{h}_{Dry}(\boldsymbol{\alpha}_K) [p \times 1] &= \\ \left[\frac{u_{y1}}{h_1} \quad \frac{u_{y2} - u_{y2}}{h_2} \quad \dots \quad \frac{u_{yi} - u_{yi-1}}{h_i} \quad \dots \quad \frac{u_{yp} - u_{yp-1}}{h_p} \right] - \mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}}\end{aligned}\quad (3.41)$$

$$\mathbf{h}_\theta(\boldsymbol{\alpha}_K) [p \times 1] = \begin{bmatrix} \theta_1 & \theta_2 & \dots & \theta_i & \dots & \theta_p \end{bmatrix} - \boldsymbol{\theta}^{\text{Lim}} \quad (3.42)$$

L'intero set di vincoli imposti sugli spostamenti di piano può essere condensato attraverso un'unica espressione:

$$\mathbf{h}_u [3p \times 1] = \begin{Bmatrix} \mathbf{h}_{Drx} \\ \mathbf{h}_{Dry} \\ \mathbf{h}_\theta \end{Bmatrix} \quad (3.43)$$

Vincoli caratteristiche della sollecitazione

La matrice dei limiti prestazionali (3.6), le cui colonne $\mathbf{S}_k^{Lim}$ rappresentano i vettori dei limiti prestazionali per il k-esimo elemento, ha le stesse dimensioni della (3.29), che invece racchiude le caratteristiche di sollecitazione; attraverso queste due matrici è estremamente agevole scrivere dei vincoli sulle caratteristiche della sollecitazione.

Data una struttura ad N nodi, n_e elementi, la matrice dei limiti prestazionali $\mathbf{S}^{Lim}$ e la matrice delle sollecitazioni $\mathbf{S}$, è possibile esprimere le funzioni di vincolo nel seguente modo:

$$\begin{aligned} \mathbf{h}_s(\boldsymbol{\alpha}_K) [(2Dof_n \times n_e) \times 1] = \\ = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{h}_{s1}(\boldsymbol{\alpha}_K) \\ \vdots \\ \mathbf{h}_{sk}(\boldsymbol{\alpha}_K) \\ \vdots \\ \mathbf{h}_{sne}(\boldsymbol{\alpha}_K) \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{S}_1^e(\boldsymbol{\alpha}_K) - \mathbf{S}_1^{Lim} \\ \vdots \\ \mathbf{S}_k^e(\boldsymbol{\alpha}_K) - \mathbf{S}_k^{Lim} \\ \vdots \\ \mathbf{S}_{ne}^e(\boldsymbol{\alpha}_K) - \mathbf{S}_{ne}^{Lim} \end{array} \right\} \quad (3.44) \end{aligned}$$

Tale tipologia di vincolo ha lo svantaggio di non valutare la possibile interazione fra le differenti caratteristiche della sollecitazione, ad esempio, per elementi presso-inflessi, non è possibile considerare l'interazione fra momento flettente e carico assiale. Per ovviare a tale problematica è stato utilizzato un approccio alternativo facendo uso dei domini di resistenza. Tale approccio è stato formalizzato nel caso di una sezione in cemento armato soggetta a pressoflessione retta simmetrica rispetto all'asse di inflessione ma risulta estendibile anche a casistiche più complesse.

Sia data una struttura a p piani ed m pilastri e si considerino $2n_e$ sezioni di controllo significative, dove $n_e = p^2 + p(m - 1)$ è il numero degli elementi. Per ciascuna sezione di controllo sono note le caratteristiche geometriche, meccaniche oltre che quantitativi e disposizioni delle armature, in modo da poter calcolare il dominio di resistenza M-N per ciascuna di esse. Tale dominio di resistenza può essere ben approssimato, da una funzione polinomiale di 2° grado, ottenuta attraverso una regres-

sione ai minimi quadrati, che per la j -esima sezione assume la seguente forma:

$$M_j(\boldsymbol{\alpha}_K) = a_j N_j^2(\boldsymbol{\alpha}_K) - b_j N_j(\boldsymbol{\alpha}_K) - c_j \quad (3.45)$$

Dove:

a_j, b_j, c_j sono i coefficienti della funzione approssimante mentre M_j e N_j sono rispettivamente il momento flettente e il carico assiale agenti sulla sezione opportunamente estratti dalla (3.28).

Definendo come T_{rdj} il taglio resistente nella j -esima sezione, le nuove equazioni di vincolo possono essere scritte nel seguente modo:

$$h_{(N-M)j}(\boldsymbol{\alpha}_K) = M_j(\boldsymbol{\alpha}_K) - a_j N_j^2(\boldsymbol{\alpha}_K) - b_j N_j(\boldsymbol{\alpha}_K) - c_j \quad (3.46)$$

$$h_{Tj}(\boldsymbol{\alpha}_K) = T_j(\boldsymbol{\alpha}_K) - T_{rdj} \quad (3.47)$$

Il sistema di equazioni di vincolo sulle sollecitazioni può dunque essere espresso nel seguente modo:

$$\mathbf{h}_s [2((\text{Dof}_n - 1) \times n_e) \times 1] = \begin{cases} \mathbf{h}_{N-M} [((\text{Dof}_n - 1) \times n_e) \times 1] \\ \mathbf{h}_T [((\text{Dof}_n - 1) \times n_e) \times 1] \end{cases} \quad (3.48)$$

Vincoli sulle accelerazioni di piano

Attraverso l'espressione (3.37) è possibile definire le accelerazioni massime di piano per ciascun verso di applicazione dell'azione sismica, considerando solo le accelerazioni traslazionali e il vettore dei limiti prestazionali (3.5), è possibile definire il seguente set di equazioni vincolari:

$$\mathbf{h}_a [2p \times 1] = \mathbf{PFA}_d - \mathbf{PFA}^{\text{Lim}} \quad (3.49)$$

3.1.5 Definizione del problema di ottimizzazione

Il problema di ottimizzazione definito in 3.1 può essere adesso specializzato al caso in esame nel seguente modo:

$$\begin{array}{ll}
 \text{F.O.} & \min \quad \mathbf{f}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \gamma_a \times \mathbf{V}_{acc} \\
 \text{Vincoli} & \begin{cases} \mathbf{h}_u(\boldsymbol{\alpha}_K) \leq 0 \\ \mathbf{h}_s(\boldsymbol{\alpha}_K) \leq 0 \\ \mathbf{h}_a(\boldsymbol{\alpha}_K) \leq 0 \end{cases} \quad (3.50)
 \end{array}$$

Il problema di ottimizzazione (3.50) consente di individuare la disposizione in pianta ed in elevazione di un sistema di controventi elastici, minimizzando i volumi di acciaio necessari per ottenere la risposta strutturale desiderata in termini di drift, accelerazioni di piano e caratteristiche della sollecitazione.

3.2 Ottimizzazione: Esempio di Risoluzione grafica

Per poter individuare le tecniche di programmazione matematica più adatte alla risoluzione di questo problema e per verificare la bontà della formalizzazione proposta è necessario studiarne attentamente le proprietà, in particolare è necessario conoscere le caratteristiche di continuità e derivabilità nel dominio delle variabili di progetto, sia della funzione obiettivo sia delle funzioni di vincolo. Alcune di queste considerazioni sono state già fatte in fase di definizione dei vincoli e della funzione obiettivo essendo facilmente deducibili dalle caratteristiche delle funzioni matematiche definite ma, prima di procedere con la soluzione numerica del problema, si ritiene interessante mostrarne la risoluzione in via grafica.

Per poter rappresentare e studiare graficamente il problema (3.50) viene proposta la struttura di esempio di Figura 3.4, dotata di due soli controventi, cioè due sole variabili di progetto, e per la quale è dunque possibi-

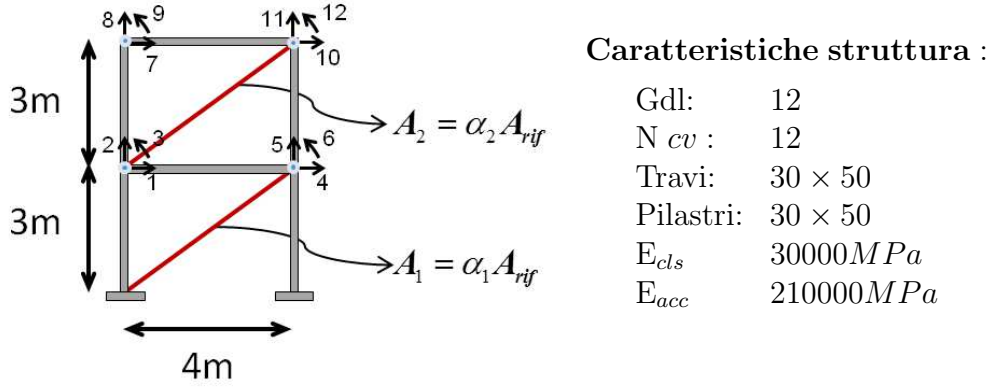


Figura 3.4: Telaio 2D utilizzato per l'esempio di risoluzione grafica del problema di ottimizzazione

le rappresentare in forma grafica sia le equazioni vincolari che la funzione obiettivo.

$$\mathbf{x} = \boldsymbol{\alpha}_K [2 \times 1] = \begin{bmatrix} \alpha_{K1} & \alpha_{K2} \end{bmatrix}^T \quad (3.51)$$

Il vettore forze esterne (3.52), la matrice di rigidezza del telaio non controventato $\mathbf{K}_0$, il vettore limite prestazionali del drift (3.53) e le componenti non nulle della matrice $\mathbf{S}^{Lim}$ sono termini noti del problema:

$$\mathbf{f}[\text{kN}] = (50 \ 0 \ 0 \ 50 \ 0 \ 0 \ 100 \ 0 \ 0 \ 100 \ 0 \ 0) \quad (3.52)$$

$$\mathbf{D}_r^{Lim} = (0.2\% \ 0.2\%) \quad (3.53)$$

$$\mathbf{S}_{1,2}^{Lim} = 220 \text{ kN} \quad (3.54)$$

$$\mathbf{S}_{1,6}^{Lim} = -20 \text{ kNm} \quad (3.55)$$

3.2.1 Problema di ottimizzazione con vincolo sugli spostamenti

Sulla base della struttura di esempio e dei termini noti considerati viene posto il seguente problema di ottimizzazione:

$$\text{F.O.} \quad \mathbf{min} \quad \mathbf{f}(\alpha_1, \alpha_2) = \gamma_a \times (\alpha_1 A_1^{\text{Rif}} L_1 + \alpha_2 A_2^{\text{Rif}} L_2) \quad (3.56)$$

$$\text{Vincoli} \quad \begin{cases} \mathbf{h}_{Dr1} = \frac{u_1}{h_1} - D_{r(1,1)}^{\text{Lim}} \leq 0 \\ \mathbf{h}_{Dr2} = \frac{u_2 - u_1}{h_2} - D_{r(2,1)}^{\text{Lim}} \leq 0 \end{cases} \quad (3.57)$$

Il problema di ottimizzazione proposto nelle (3.56) e (3.57) ha due sole variabili indipendenti, corrispondenti ai moltiplicatori delle aree α_1 e α_2 dei due controventi presenti nella struttura. La funzione obiettivo (3.56) è rappresentabile in maniera semplificata se si ipotizza che A_1^{Rif} e A_2^{Rif} siano unitarie e che $L = L_1 = L_2$:

$$\mathbf{f}(\alpha_1, \alpha_2) = \gamma_a L (\alpha_1 + \alpha_2) \quad (3.58)$$

La funzione obiettivo (3.58) può essere ulteriormente semplificata, senza modificare la soluzione del problema, utilizzando l'espressione (3.59), rappresentata graficamente in Figura 3.5.

$$\mathbf{f}(\alpha_1, \alpha_2) = (\alpha_1 + \alpha_2) \quad (3.59)$$

Le equazioni di vincolo (3.57) sono rappresentate in Figura 3.6 e Figura 3.7, nelle rappresentazioni a curve di livello è possibile individuare la frontiera della regione ammissibile rappresentata dalla curva di livello a cui si associa un valore della funzione di vincolo pari a zero ed evidenziata, per entrambi i vincoli, in Figura 3.8.

La regione ammissibile del problema è il semispazio individuato dai due vincoli, mentre la soluzione del problema si ottiene individuando il punto di minimo della funzione obiettivo nella regione ammissibile, come mostrato in Figura 3.9.

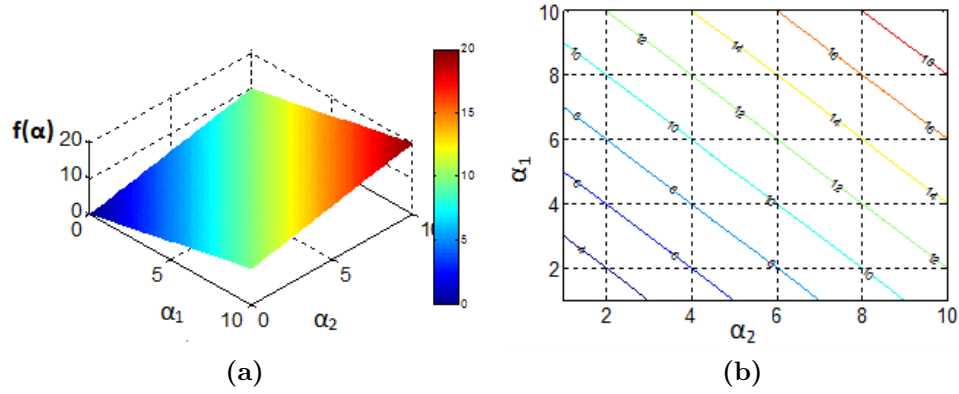


Figura 3.5: Rappresentazione Funzione Obiettivo: (a) Superficie 3D, (b) curve di livello nel piano (α_1, α_2)

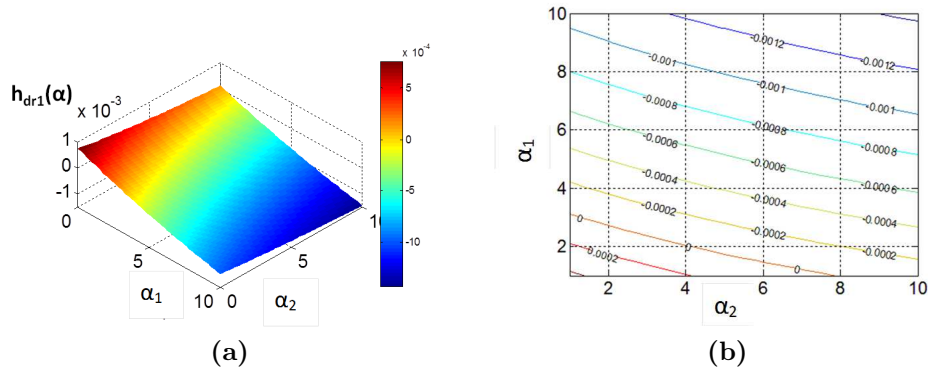


Figura 3.6: Rappresentazione vincolo drift primo livello: (a) Superficie 3D, (b) curve di livello nel piano (α_1, α_2)

Da Figura 3.9 è possibile risalire alla soluzione numerica, ovvero ai due parametri α_1 e α_2 :

$$\alpha_1 + \alpha_2 \approx 6.6 \quad (3.60)$$

$$\alpha_1 \approx 1.8 \quad (3.61)$$

$$\alpha_2 \approx 4.8 \quad (3.62)$$

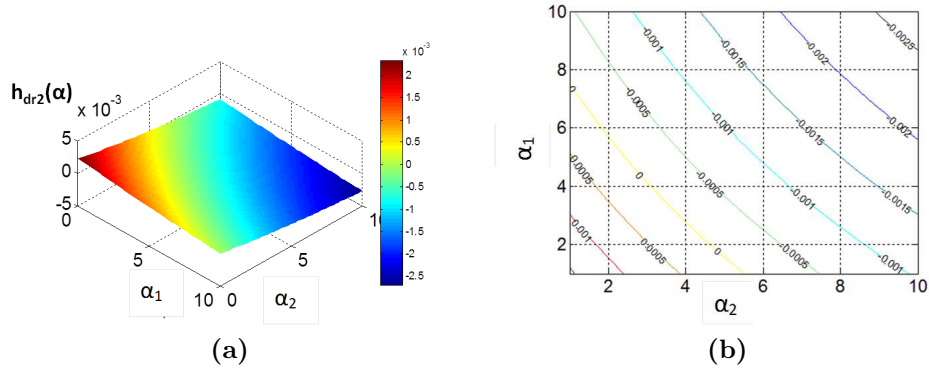


Figura 3.7: Rappresentazione vincolo drift secondo livello: (a) Superficie 3D, (b) curve di livello nel piano (α_1, α_2)

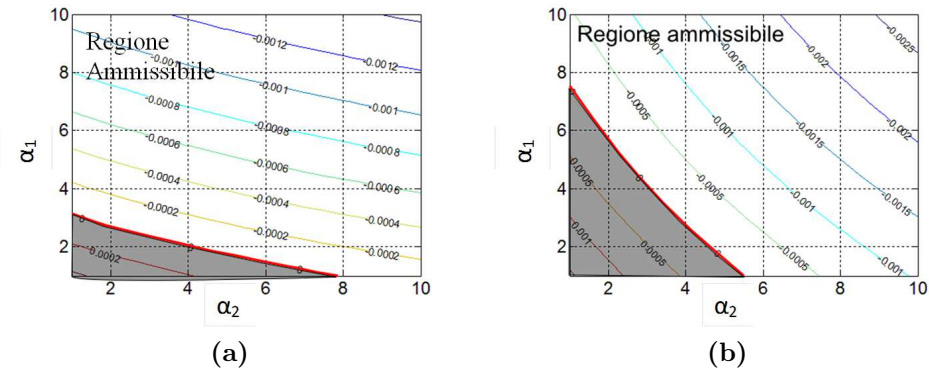


Figura 3.8: Rappresentazione Regione Ammissibile vincoli drift nel piano (α_1, α_2) : (a) Primo livello, (b) Secondo livello

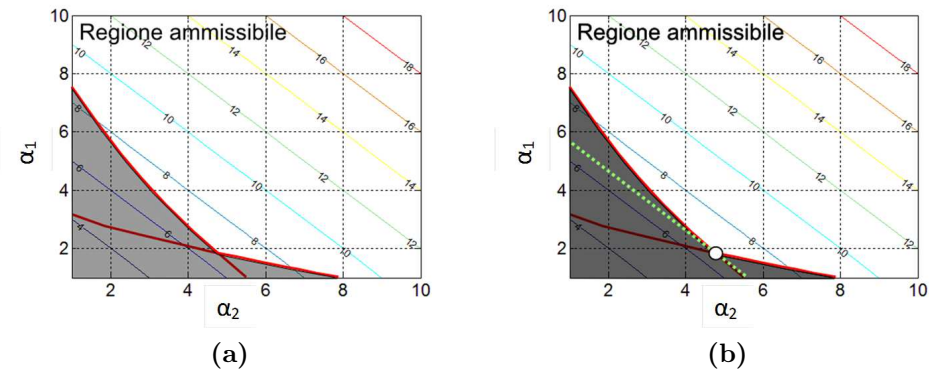


Figura 3.9: Rappresentazione soluzione esempio di calcolo: (a) Regione ammissibile, (b) Individuazione soluzione

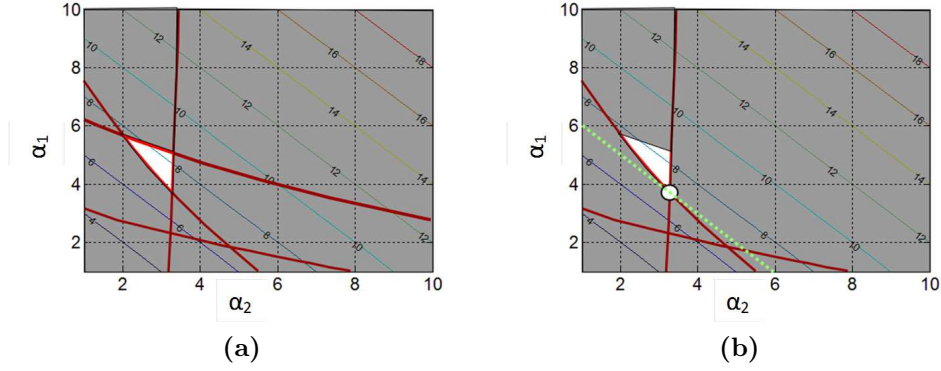


Figura 3.10: Rappresentazione soluzione esempio di calcolo: (a) Regione ammissibile, (b) Individuazione soluzione

3.2.2 Problema di ottimizzazione con vincolo sugli spostamenti e sulle sollecitazioni

Si propone la risoluzione di un problema di ottimizzazione con vincoli sia sugli spostamenti che sulle sollecitazioni, in particolare è stato richiesto che il valore del carico assiale sull'elemento 2 e sull'elemento 6 non eccedesse dei valori limite.

$$\text{F.O.} \quad \min f(\alpha_1, \alpha_2) = \gamma_a \times (\alpha_1 A_1^{\text{Rif}} L_1 + \alpha_2 A_2^{\text{Rif}} L_2) \quad (3.63)$$

$$\text{Vincoli} \quad \begin{cases} \mathbf{h}_{Dr1} = \frac{u_1}{h_1} - D_{r(1,1)}^{\text{Lim}} \leq 0 \\ \mathbf{h}_{Dr2} = \frac{u_2 - u_1}{h_2} - D_{r(2,1)}^{\text{Lim}} \leq 0 \\ \mathbf{h}_{s1} = \mathbf{S}_{(2,1)}^e - \mathbf{S}_{(2,1)}^{\text{Lim}} \leq 0 \\ \mathbf{h}_{s2} = \mathbf{S}_{(6,1)}^e - \mathbf{S}_{(6,1)}^{\text{Lim}} \leq 0 \end{cases} \quad (3.64)$$

Da Figura 3.10 è possibile risalire alla soluzione numerica, ovvero ai due parametri α_1 e α_2 :

$$\alpha_1 + \alpha_2 \approx 7 \quad (3.65)$$

$$\alpha_1 \approx 3.8 \quad (3.66)$$

$$\alpha_2 \approx 3.2 \quad (3.67)$$

Dall'analisi dei due esempi grafici proposti, nonostante l'estrema semplicità degli stessi, è possibile osservare numerosi aspetti del problema che influenzano notevolmente sulla ricerca della soluzione. Come già precedentemente evidenziato, la funzione obiettivo è rappresentata da un piano passante per l'origine (in un problema n-dimensionale esso diventa un' *iperpiano*), ciò comporta che ogni minimo individuato sia anche minimo assoluto e dunque soluzione esatta del problema. Le funzioni di vincolo, sia sui drift sia sulle sollecitazioni, sono invece sempre non-lineari, ciò a causa del legame non-lineare che insiste fra il campo di spostamenti e la matrice di rigidità espresso in (3.24). È possibile inoltre osservare come i vincoli sul drift siano sempre dei limiti inferiori al problema, mentre i vincoli sulle sollecitazioni possono anche fungere da limite superiore, rendendo la regione ammissibile un dominio limitato e in alcuni casi, ove si dovesse annullare l'area ad essa associata, rendendo il problema privo di soluzione. Il problema di ottimizzazione che si intende risolvere è dunque di tipo vincolato non-lineare. Per la risoluzione dei successivi esempi di risoluzione numerica, verrà utilizzato un algoritmo di calcolo di tipo derivativo del tipo *Active-set* che utilizza come condizioni necessarie e sufficienti per l'individuazione della soluzione ottimale le condizioni Karush-Kuhn-Tucker (*KKT*) ed un metodo quasi-Newton per le iterazioni.

3.3 Esempio di calcolo su un caso studio

Per validare la procedura di ottimizzazione è stato realizzato un esempio di calcolo su una struttura appositamente selezionata. La struttura qui descritta sarà utilizzata anche per gli esempi dei capitoli successivi, in modo

da avere la possibilità di eseguire un immediato confronto fra le differenti soluzioni progettuali ottenute in seguito all'introduzione di nuovi elementi e modifiche all'algoritmo di ottimizzazione oggetto della presente tesi.

3.3.1 Descrizione del caso studio

Come caso studio si è voluto utilizzare una struttura le cui caratteristiche potessero rappresentare il più possibile il patrimonio edilizio italiano antecedente alle introduzioni nelle normative di apposite prescrizioni antisismiche, cioè antecedente agli anni '70.

La struttura selezionata è composta da tre impalcati fuori terra con altezza di interpiano pari a tre metri, le dimensioni in pianta sono di 10m sul lato corto (trasversale Y-Y) e di 25m sul lato lungo (longitudinale X-X) per un ingombro complessivo in pianta di 230m², il solaio è ordito in direzione longitudinale ed il sistema di fondazioni è costituito da dei plinti isolati, come mostrato in Figura 3.11 e Figura 3.12. I pilastri hanno sezione 30x30cm, mentre le travi sono quasi tutte intradossate con sezione 30x50cm ad eccezione delle travi dei due telai longitudinali centrali che sono in spessore solaio con sezione 60x20cm. Le armature, sia longitudinali sia trasversali, sono state dimensionate in accordo alle prescrizioni imposte dal R.D.'39 [38], considerando esclusivamente i carichi verticali agenti. Le armature del telaio trasversale sono rappresentate in Figura 3.13 e Figura 3.14. Le armature dei telai longitudinali, sui quali non grava il solaio, sono state dimensionate secondo i minimi previsti dal R.D. '39. I materiali utilizzati per il modello sono i seguenti:

- CLS: C20/25:

$$- E_{cls} = 29961 MPa$$

$$- f_{ck} = 25 MPa$$

- Acciaio:

$$- E_s = 210000 MPa$$

$$- f_{yk} = 340 MPa$$

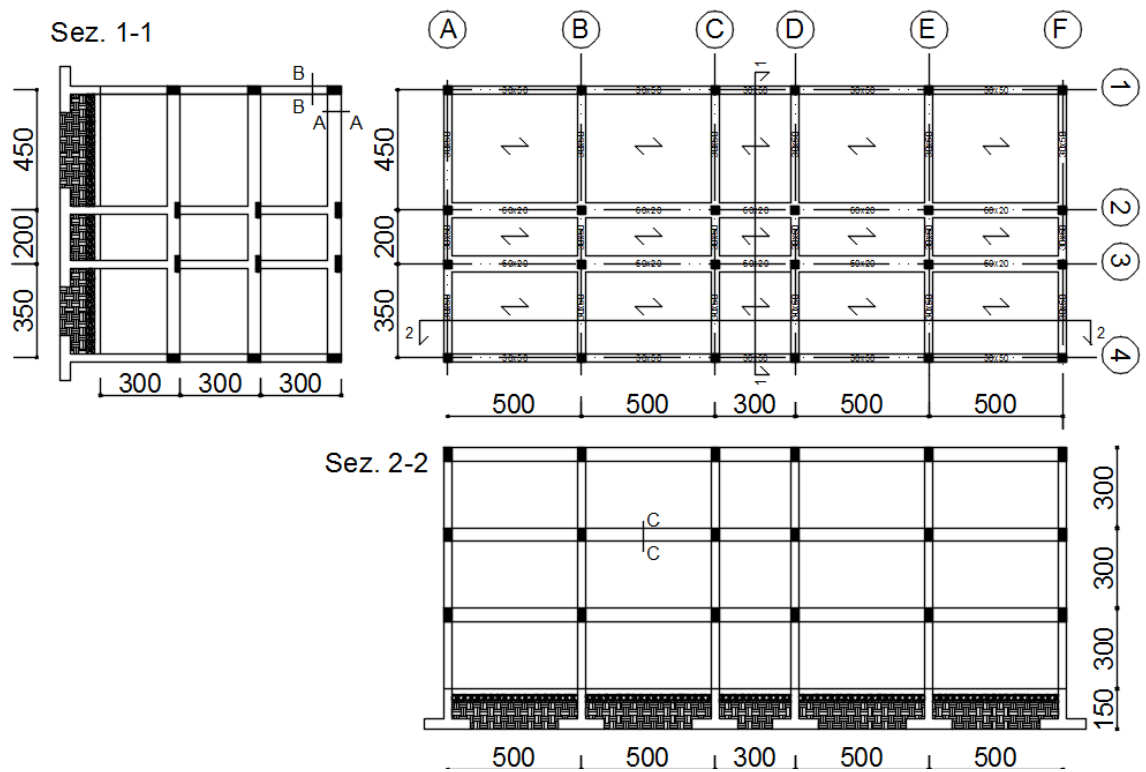


Figura 3.11: Struttura caso studio: Pianta del piano tipo e viste prospettiche telai principali.

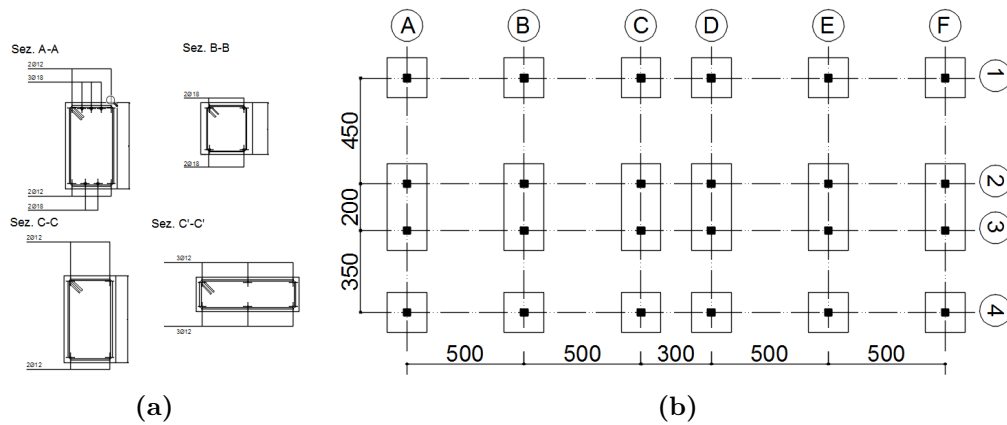


Figura 3.12: Struttura caso studio: (a) Pianta Fondazioni, (b) Sezioni tipo travi e pilastri

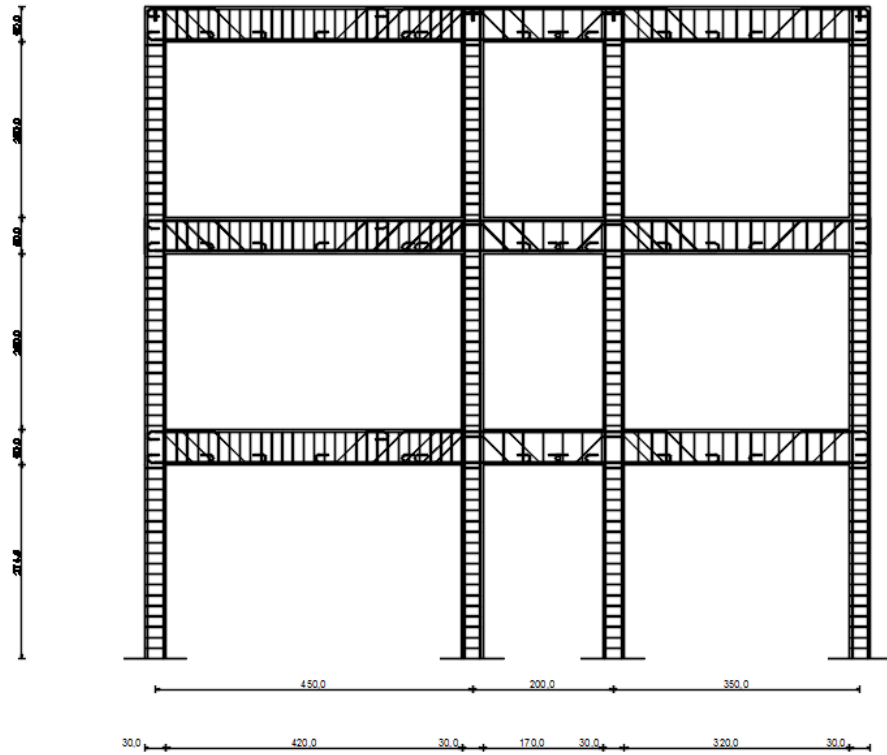


Figura 3.13: Struttura caso studio: armature del telaio principale

3.3.2 Problema di ottimizzazione

Azione e prestazione

Per la definizione dei livelli di azione si è fatto riferimento al sito di Reggio Calabria (RC) , i cui spettri di risposta per differenti probabilità di occorrenza del sisma sono stati definiti in accordo a quanto previsto nelle norme tecniche per le costruzioni italiane [39] e considerando i parametri di pericolosità forniti dall'INGV [40]. Per la definizione della prestazione si è scelto di individuare una configurazione dei controventi tale che la struttura non superi un drift dello 0.4 % in corrispondenza di una azione con probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni ($T_r=475$ anni).

Considerando che la struttura è dotata di tre impalcati di altezza pari a 3m i vettori dei limiti prestazionali e le relative funzioni di vincolo possono essere poste nel seguente modo:

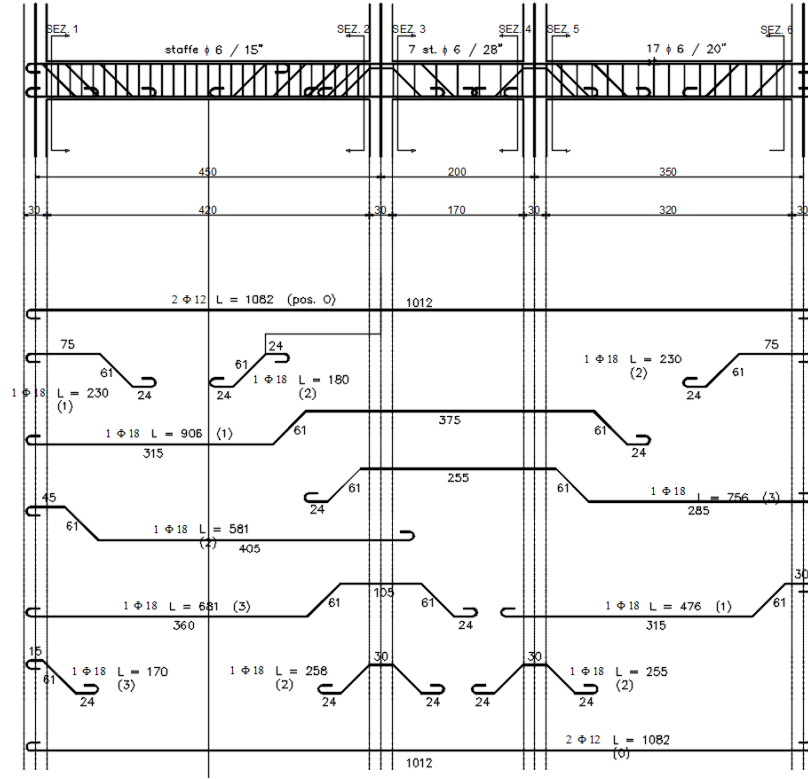


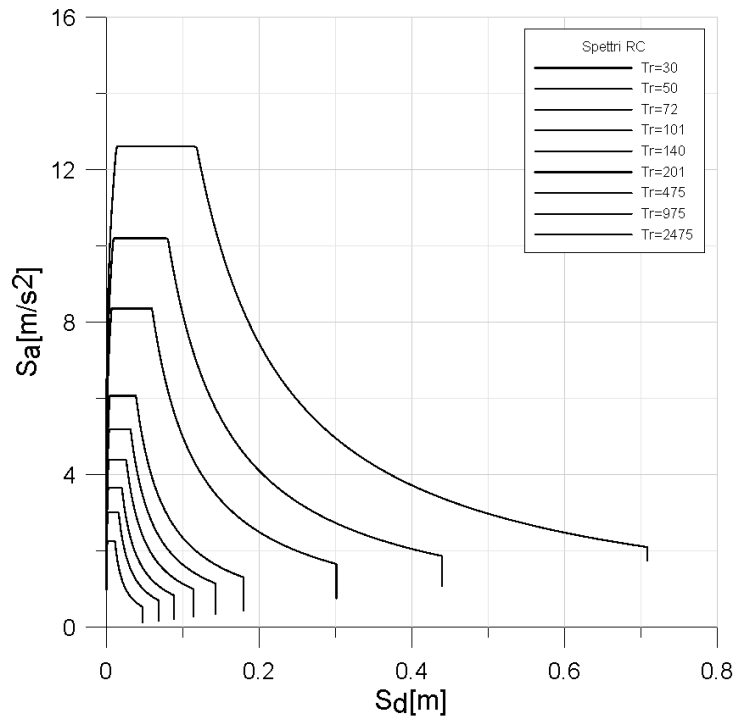
Figura 3.14: Struttura caso studio: armature della travata del telaio principale

$$\mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}} [3 \times 1] = \begin{bmatrix} 0.004 & 0.004 & 0.004 \end{bmatrix}^T \quad (3.68)$$

$$\mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}} [3 \times 1] = \begin{bmatrix} 0.004 & 0.004 & 0.004 \end{bmatrix}^T \quad (3.69)$$

$$\mathbf{h}_{D_{rx}}(\alpha_K) [3 \times 1] = \begin{bmatrix} \frac{u_{x1}}{h_1} & \frac{u_{x2} - u_{x2}}{h_2} & \frac{u_{x3} - u_{x2}}{h_3} \end{bmatrix} - \mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}} \quad (3.70)$$

$$\mathbf{h}_{D_{ry}}(\alpha_K) [3 \times 1] = \begin{bmatrix} \frac{u_{y1}}{h_1} & \frac{u_{y2} - u_{y2}}{h_2} & \frac{u_{y3} - u_{y2}}{h_3} \end{bmatrix} - \mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}} \quad (3.71)$$



Tr	30	50	72	101	140	201	475	975	2475
ag	0.067	0.090	0.109	0.130	0.153	0.183	0.270	0.363	0.512
F0	2.303	2.285	2.281	2.301	2.323	2.349	2.414	2.466	2.513
Tc*	0.274	0.289	0.299	0.313	0.321	0.332	0.362	0.389	0.442

Figura 3.15: Spettri di risposta smorzati al 5% per diversi tempi di ritorno.

Configurazione dei controventi

La procedura di ottimizzazione fornisce le caratteristiche di ciascun controvento ottimizzandone la disposizione sia in pianta sia in elevazione; essa necessita però di una configurazione di partenza, in altre parole deve essere fissata la connettività dei controventi desiderata. Per il caso studio in esame si ipotizza la soluzione con 84 controventi concentrici a croce di S.Andrea proposta in Figura 3.16.

La scelta di una differente configurazione dei controventi (e.g, V rovescia, diagonali ecc.) naturalmente può influenzare la soluzione, in questa fase l'interesse è però rivolto esclusivamente alla validazione dell'algoritmo di calcolo e tale aspetto non viene indagato.

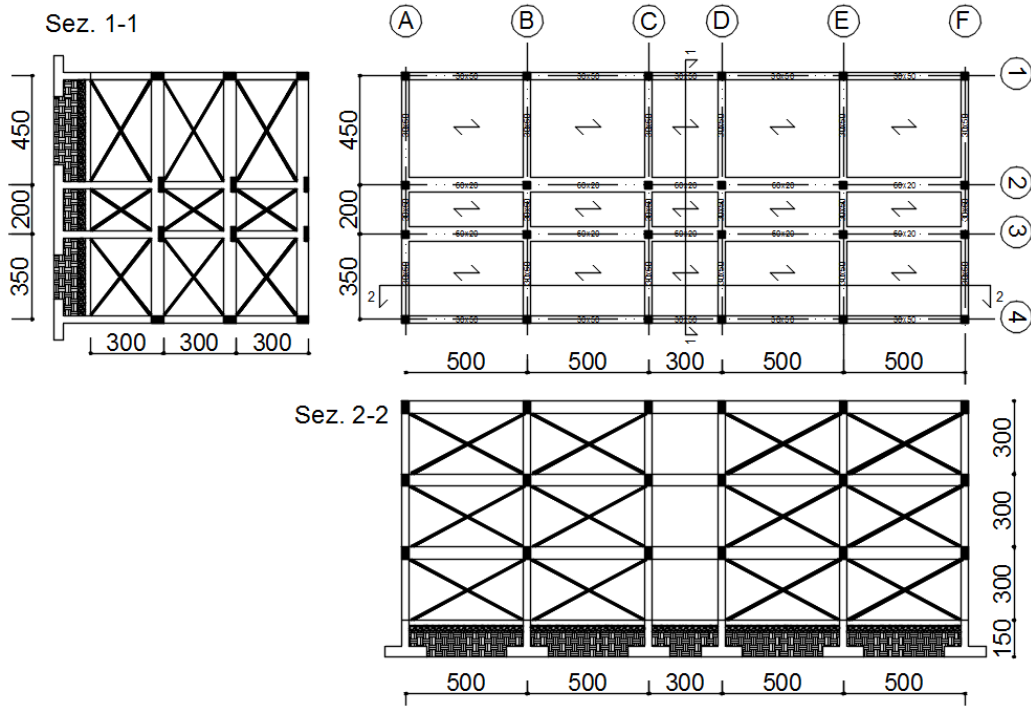


Figura 3.16: Struttura caso studio: disposizione di partenza del sistema di controventi.

Problema di ottimizzazione

Il problema di ottimizzazione da risolvere può dunque essere posto nella seguente forma:

$$\begin{aligned}
 \text{F.O.} \quad & \min \quad f(\alpha_K) = \sum_{i=1}^{84} \alpha_{K_i} L_i A_i^{Rif} \\
 \text{Vincoli} \quad & \left\{ \mathbf{h}_u(\alpha_K) = \begin{bmatrix} \mathbf{Dr}_x^{Lim} \\ \mathbf{Dr}_y^{Lim} \end{bmatrix} \leq 0 \right. \quad (3.72)
 \end{aligned}$$

L'azione sismica è assegnata in modo indipendente nelle due direzioni principali individuate (X ed Y), eseguendo due analisi consecutive, in questa fase non viene dunque eseguita alcuna combinazione direzionale.

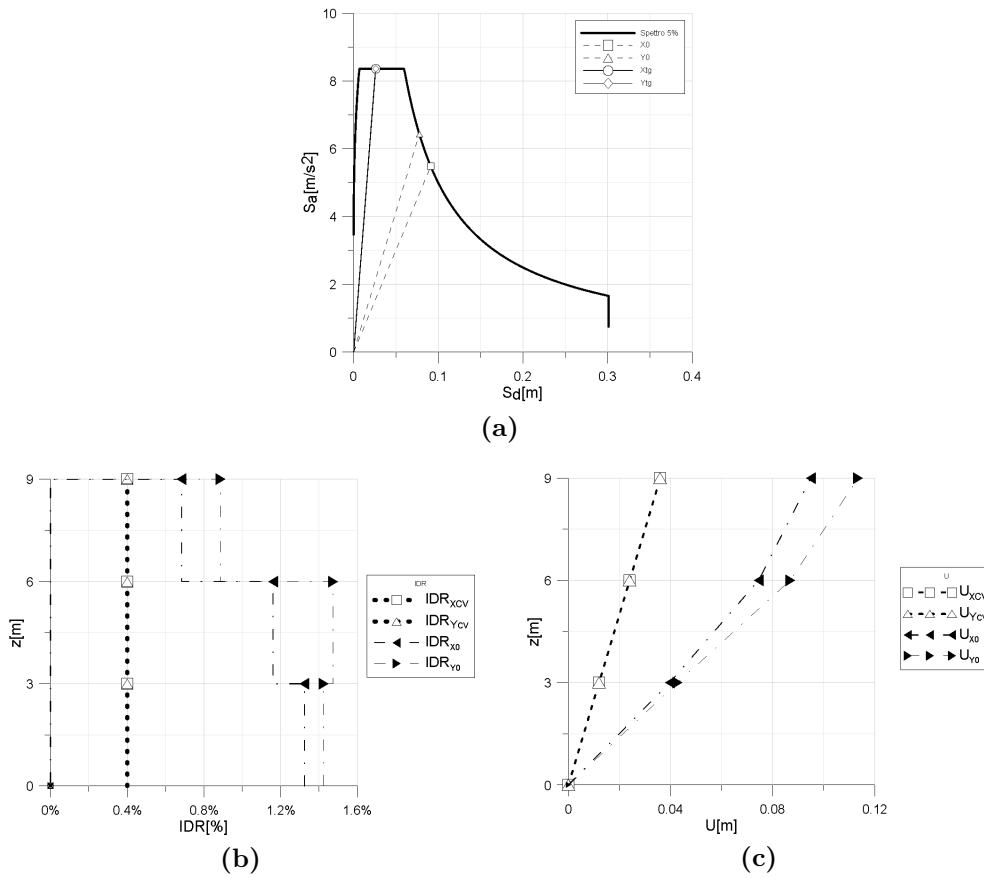


Figura 3.17: Risultati della procedura di ottimizzazione sul caso studio con confronto fra situazione pre e post-intervento: (a) Risposta spettrale; (b) Drift interpiano; (c) spostamenti di piano

Risultati procedura

I risultati ottenuti per il problema di ottimizzazione (3.72) sono presentati in forma grafica e tabellare in Figura 3.18. La prestazione ottenuta risponde ai requisiti richiesti, si è ottenuto un profilo del drift costante con l'altezza e pari allo 0.4%, come visibile in Figura 3.17b e Figura 3.17c; in Figura 3.17a invece, si vede come a fronte di una minore domanda di spostamenti, la domanda in accelerazione e dunque il taglio alla base sia significativamente aumentata.

Riguardo all'ottimizzazione topologica è interessante osservare come l'algoritmo abbia privilegiato posizionare i controventi seguendo uno schema a

”diagonale”, eliminando quasi ovunque le croci di S.Andrea, come visibile in Figura 3.18. In tal senso è interessante osservare quanto avvenuto nel telaio in direzione trasversale (Telaio A e Telaio F in Figura 3.18), dove al secondo e terzo impalcato l’algoritmo ha preferito mantenere attivi dei controventi a croce di S.Andrea nella campata centrale, ciò è dovuto, più che al contributo dei singoli controventi (relativamente piccolo se si considerano le aree e le inclinazioni delle aste) ma all’effetto che globalmente queste hanno collegando i due telai dotati di controventi più rigidi.

In ultimo è interessante osservare alcuni aspetti relativi alla problematica della regolarità in pianta. Come precedentemente precisato, in questo esempio sono state condotte due analisi piane consecutive lungo le direzioni principali della struttura, nonostante ciò la tridimensionalità del problema ha comunque una sua rilevanza poichè consente un controllo delle rotazioni della struttura. Nel caso studio proposto, è presente una piccola dissimetria dovuta alle differenti luci presenti nel telaio trasversale ed è stato invece richiesto all’algoritmo di avere rotazioni nulle (a meno delle tolleranze di calcolo) a ciascun piano; per ottenere tale risultato sono state assegnate delle rigidezze differenti ai controventi posti nei telai longitudinali, infatti la somma delle aree dei controventi posti nel *Telaio 1* (vd. Figura 3.18, controventi dal 19 al 42) è diversa, anche se in modo lieve, da quelli disposti nel *Telaio 4* (vd. Figura 3.18, controventi dal 43 al 66), in modo da bilanciare le rigidezze nei vari telai ed ottenere le rotazioni nulle richieste in fase di definizione dell’algoritmo. Tale risultato è particolarmente interessante per verificare la puntualità dell’algoritmo nell’individuare la soluzione richiesta, ma dal punto di vista ingegneristico può far emergere qualche perplessità circa l’effettiva necessità di imporre la nullità delle rotazioni e dunque il perfetto bilanciamento delle rigidezze su di una struttura esistente; tale problematica non è trattata in questa tesi ma è certamente di particolare rilievo.

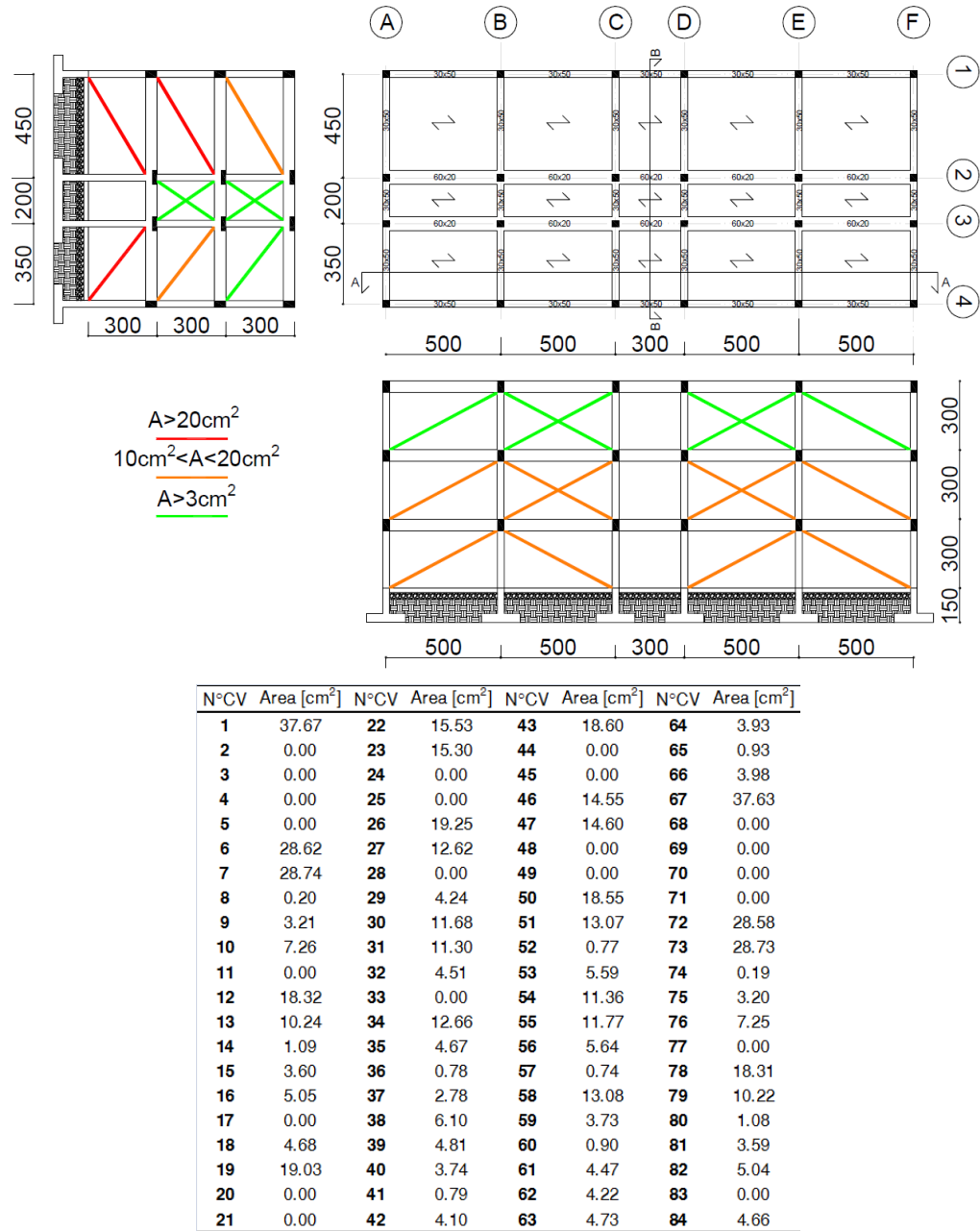


Figura 3.18: Risultati della procedura di ottimizzazione sul caso studio: Disposizione e dimensione dei controventi

Capitolo 4

Ottimizzazione di un sistema di controventi dissipativi

In questo capitolo viene definito il problema di ottimizzazione relativo alla progettazione di un sistema di controventi dissipativi per il controllo della prestazione strutturale.

Le variabili indipendenti del problema "dissipativo" vengono definite attraverso una procedura di linearizzazione equivalente che consente di mantenere l'impostazione generale del problema elastico lineare, la dissipazione di energia è dunque tenuta in conto attraverso una opportuna riduzione delle forze sismiche. Alle funzioni di vincolo sulla prestazione, precedentemente descritte, se ne aggiungono altre legate al controllo e al perfezionamento della soluzione attraverso l'utilizzo di principi legati alla progettazione in capacità. Il comportamento inelastico del telaio in c.a. viene considerato anch'esso attraverso una procedura di linearizzazione. L'algoritmo fornisce come soluzione la disposizione in pianta ed in elevazione e le caratteristiche ottimali sia delle rigidezze delle aste metalliche sia del legame forza-spostamento di ciascun dispositivo dissipativo.

Dal punto di vista ingegneristico, l'utilizzo della dissipazione si rende necessario poichè, nella progettazione di interventi di retrofit, spesso non è possibile raggiungere i livelli di prestazione desiderati adottando una strategia basata esclusivamente sull'irrigidimento della risposta strutturale, soprattutto

to per eventi con basse probabilità di occorrenza. Come già evidenziato in §1.1.2, la domanda in termini di taglio alla base potrebbe crescere eccessivamente e non risultare più compatibile con le capacità degli elementi strutturali del telaio da proteggere, comportando costosi e complicati interventi di rinforzo. Una strategia di protezione basata, oltre che sull'irrigidimento della risposta, anche sulla riduzione delle forze sismiche attraverso la dissipazione di energia, può risultare più vantaggiosa sia in termini di costi di intervento sia di soddisfacimento dei requisiti prestazionali.

4.1 Posizione del problema

L'obiettivo della procedura di ottimizzazione è definire le caratteristiche di ciascuna asta di controvento; nel caso di controventi elastici è necessario conoscere un unico parametro, la rigidezza dell'asta, mentre nel caso di controventi dissipativi bisogna definire anche le caratteristiche di dissipazione dell'asta stessa, che dipendono dal tipo di dissipatore utilizzato e dalla sua configurazione nelle maglie strutturali. Nel caso di dispositivi a comportamento viscoelastico è sufficiente conoscere, oltre alla rigidezza dell'asta, anche il coefficiente di smorzamento viscoso c_i di ciascun dispositivo, mentre nel caso di dissipatori a comportamento isteretico è necessario definire tutti i parametri utili alla definizione dell'intero legame, ad esempio, nell'ipotesi di adottare un modello elastoplastico incrudente bilineare, è necessario conoscere tre parametri per poterne individuare univocamente le caratteristiche (forza di snervamento $\mathbf{F}_y$, spostamento di snervamento $\mathbf{u}_y$ e tasso di incrudimento $\mathbf{r}$). Nella procedura qui presentata vengono utilizzati dissipatori di tipo isteretico ad instabilità impedita tipo BRB (Buckling Resistant Braces). Per determinarne le caratteristiche è necessario incrementare il numero delle variabili indipendenti del problema, vincolando opportunamente i valori di tali incognite per ottenere delle soluzioni ingegneristicamente ammissibili. Attraverso delle procedure di linearizzazione equivalente è stato possibile mantenere l'impostazione generale del problema elastico, con tutti i vantaggi che ciò comporta in termini di interpretazione dei risultati ed affidabilità della procedura.

Il nuovo problema di ottimizzazione è dunque posto rimuovendo le ipotesi di comportamento elastico del telaio e dei controventi, mentre l'azione sismica rimane modellata attraverso uno spettro di risposta, tenendo conto dei livelli di smorzamento raggiunti.

4.1.1 Termini noti

I termini noti necessari per l'utilizzo della procedura di ottimizzazione per controventi dissipativi sono i medesimi necessari per la procedura con controventi elastici esposta nel Capitolo 3 e riguardano la definizione della matrice di rigidezza $\mathbf{K}_0$, della matrice delle masse $\mathbf{M}_0$, dell'azione sismica di progetto e dei vettori relativi ai limiti prestazionali.

A differenza che nella procedura completamente elastica però, è stata rimossa l'ipotesi di comportamento elastico lineare del telaio da proteggere. È necessario dunque definire un modello di calcolo che tenga in conto la possibilità che alcuni elementi del telaio in c.a. possano plasticizzarsi. Fra i vari approcci possibili, si è scelto di eseguire una linearizzazione visco-elastica equivalente del comportamento elasto-plastico del telaio, in questo modo, per ciascun livello di spostamento richiesto, è possibile individuare una matrice di rigidezza $\mathbf{K}_{0eq}$ ed uno smorzamento viscoelastico equivalente ξ_{0eq} . Tale schematizzazione ha il vantaggio di consentire l'esecuzione di analisi elastiche lineari, mantenendo inalterato il procedimento di risoluzione esposto nel Capitolo 3, con evidenti vantaggi in termini di onerosità del calcolo ed interpretazione dei risultati; di contro, l'adozione di tale modello non consente un controllo ottimale dei meccanismi di collasso, delle domande di duttilità e della dissipazione di energia. Anche sulla base dell'analisi dei pro e contro di tale scelta, è stato condotto un ampio studio volto ad individuare le modalità di linearizzazione e le differenti tecniche disponibili per la scrittura della matrice $\mathbf{K}_{0eq}$.

Linearizzazione equivalente comportamento telaio

Il comportamento inelastico di un telaio in c.a. dipende dalle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità degli elementi strutturali, si lega inoltre al

particolare sistema di forze sismiche agenti sulla struttura. Considerando la complessità del problema, in questo studio sono state valutate tre possibili diverse procedure:

- Procedura Globale
- Procedura Tangente
- Procedura Locale

Procedura Globale

Questa procedura consente di valutare una matrice di rigidezza che tiene conto delle plasticizzazioni nel telaio, abbattendo le rigidezze degli elementi strutturali in modo globale, assegnato un determinato livello di spostamento. Conoscendo le sole caratteristiche geometriche della struttura e le resistenze dei materiali utilizzati, è possibile stimare la rotazione di snervamento attraverso formulazioni semplificate disponibili in letteratura [27] [41]:

$$\theta_y = 0.5\epsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad \text{Priestley (2000)} \quad (4.1)$$

$$\theta_y = \frac{\epsilon_y}{6} \left(\frac{h}{h_c \gamma_{rd}} + \frac{2l_b}{h_b} \right) \quad \text{Aschheim (2002)} \quad (4.2)$$

$$u_y = \theta_y h \quad (4.3)$$

Dove:

θ_y è la rotazione di snervamento, ϵ_y è la deformazione di snervamento dell'acciaio utilizzato per le armature, l_b è la lunghezza della trave del telaio considerato, h_b è l'altezza della trave, h_c è l'altezza del pilastro, h è l'altezza totale della struttura e γ_{rd} è il fattore di sovraresistenza del pilastro.

Considerando nota la rigidezza iniziale è possibile determinare il legame forza-spostamento semplificato della struttura come mostrato in Figura 4.1. Noto lo spostamento u_d a cui si desidera valutare la nuova matrice (e.g.,

lo spostamento in sommità dovuto al raggiungimento del drift di progetto richiesto alla procedura) è possibile abbattere la rigidezza degli elementi attraverso la domanda di duttilità μ nel seguente modo [27]:

$$\mu = \frac{u_d}{u_y} \quad (4.4)$$

$$EI_{eq} = \frac{EI}{\mu} \quad (4.5)$$

Abbattendo la rigidezza degli elementi del coefficiente (4.4) è possibile ottenere una matrice di rigidezza secante per il livello di spostamento desiderato. La procedura di linearizzazione si conclude attraverso la valutazione dell'energia dissipata e dello smorzamento viscoso equivalente associato:

$$E_d = 4(F_y u_d - F_u u_y) \quad (4.6)$$

$$\xi_{eq} = \gamma \times \frac{0.25}{\pi} \frac{E_d}{E_{el}} \quad (4.7)$$

Dove:

F_y è la forza di snervamento del telaio, F_u è la forza ultima nel telaio allo spostamento di progetto u_d , γ è un coefficiente riduttivo che tiene conto del degrado dovuto ad effetti ciclici, E_{el} è l'energia di deformazione elastica.

Tale approccio consente in maniera rapida e semplice di stimare la matrice di rigidezza secante della struttura senza eseguire analisi non-lineari, ha però il limite di abbattere le rigidezze negli elementi in modo globale senza alcun controllo sul meccanismo di collasso, a riguardo va opportunamente tenuto in conto che le formule (4.1) e (4.2) sono ottenute nell'ipotesi di un meccanismo trave debole-pilastro forte e, sostanzialmente, nell'ipotesi che siano applicati principi di progettazione in capacità così come imposto anche dai principali codici; ciò comporta che tali formulazioni conducano a delle ottime approssimazioni per la valutazione di edifici di nuova costruzione ma possono risultare poco accurate nel caso di edifici esistenti, in particolare

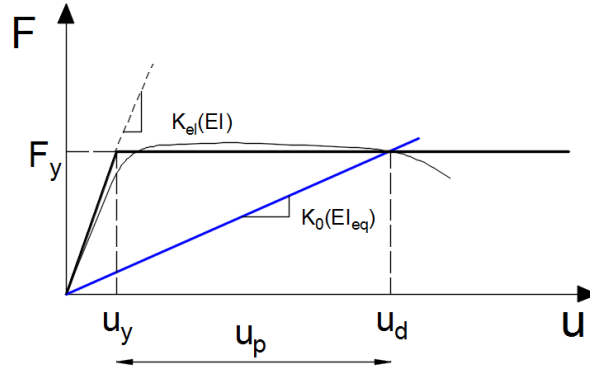


Figura 4.1: Determinazione della matrice di rigidezza equivalente $\mathbf{K}_0$ con metodo globale.

se in presenza di meccanismi di collasso di altro tipo. Avendo a disposizione un'analisi statica non-lineare sul telaio non-controventato, è possibile ottenere delle valutazioni che in parte risolvono i problemi di tale metodo.

Procedura Tangente

Nell'esecuzione di un'analisi statica non-lineare, viene calcolata la matrice di rigidezza della struttura per ciascun livello di spostamento, in particolare, la matrice che si ricava è la matrice di rigidezza tangente della struttura. É sempre possibile individuare uno step di calcolo in cui la matrice tangente ha la stessa "pendenza" della matrice secante, come rappresentato in via semplificata in Figura 4.2, formalmente la particolare matrice tangente ricercata è quella matrice tale che sia rispettata la (4.8).

$$F_d K_{tg}^{-1} = u_d \quad (4.8)$$

Dove:

F_d è il sistema di forze agente sulla struttura per il livello di spostamento desiderato, u_d è lo spostamento obiettivo.

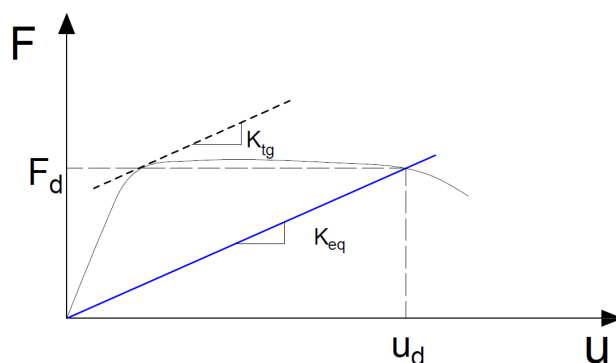


Figura 4.2: Determinazione della matrice di rigidezza equivalente $\mathbf{K}_0$ con metodo tangente.

La matrice K_{tg} può essere utilizzata come matrice secante e quindi come innesco della procedura di ottimizzazione, mentre lo smorzamento equivalente può essere valutato a partire dalla curva push-over con le (4.6) e (4.7). Questo metodo, rispetto al "globale", ha il vantaggio di consentire una parziale individuazione del meccanismo di collasso e conseguentemente, evita che la rigidezza sia abbattuta a tutti gli elementi strutturali. Ciononostante la matrice K_{tg} si riferisce ad un livello di spostamento (e dunque di danno) che non corrisponde allo spostamento di progetto u_d e ciò comporta possibili errori nella valutazione.

Procedura Locale

Per ovviare alle problematiche emerse attraverso l'utilizzo dei due precedenti metodi si è deciso di svilupparne un terzo, più completo, che consente di valutare la rigidezza a livello locale, ossia elemento per elemento. Attraverso un'analisi statica non-lineare è possibile conoscere le caratteristiche del legame momento-rotazione di ciascuna cerniera plastica definita, in tal modo, per il livello di spostamento richiesto, è possibile conoscere la domanda di duttilità su ciascun elemento e valutare il coefficiente riduttivo delle rigidezze, non più a livello globale ma a livello locale:

$$\kappa_i = \frac{\delta_{di}}{\delta_{yi}} \quad (4.9)$$

$$EI_{eqi} = \frac{EI_i}{\kappa_i} \quad (4.10)$$

Dove:

κ_i è il coefficiente riduttivo a livello di elemento, δ_{yi} è lo spostamento di snervamento dell'elemento, δ_{di} è lo spostamento di elemento in corrispondenza dello spostamento massimo globale u_d ed EI_{eqi} è la rigidezza flessionale abbattuta dell'elemento i -esimo.

4.1.2 Variabili indipendenti

Nel caso di problema dissipativo le variabili indipendenti devono descrivere le caratteristiche delle aste metalliche e dei dispositivi dissipativi, sulla base dello schema di calcolo adottato; tali variabili devono essere espresse in modo tale che possano essere utilizzate per assemblare la matrice di rigidezza del problema, analogamente a quanto effettuato attraverso la (3.17) per il problema elastico.

Facendo riferimento allo schema di Figura 4.3a, l'asta di controvento è costituita da un elemento in acciaio posto in serie ad un dissipatore di lunghezza L_d . Si ipotizza che il comportamento di tale dispositivo sia di tipo isteretico ad instabilità impedita, il cui comportamento monotonicamente è modellato attraverso un legame bilineare con incrudimento.

Data una struttura con n controventi, le caratteristiche di questi ultimi possono essere racchiuse all'interno dei seguenti vettori:

$$\boldsymbol{\alpha}_K[n \times 1] = [\alpha_{K1} \quad \alpha_{K2} \quad \dots \quad \alpha_{Ki} \quad \dots \quad \alpha_{Kn}] \quad (4.11)$$

$$\mathbf{F}_y^D[n \times 1] = [F_{y1}^D \quad F_{y2}^D \quad \dots \quad F_{yi}^D \quad \dots \quad F_{yn}^D] \quad (4.12)$$

$$\mathbf{u}_y^D[n \times 1] = [u_{y1}^D \quad F_{y2}^D \quad \dots \quad u_{yi}^D \quad \dots \quad u_{yn}^D] \quad (4.13)$$

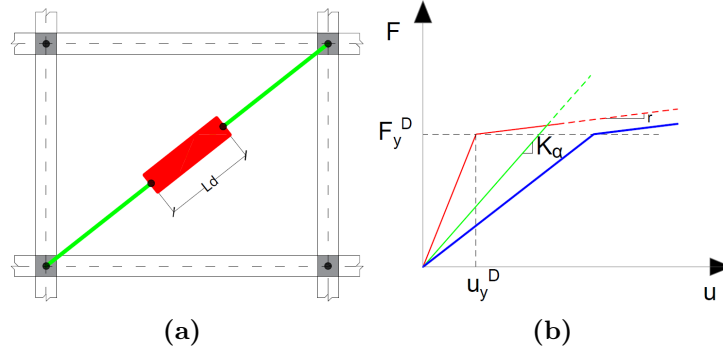


Figura 4.3: Schematizzazione controvento dissipativo: (a) Disposizione in serie asta e dissipatore, (b) Curva scheletro del sistema asta-dissipatore.

Dove:

α_K è il vettore la cui i -esima componente rappresenta il moltiplicatore dell'area del controvento i -esimo,

F_y^D è il vettore la cui i -esima componente rappresenta la forza di snervamento del dissipatore i -esimo,

u_y^D è il vettore la cui i -esima componente rappresenta lo spostamento di snervamento del dissipatore i -esimo.

Il rapporto di incrudimento r è considerato come un parametro fisso, uguale per ciascun dispositivo e dunque non viene modellato come una variabile del problema.

Il legame costitutivo di Figura 4.4 dell' i -esimo dissipatore può essere dunque ottenuto nel seguente modo:

$$F_{yi}^A = \alpha_{Ki} \times A_i^{Rif} \sigma_{yd} \quad (4.14)$$

$$\eta_i = \frac{F_{yi}^D}{F_{yi}^A} \quad (4.15)$$

$$u_{yi}^{TOT} = u_{yi}^D + \eta_i u_{yi}^A \quad (4.16)$$

$$F_{ui}^D = F_{yi}^D + r(u_{ui}^D - u_{yi}^D) \quad (4.17)$$

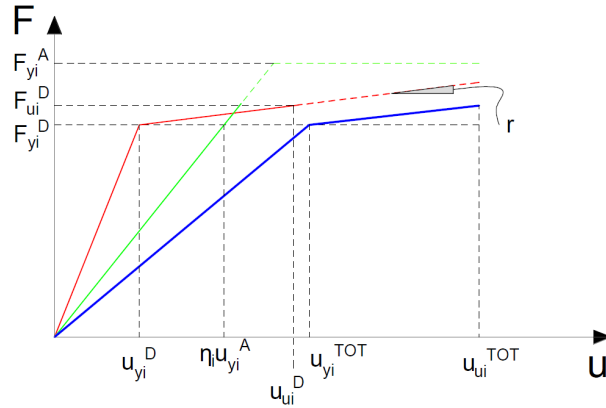


Figura 4.4: Legame costitutivo dell'i-esima asta di controvento

Dove:

σ_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio utilizzato per l'asta di controvento,

u_{ui}^D è lo spostamento ultimo dell'i-esimo dissipatore,

r è il tasso di incrudimento del dissipatore.

Linearizzazione equivalente comportamento dissipatore

Attraverso le (4.14), (4.15), (4.16), (4.17) è stato definito per intero il legame costitutivo del sistema asta-dissipatore descritto in Figura 4.3b. Per poter utilizzare analisi elastiche lineari è necessario che, attraverso tali variabili, si possano esprimere rigidezza ed energia dissipata per ogni singolo dispositivo. Le espressioni da utilizzare per il calcolo di tali grandezze equivalenti, dipendono dal livello deformativo raggiunto dal sistema asta-dissipatore:

1. lo spostamento u_{ui} è inferiore allo spostamento di snervamento u_y^{TOT} , l'asta è in campo elastico (vd. Figura 4.5a). Non c'è dissipazione di energia e la sua rigidezza sarà pari a quella dell'asta e del dissipatore posti in serie:

$$K_i^A = \frac{EA_i}{L_{1i}} \quad (4.18)$$

$$K_i^D = \frac{F_{yi}^D}{u_{yi}^D} \quad (4.19)$$

$$K_i = \frac{K_i^A K_i^D}{K_i^A + K_i^D} \quad (4.20)$$

$$E_{di} = 0 \quad (4.21)$$

Dove E è il modulo elastico dell'acciaio ed A_i è l'area dell'elemento in acciaio pari a $\alpha_{Ki} \times A_i^{Rif}$.

2. Nel caso lo spostamento totale dell'asta sia maggiore dello spostamento totale di snervamento (vd. Figura 4.5b) l'asta è in campo inelastico, viene valutata la rigidezza secante del dissipatore ed anche l'energia dissipata dal singolo elemento, attraverso la quale sarà possibile valutare lo smorzamento viscoso equivalente globale:

$$K_i^A = \frac{EA_i}{L_{1i}} \quad (4.22)$$

$$K_i^D = \frac{F_{yi}^D}{u_{ui} - \eta_i u_{yi}^A} \quad (4.23)$$

$$K_i = \frac{K_i^A K_i^D}{K_i^A + K_i^D} \quad (4.24)$$

$$E_{di} \neq 0 \quad (4.25)$$

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\sum_{i=1}^n E_{di}}{E_p} \quad (4.26)$$

I valori delle rigidezze secanti di ciascuna asta consentono di specializzare le matrici di influenza (3.16) al caso di controventi dissipativi, e tramite queste

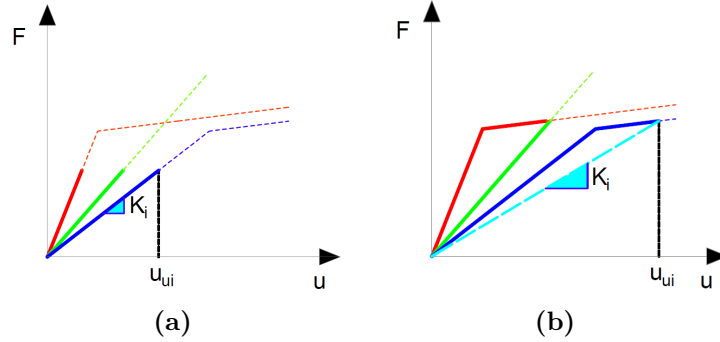


Figura 4.5: Linearizzazione equivalente sistema asta-dissipatore: **a)** asta in campo elastico, **b)** asta in campo inelastico.

ultime, assemblare la matrice di rigidezza globale della struttura; in parallelo è possibile calcolare anche lo smorzamento viscoso equivalente globale.

$$\Delta \mathbf{K}_i(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \quad (4.27)$$

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_0 + \sum_{i=1}^n \Delta \mathbf{K}_i \quad (4.28)$$

Le matrici di influenza (4.27) hanno caratteristiche analoghe alle (3.16) definite per il problema elastico e consentono il controllo sia dimensionale sia topologico della progettazione del sistema di controventi. A differenza che nel caso elastico però, la matrice di rigidezza (4.28) non può essere espressa come una combinazione lineare delle variabili (4.14), (4.15), (4.16) a causa delle non-linearità insite nel comportamento dei dissipatori. In ultimo è possibile calcolare anche lo smorzamento viscoso equivalente globale, considerando sia il contributo dei dispositivi dissipatori che del telaio:

$$\xi_{eq} = \xi_V + \frac{1}{4\pi} \frac{\sum_{i=1}^n E_{di} + \gamma E_0}{E_{el}^T} \quad (4.29)$$

Dove:

E_0 è l'energia dissipata dal telaio per lo spostamento desiderato, E_{el}^T è l'energia elastica totale associata al taglio alla base per lo spostamento di progetto e ξ_V è lo smorzamento viscoso.

4.1.3 Funzioni di Vincolo

Vincoli su grandezze dipendenti dagli spostamenti

Le funzioni di vincolo della procedura con dissipazione possono essere definite in modo del tutto analogo a quanto fatto per la procedura in campo elastico, cioè attraverso il campo di spostamenti della struttura espresso attraverso le variabili indipendenti:

$$\mathbf{u}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}^{-1}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \mathbf{f} \quad (4.30)$$

A partire dalla (4.30) è possibile definire le funzioni di vincolo esattamente come fatto per il problema elastico.

Capacity Design

Nella progettazione di sistemi di controventi dissipativi, la prestazione strutturale ottenuta non può essere descritta esclusivamente dai valori assunti dai parametri ingegneristici, essa è infatti legata anche ad altri fattori quali, ad esempio, il rispetto dei principi della progettazione in capacità fra telaio e controventi. Un comportamento ottimale dell'insieme telaio controventi necessita che la dissipazione di energia di questi ultimi si inneschi prima che la struttura manifesti importanti danneggiamenti, in tal modo la gran parte dell'energia dissipata sarà affidata ai controventi e si raggiungerà un più alto livello di protezione per il telaio. Questo aspetto è particolarmente importante per il controllo della prestazione in caso di eventi sismici frequenti per cui, abitualmente, è richiesto che la struttura manifesti solo lievi danneggiamenti.

Per ottenere questo tipo di prestazione è stato formalizzato una funzione di vincolo apposita, tale da garantire la gerarchia di plasticizzazione fra i dispositivi dissipatori ed il telaio in c.a.

Data una maglia strutturale di un telaio dotata di un controvento diagonale concentrico in acciaio, in cui u_a è lo spostamento dell'asta lungo il suo asse, mentre u_f è lo spostamento del telaio lungo la direzione dell'azione sismica, come mostrato in Figura 4.7, nell'ipotesi di comportamento shear-type, è possibile definire il rapporto fra lo spostamento di sner-

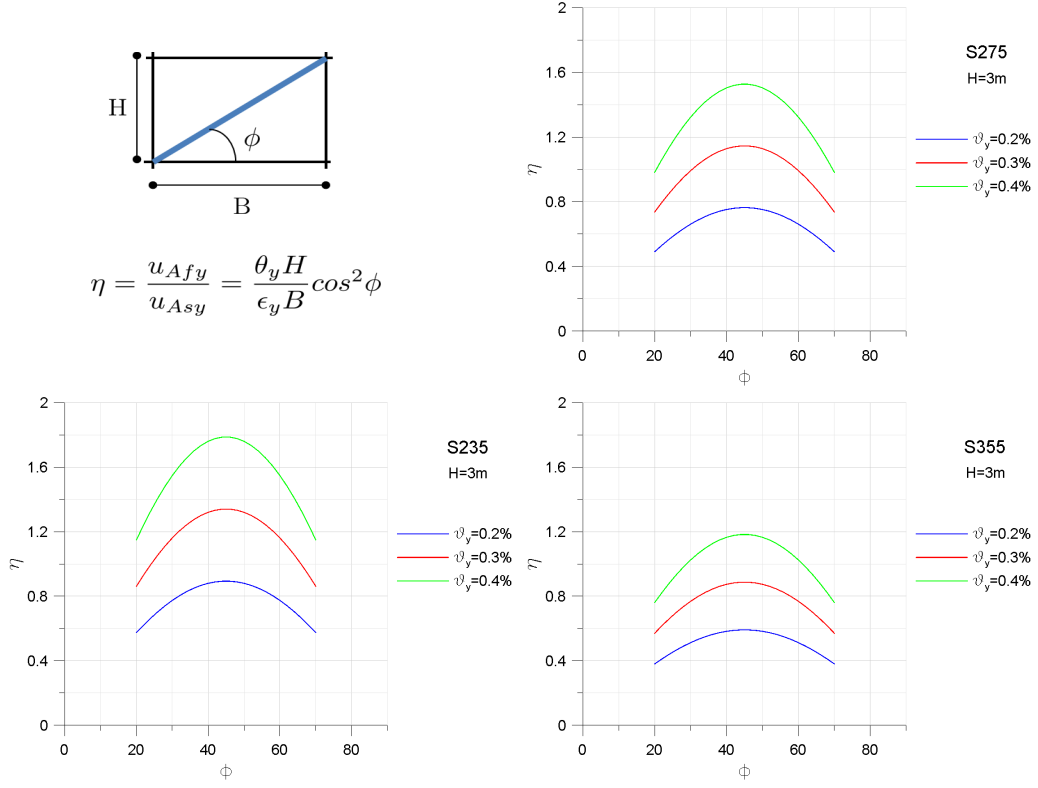


Figura 4.6: Valore del parametro η al variare dell'angolo di inclinazione del controvento, della rotazione di snervamento e per diversi materiali

vamento del telaio e lo spostamento di snervamento dell'asta nel seguente modo:

$$\eta = \frac{u_{Afy}}{u_{Asy}} = \frac{\theta_y H}{\epsilon_y B} \cos^2(\phi) \quad (4.31)$$

Dove:

θ_y è la rotazione di snervamento valutata con la (4.1), H e B sono le dimensioni del telaio considerato, ϕ è l'angolo che forma con la direzione orizzontale il controvento, mentre ϵ_y è la deformazione di snervamento dell'asta di acciaio considerata.

Attraverso il parametro (4.31) è possibile valutare il massimo valore che può assumere la forza di snervamento di un dispositivo elasto-plastico, inserito in serie all'asta in acciaio, in modo da garantire una corretta sequenza

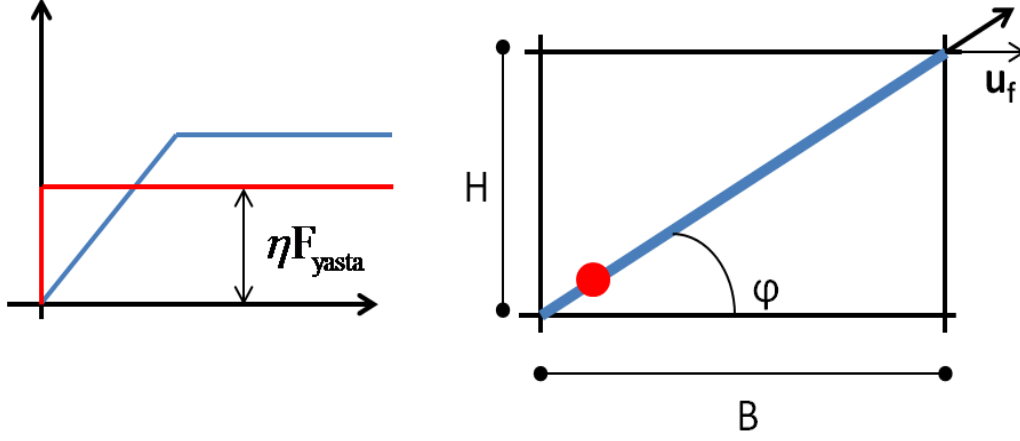


Figura 4.7: Schematizzazione del comportamento rigido-plastico del dissipatore

di plasticizzazione. In un caso di dispositivo rigido plastico basterà garantire che:

$$F_y^D \leq \eta F_y^A \quad (4.32)$$

Nel caso, più reale, di dispositivo elasto-plastico, sarà necessario considerare anche la deformabilità di quest'ultimo e la formulazione (4.31) va opportunamente modificata:

$$\eta_{EP} = \frac{u_{Afy}}{u_{Asy}} = \frac{\theta_y H \cos(\phi)}{\epsilon_y L_a + u_{yd}} \quad (4.33)$$

$$F_y \leq \eta_{EP} F_y^A \quad (4.34)$$

Dove:

L_a è la lunghezza dell'asta, mentre u_{yd} è lo spostamento di snervamento del dispositivo.

In entrambi i casi esposti, il set di vincoli attraverso i quali viene garantita la corretta sequenza di plasticizzazione potrà essere espresso nel seguente modo:

$$\mathbf{h}_c = \mathbf{F}_y^D - \eta \mathbf{F}_y^A \quad (4.35)$$

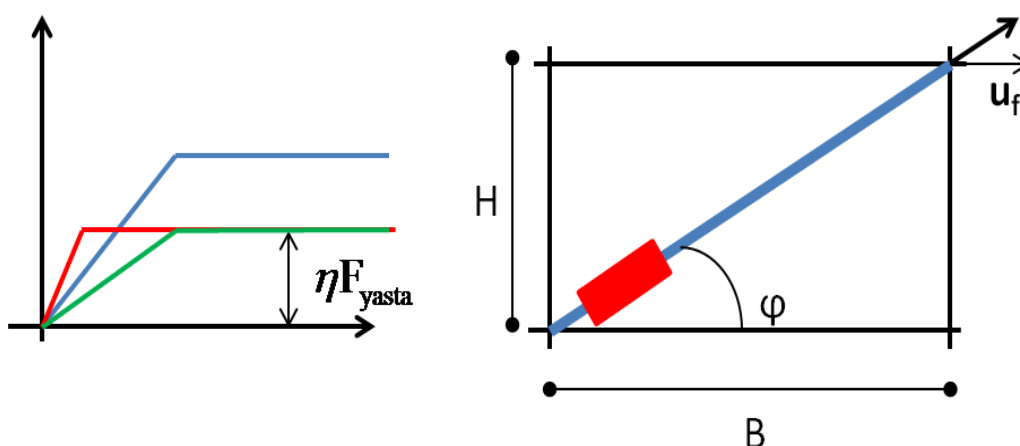


Figura 4.8: Schematizzazione del comportamento elasto-plastico del dissipatore

In Figura 4.6 sono rappresentati i valori del coefficiente η ottenuti al variare delle inclinazioni del controvento, della rotazione di snervamento del telaio e per differenti tipologie di acciaio. Si osserva come la plasticizzazione del telaio possa avvenire in anticipo rispetto allo snervamento dell'asta soprattutto nel caso di rotazioni di snervamento molto piccole, ovvero in presenza di acciai particolarmente deboli delle armature o luci delle travi particolarmente limitate. L'utilizzo del parametro η è particolarmente importante anche in quelle condizioni per cui esso risulta essere maggiore dell'unità attraverso la (4.31) o la (4.33). Introducendo in procedura dei valori opportunamente ridotti di η è infatti possibile decidere quanto anticipare l'innesco dei controventi rispetto allo snervamento del telaio e dunque ottenere un maggiore controllo sulla progettazione, ad esempio, così come anticipato, è possibile favorire la plasticizzazione dei dissipatori anche per bassi livelli di azione sismica ed ottenere prestazioni superiori per gli stati limite di esercizio. Va inoltre sottolineato che lo schema adottato per la valutazione dei valori limite di η è semplificato e non tiene conto di numerosi aspetti ed incertezze, descrivibili invece attraverso modelli più complessi e prossimi alla realtà che consentono dunque una completa rappresentazione delle sequenze di plasticizzazione.

4.1.4 Definizione del problema di ottimizzazione

Il problema di ottimizzazione definito in 3.1 può essere adesso specializzato al caso in esame nel seguente modo:

$$\begin{array}{ll}
 \text{F.O.} & \min \quad \mathbf{f}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \gamma_a \times \mathbf{V}_{acc} \\
 \\
 \text{Vincoli} & \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}_u(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \\ \mathbf{h}_s(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \\ \mathbf{h}_a(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \\ \mathbf{h}_c(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \end{array} \right. \quad (4.36)
 \end{array}$$

4.2 Esempio di calcolo su un caso studio

In modo da verificare le potenzialità e l'efficacia della procedura di ottimizzazione appena definita, viene proposto un esempio di calcolo sulla struttura proposta nel Capitolo 3 come caso studio. In aggiunta ai risultati delle analisi lineari, in modo da validare la bontà delle procedure di linearizzazione, sono state eseguite anche delle analisi statiche non-lineari di confronto.

La matrice di rigidezza $\mathbf{K}_0$ è stata valutata con l'approccio locale presentato nel paragrafo §4.1.1.

Azione e prestazione

I livelli di azione e prestazione sono i medesimi utilizzati nell'esempio del Capitolo 3, è richiesto alla struttura controventata di avere un drift minore dello 0.4% per un'azione sismica con una probabilità di occorrenza del 10% in 50 anni. Le equazioni vincolari possono dunque essere espresse attraverso le 4.39 e 4.40.

$$\mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}} [3 \times 1] = \begin{bmatrix} 0.004 & 0.004 & 0.004 \end{bmatrix}^T \quad (4.37)$$

$$\mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}} [3 \times 1] = \begin{bmatrix} 0.004 & 0.004 & 0.004 \end{bmatrix}^T \quad (4.38)$$

$$\mathbf{h}_{Drx}(\alpha_K, \mathbf{F}_y, \mathbf{u}_y) [3 \times 1] = \begin{bmatrix} \frac{u_{x1}}{h_1} & \frac{u_{x2} - u_{x2}}{h_2} & \frac{u_{x3} - u_{x2}}{h_3} \end{bmatrix} - \mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}} \quad (4.39)$$

$$\mathbf{h}_{Dry}(\alpha_K, \mathbf{F}_y, \mathbf{u}_y) [3 \times 1] = \begin{bmatrix} \frac{u_{y1}}{h_1} & \frac{u_{y2} - u_{y2}}{h_2} & \frac{u_{y3} - u_{y2}}{h_3} \end{bmatrix} - \mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}} \quad (4.40)$$

Problema di ottimizzazione

Il problema di ottimizzazione può dunque essere posto nel seguente modo:

$$\begin{array}{ll} \text{F.O.} & \min \quad \mathbf{f}(\alpha_K, \mathbf{F}_y, \mathbf{u}_y) = \sum_{i=1}^{84} \alpha_{Ki} L_i A_i^{\text{Rif}} \\ \text{Vincoli} & \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}_u(\alpha_K, \mathbf{F}_y, \mathbf{u}_y) = \begin{bmatrix} \mathbf{Dr}_x^{\text{Lim}} \\ \mathbf{Dr}_y^{\text{Lim}} \end{bmatrix} \leq 0 \\ \mathbf{h}_c(\alpha_K, \mathbf{F}_y, \mathbf{u}_y) = \boldsymbol{\eta}_i \leq 1 \end{array} \right. \end{array} \quad (4.41)$$

Risultati procedura

In Figura 4.13 è mostrata la configurazione dei controventi soluzione del problema di ottimizzazione e sono elencati i singoli valori delle variabili indipendenti. I risultati ottenuti evidenziano l'efficacia della procedura nell'individuazione di una configurazione ottimale anche dal punto di vista topologico, nel telaio trasversale i controventi si posizionano per lo più nella maglia strutturale con luce maggiore, dove la loro incidenza sulla matrice di rigidezza è superiore. In direzione longitudinale la disposizione dei controventi è pressochè regolare ed a rigidezza decrescente con l'elevazione. Si osserva inoltre come l'algoritmo confermi come soluzione ottimale quella individuata dalla soluzione elastica a controventi diagonali, scartando (ponendoli ad area nulla) i controventi posizionati per formare le croci di S.Andrea ed utilizzati come configurazione iniziale.

La risposta della struttura ottenuta attraverso analisi lineari è rappresentata in Figura 4.9. Il profilo di drift ottenuto è quello desiderato ma, rispetto al caso elastico, attraverso la dissipazione di energia si ottiene una significativa riduzione dell'accelerazione trasmessa alla struttura come mostrato in Figura 4.9a. In particolare in questo caso per la direzione trasversale X si è passati da un periodo $T_{x0} = 0.81s$ ad un periodo della struttura controventata $T_{xCV} = 0.45s$, mentre per la direzione longitudinale Y si aveva un periodo $T_{y0} = 0.69s$ che si riduce a $T_{yCV} = 0.42s$ in seguito all'intervento. Lo smorzamento lineare equivalente dovuto all'energia dissipata per isteresi in direzione X è pari a $\xi_x = 13.82\%$, mentre in direzione Y è pari a $\xi_y = 11.91\%$.

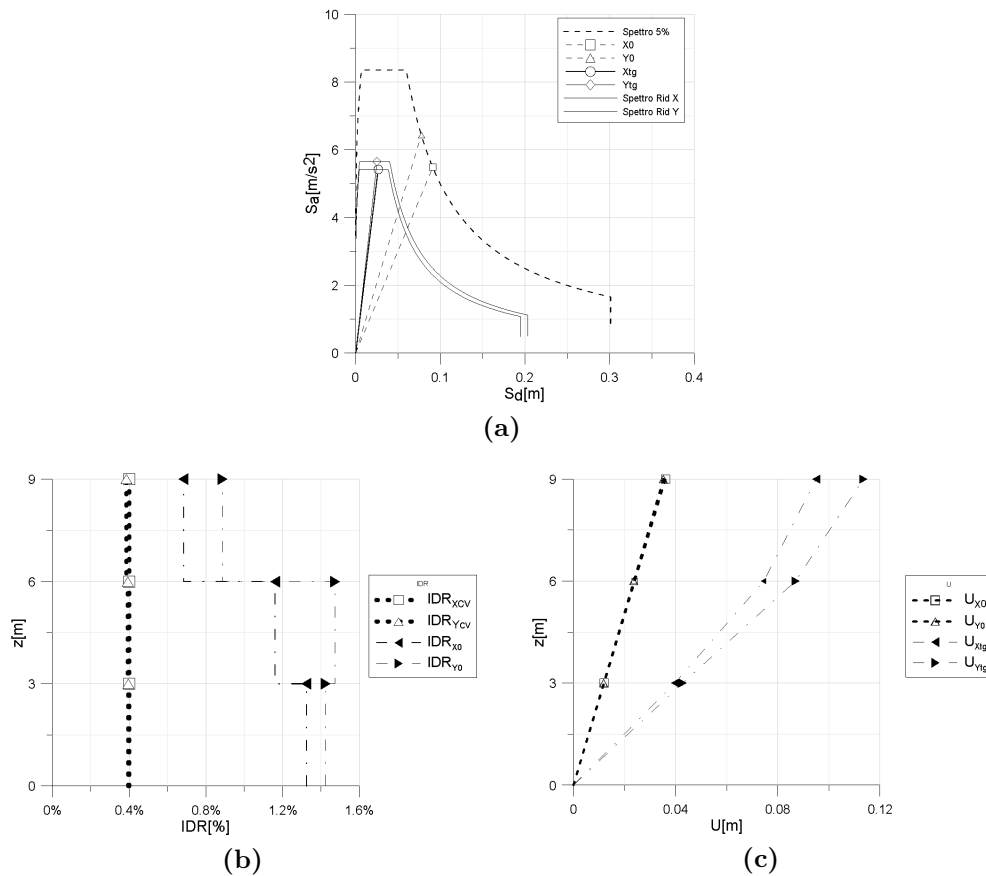


Figura 4.9: Risultati della procedura di ottimizzazione sul caso studio con confronto fra situazione pre e post-intervento: (a) Risposta spettrale; (b) Drift interpiano; (c) spostamenti di piano

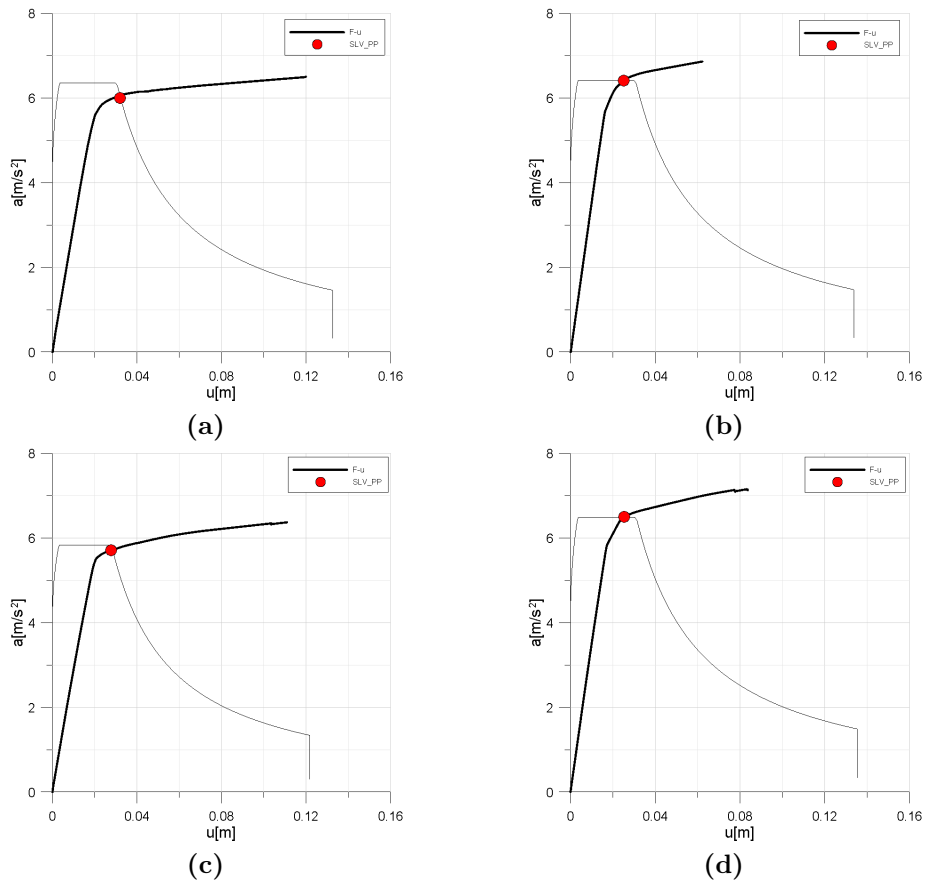


Figura 4.10: Curve Push-over e Performance point della struttura controventata per diverse distribuzioni di forze: (a) Forze proporzionali al 1° modo di vibrare dir. X; (b) Forze proporzionali alle masse dir. Y; (c) Forze proporzionali al 2° modo di vibrare dir. Y; (d) Forze proporzionali alle masse dir. Y

Confrontando i volumi di acciaio necessari al raggiungimento delle prestazioni desiderate con controventi elastici e con controventi dissipativi mostrati in Figura 4.12a, si osserva come le differenze non siano particolarmente accentuate.

Sono state eseguite delle analisi non-lineari push-over con l'obiettivo di verificare la capacità predittiva della risposta in campo inelastico della procedura ottenuta attraverso le procedure di linearizzazione e l'adozione dei principi di capacity design. Le analisi sono state eseguite considerando, per entrambe le direzioni principali della struttura, sia un profilo di spinta pro-

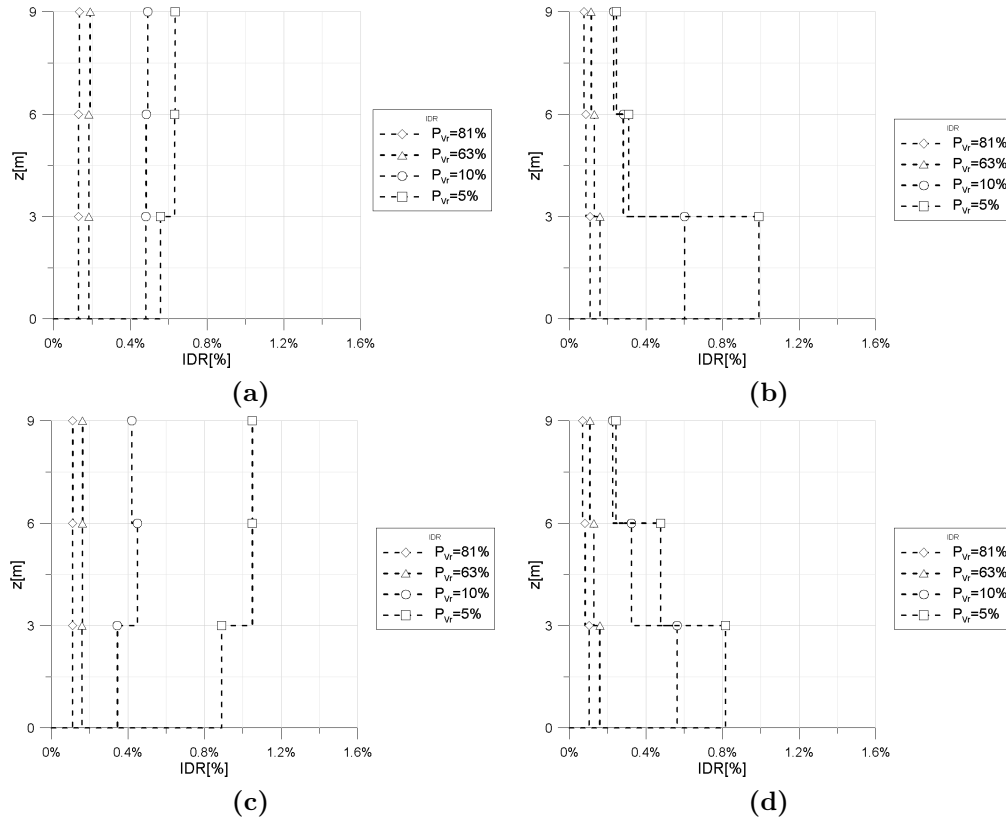


Figura 4.11: Drift interpiano per la struttura controventata, ottenuti attraverso l'analisi push-over: (a) Forze proporzionali al 1° modo di vibrare dir. X; (b) Forze proporzionali alle masse dir. Y; (c) Forze proporzionali al 2° modo di vibrare dir. Y; (d) Forze proporzionali alle masse dir. Y

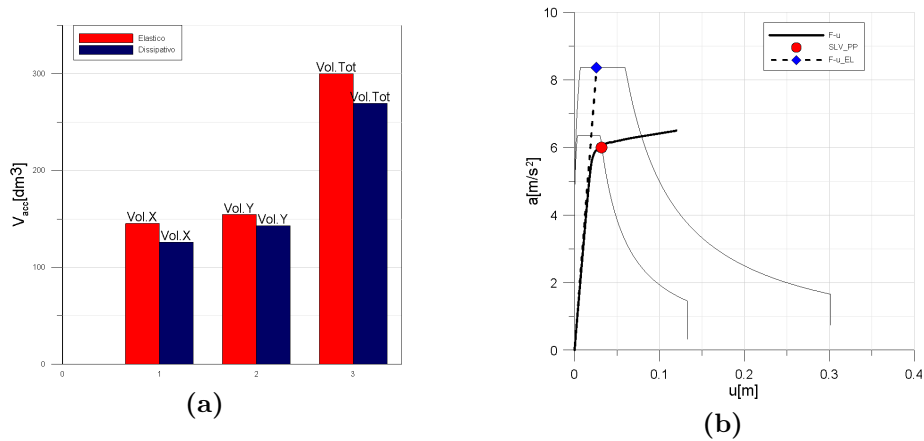


Figura 4.12: Confronto fra soluzione elastica e dissipativa: (a) volumi di acciaio ottenuti con le due soluzioni; (b) curve di capacità.

porzionale al primo modo di vibrare, sia un profilo di spinta proporzionale alla distribuzione delle masse sugli impalcati. La valutazione del punto prestazionale per i casi presi in esame è rappresentata in Figura 4.10.

In Figura 4.11 sono mostrati i profili dei drift ottenuti dalle analisi push-over e valutati per diversi livelli di azione (non solo $P_{Vr} = 10\%$). Si osserva come nel caso di profilo di spinta di tipo modale (Figura 4.11a e 4.11c) la struttura controventata manifesti una risposta regolare in elevazione con un profilo di drift pressochè costante per tutti i livelli di azione, mentre nel caso di profilo di spinta proporzionale alle masse insorge un meccanismo di piano debole che comunque, in seguito alla riduzione del drift ottenuta, non conduce al collasso della struttura. Questi risultati appaiono coerenti con l'impostazione della procedura, in cui viene utilizzato un profilo di forze proporzionale al primo modo di vibrare. Soddisfacente è anche la stima del valore del drift ottenuto che, per l'azione di progetto con $P_{Vr} = 10\%$, è prossimo allo 0.4% desiderato.

In Figura 4.12b si vede come la rigidità iniziale nei due casi sia abbastanza simile ma nel caso dissipativo l'ingresso in campo inelastico consente la dissipazione di energia, seppur minima. Ciò farebbe pensare che la soluzione dissipativa non comporti nessun vantaggio economico, in realtà la necessità di adottare i controventi dissipativi si giustifica in più modi. Innanzitutto la risposta della struttura "elastica" mostrata in Figura 4.12b non è realizzabile in quanto sia la struttura che i controventi, per quel livello di spostamenti, hanno manifestato già escursioni in campo plastico, seppure piccole. Inoltre, anche qualora fosse possibile mantenere in campo elastico sia struttura che controventi, è assolutamente evidente come una soluzione con riduzione delle accelerazioni trasmesse alla struttura sia più efficiente, in tal senso la valutazione dei costi sulla sola base del peso di acciaio necessario può risultare fuorviante o quantomeno limitante nella valutazione della bontà della soluzione progettuale e dunque emerge la necessità di utilizzare funzioni obiettivo più complesse, ed in grado di considerare i differenti aspetti e le differenti voci di costo dell'intervento. Va inoltre aggiunto che, nell'esempio proposto, è stato richiesto un drift pari allo 0.4%, valore ottimale per un confronto realistico con la soluzione ela-

stica, ma che non consente di sfruttare a pieno le capacità dissipative dei dispositivi.

4.3 Confronti con altre metodologie di progettazione

La procedura di ottimizzazione presentata in questo lavoro può essere confrontata con altre procedure presenti in letteratura e che sono state sinteticamente descritte nel §1.2. Fra i tanti disponibili, si è scelto di adottare il metodo proposto da Ciampi et al. [16] ed il metodo proposto da Vulcano e Mazza [12]. Il primo ha particolare rilievo poichè è uno dei primi metodi di ottimizzazione proposti e, fra questi, appare come di più immediato utilizzo grazie alla possibilità di individuare la soluzione attraverso degli appositi spettri di progetto; il secondo è invece, fra i più semplici metodi di progetto, quello di più facile comprensione e, anche qui, di più immediato utilizzo, viste l'intuitività delle ipotesi e delle procedure di calcolo.

I metodi selezionati, a differenza di quello proposto in questa tesi, per quanto estendibili a casi tridimensionali, nascono per essere utilizzati su strutture bidimensionali, per questo motivo si è scelto di eseguire questi confronti su di un semplice telaio bidimensionale ed in particolare sul telaio sismo-resistente del lato corto (direzione Y-Y) della struttura adottata come caso studio e descritta in §3.3.1.

Per entrambi questi metodi il parametro di controllo è lo spostamento massimo della struttura, in questo caso si è scelto di individuare una soluzione tale da ottenere uno spostamento massimo di 9cm , correlabile ad un drift costante pari all'1%.

In Figura 4.14 sono illustrate le soluzioni ottenute con i due metodi di letteratura, a partire dalla curva push-over della struttura esistente. I risultati ottenuti sono molto simili fra loro anche se il metodo di Ciampi individua una soluzione univoca al problema mentre il metodo di Vulcano consente di ottenere differenti soluzioni progettuali per ottenere la medesima prestazione; ciò perchè nel primo caso la soluzione calcolata deriva dall'utilizzo di un

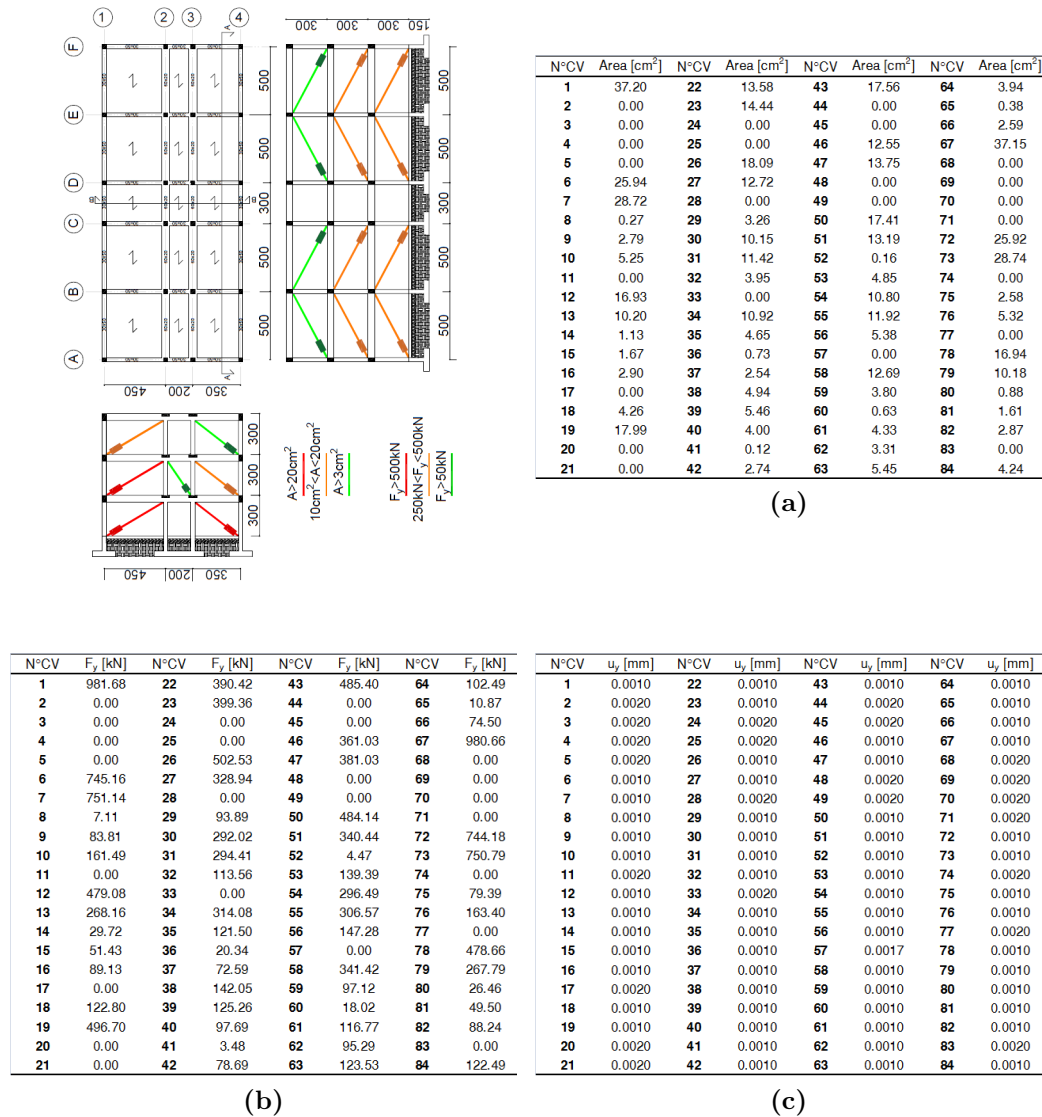


Figura 4.13: Disposizione dei controventi e valori delle variabili indipendenti ottenuti con la procedura di ottimizzazione sul caso studio: (a) Aree dei profili in acciaio; (b) Forza di snervamento dei dissipatori; (c) spostamento di snervamento dei dissipatori

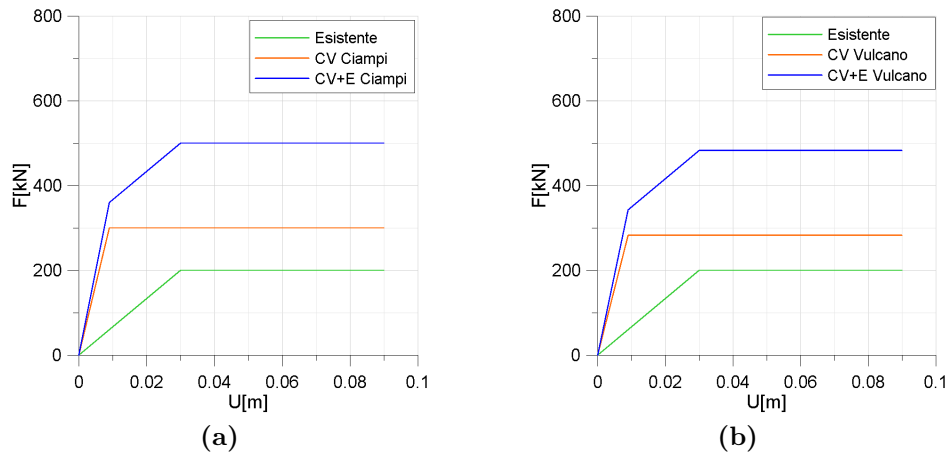


Figura 4.14: Curve forza spostamento ottenute con diversi metodi di progettazione: (a) metodo Ciampi; (b) metodo Vulcano.

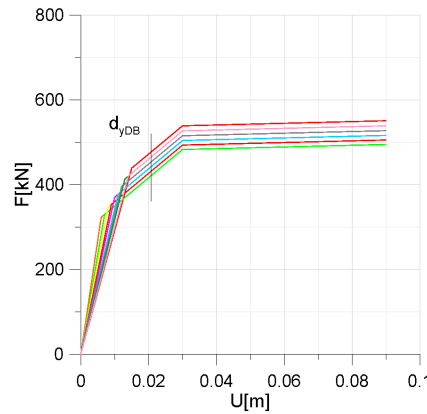


Figura 4.15: Metodo di Vulcano: confronto fra soluzioni al variare di d_{yDB}

criterio di ottimizzazione (in questo caso basato sulla massimizzazione dell'energia dissipata rispetto all'energia in ingresso), mentre nel secondo manca un criterio di selezione della soluzione ottimale. Per ovviare a ciò è stata condotta un'analisi parametrica finalizzata alla valutazione della soluzione ottimale anche con il metodo di Vulcano, facendo variare uno dei parametri liberi della progettazione e cioè lo spostamento di snervamento del sistema di controventamento d_{yDB} ; i risultati sono illustrati in Figura 4.15 e si osserva come soluzioni analoghe a quelle ottenute col metodo di Ciampi e con uno spostamento di snervamento inferiore a $0.01m$ siano effettivamente ottimali, almeno in termini di riduzione del taglio alla base, e per tale motivo si è scel-

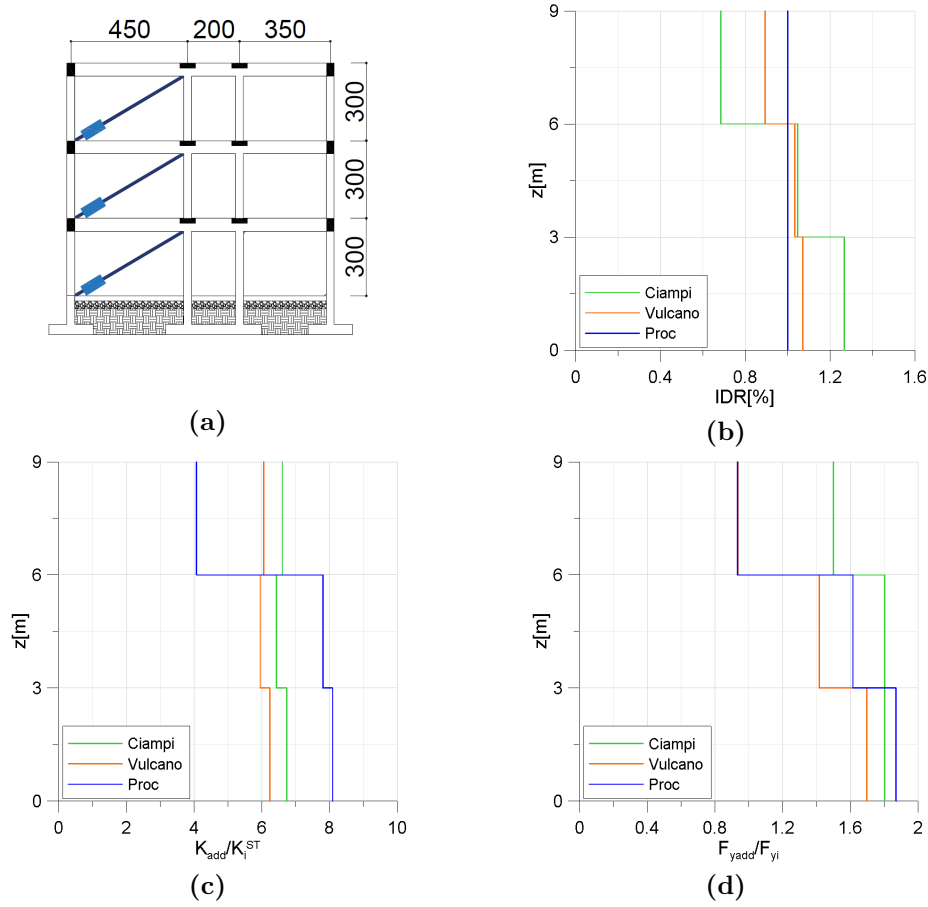


Figura 4.16: Confronto risultati metodi di progettazione: (a) disposizione dei controventi adottata; (b) drift interpiano ottenuti con un'analisi dinamica modale; (c) distribuzione in elevazione delle rigidezze dei controventi; (d) distribuzione in elevazione delle forze di snervamento dei dispositivi.

to, fra le varie soluzioni possibili, un sistema di controventamento analogo a quello ottenuto con il metodo di Ciampi e con le seguenti caratteristiche:

$$F_y = 300kN$$

$$u_y = 0.009m$$

Una volta individuata la soluzione del sistema ad 1 g.d.l. è necessario valutare la distribuzione in elevazione delle caratteristiche delle aste di controvento. I metodi di letteratura proposti, basandosi sull'ipotesi di telaio shear-type, non suggeriscono metodi per disporre i controventi in pianta, in

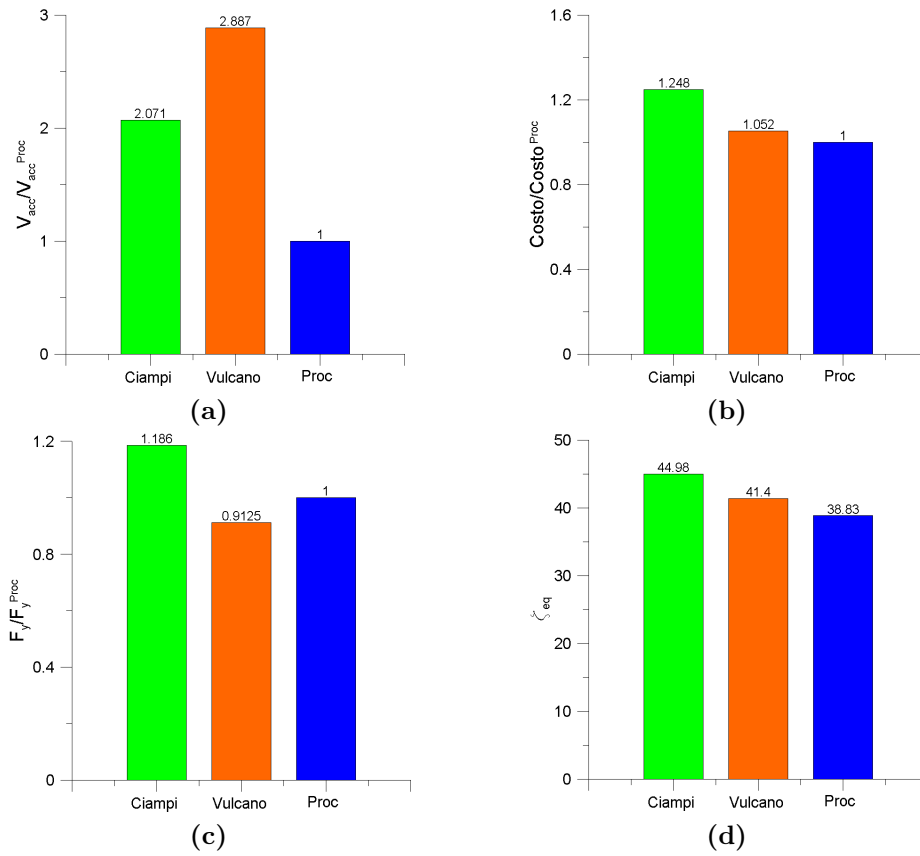


Figura 4.17: Confronto risultati metodi di progettazione: (a) volume di acciaio aggiunto; (b) costo totale intervento; (c) forza di snervamento totale dispositivi; (d) smorzamento viscoso equivalente.

questo caso si è dunque scelto di adottare lo schema di Figura 4.16a, con i controventi disposti nella sola campata lunga, in modo da minimizzare gli effetti di rocking e dunque gli errori dovuti alla modellazione shear type.

Il metodo di Ciampi suggerisce di distribuire rigidezza e forza di snervamento sulla base della distribuzione di rigidezza e resistenza della struttura esistente, mentre Vulcano suggerisce di distribuire tali caratteristiche in funzione della prima forma modale. I risultati ottenuti con questi metodi sono messi a confronto con quanto fornito dalla procedura di ottimizzazione oggetto di questa tesi ed illustrati in Figura 4.16. La distribuzione di rigidezza nei due metodi alternativi è assai simile e costante con l'elevazione, mentre nel metodo proposto all'ultimo piano vi è una significativa riduzione di rigidezza,.

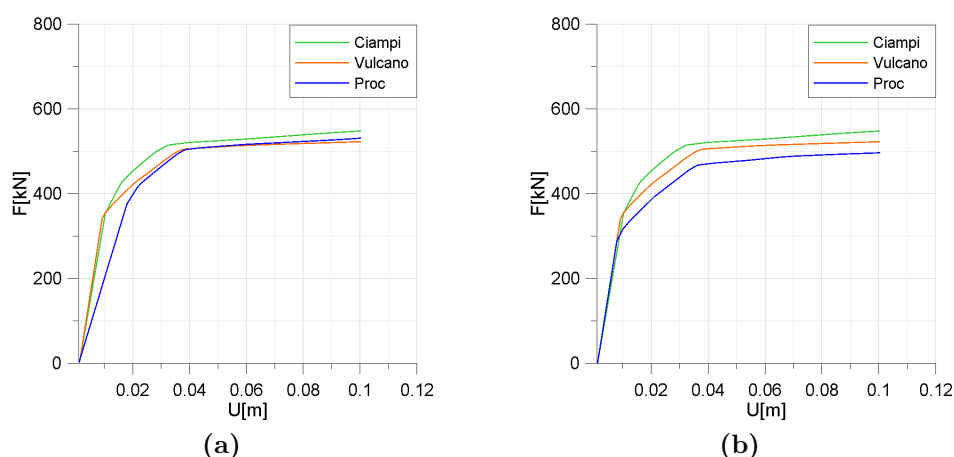


Figura 4.18: Curve pushover ottenute adottando le soluzioni dei diversi metodi di progettazione: (a) Confronto con $\eta = 1$; (b) Confronto con $\eta = 0.2$.

Nella distribuzione delle forze di snervamento il metodo proposto e quello di Vulcano forniscono soluzioni assai simili, mentre il metodo di Ciampi conduce a forze di snervamento abbastanza elevate anche all'ultimo impalcato, ciò è dovuto al fatto che quest'ultimo si basa non sull'effettiva distribuzione dei tagli ma sulla distribuzione delle resistenze disponibili nella struttura esistente. I risultati ottenuti in termini di distribuzione delle caratteristiche dei controventi si legano direttamente ad i risultati ottenuti in termini di drift, infatti il metodo proposto fornisce un drift costante e pari all'1% mentre i due metodi alternativi comportano un profilo del drift decrescente con l'elevazione, ciò non deve stupire, infatti sulla base delle ipotesi adottate è giusto che il profilo di spostamenti assomigli a quello del primo modo di vibrare che non è affatto costante con l'elevazione, anche su di una struttura relativamente bassa come quella in esame. In conclusione, i metodi di letteratura qui analizzati sono sicuramente immediati ed efficaci nell'individuare una soluzione di massima del problema, ma non consentono di controllare in modo completo il profilo del drift (il controllo è solo sullo spostamento in sommità) e menchemeno altri parametri di progetto come invece possibile nel metodo qui proposto. Inoltre, la quantità di acciaio e il costo totale dell'intervento (valutato con la funzione obiettivo che sarà presentata successivamente al 6.2), risultano essere assai differenti e certamente più elevati con i metodi di letteratura

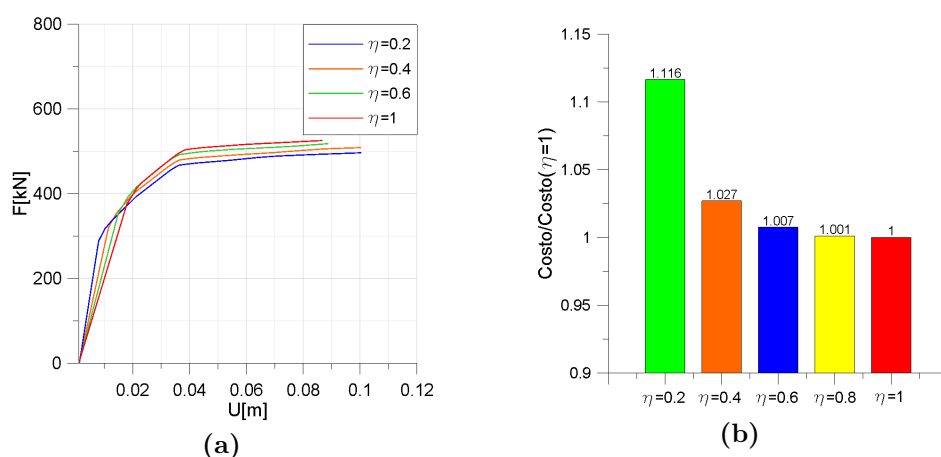


Figura 4.19: Progettazione in capacità, risultati al variare del parametro η : (a) Confronto fra curve push-over; (b) Confronto fra costi ottenuti.

rispetto a quanto proposto in questo lavoro, come mostrato in Figura 4.17, confermando la capacità della procedura di individuare la soluzione ottimale in termini di costi di intervento.

Alcune ultime interessanti osservazioni possono essere condotte valutando i risultati in termini di curve push-over ottenute dal modello di calcolo agli elementi finiti. In Figura 4.18a si vede come la soluzione ottenuta dalla procedura di ottimizzazione fornisca uno spostamento di snervamento significativamente diverso da quello ottenuto con gli altri metodi e precedentemente discusso. In realtà è possibile controllare lo spostamento di snervamento anche con la presente procedura, imponendo una limitazione allo spostamento di snervamento delle aste attraverso la (4.33) ed ottenendo la curva trilineare desiderata, ad esempio, imponendo $\eta = 0.2$ è possibile ottenere soluzioni più simili a quelle proposte con i metodi alternativi, così come illustrato in Figura 4.18b. Va comunque osservato che la logica della procedura qui presentata non è ottenere una determinata curva trilineare ma bensì individuare la soluzione ottimale in termini di costi di intervento, in Figura 4.19 si osserva infatti come la soluzione con $\eta = 0.2$ non risulti affatto ottimale in termini di costo e dunque la procedura, se priva di tale vincolo sullo spostamento di snervamento, suggerisce altre soluzioni.

Capitolo 5

Ottimizzazione di un sistema di controventi dissipativi su base multiprestazionale

La procedura di ottimizzazione fin qui presentata consente il dimensionamento di un sistema di controventi ottenendo il controllo della prestazione strutturale fissato un determinato livello di azione. Come osservato nel capitolo 2, le moderne filosofie di progettazione prevedono che il controllo della prestazione debba essere effettuato per eventi con differenti probabilità di occorrenza, distinguendo, sulla base della severità dell'azione, il livello prestazionale da raggiungere. Per poter utilizzare la presente procedura anche in ambito di valutazioni di rischio sismico, obiettivo finale del presente lavoro, è necessario adattare l'algoritmo di calcolo in modo da poter effettuare una progettazione su base multiprestazionale. Per ottenere tale scopo l'impostazione della procedura rimane inalterata ma vengono definite in modo differente sia i termini noti, sia le funzioni vincolari.

Nel presente paragrafo sono illustrate sia le modifiche all'algoritmo, sia i risultati ottenuti sul caso studio selezionato attraverso analisi lineari e non-lineari.

5.1 Posizione del problema

La difficoltà principale che si incontra nel definire un problema di ottimizzazione multi-prestazionale risiede nell'individuare un'unica soluzione progettuale, che possa però adattarsi a diverse esigenze prestazionali. Nel caso in esame della progettazione di controventi dissipativi, è necessario definire un unico sistema di controventi (cioè con un valore unico di rigidezza, resistenza e capacità dissipative) che consenta di ottenere la prestazione desiderata per livelli di azione e prestazione molto diversi fra loro. L'impianto procedurale dell'algoritmo presentato si presta perfettamente a tale sfida, non necessitando di alcuna modifica sostanziale ma solo di un ampliamento dei dati di input e delle equazioni vincolari.

5.1.1 Termini noti

Come illustrato nei capitoli precedenti, le grandezze note, necessarie come input per la procedura sono: 1) le caratteristiche della struttura, attraverso la definizione di una matrice di rigidezza e dell'energia dissipata per un dato livello di spostamento, oltre che della matrice delle masse; 2) la prestazione da ottenere, attraverso la scrittura dei vettori dei parametri ingegneristici utilizzati come criteri di accettazione; 3) l'azione sismica, definita attraverso degli spettri di risposta elastici smorzati al 5%. Nel caso della progettazione mono-prestazionale è necessario definire le suddette grandezze in funzione dell'unico livello di domanda e dell'unico livello di prestazione da raggiungere. Nel caso multi-prestazionale è necessario invece definire tanti "termini noti" quanti sono i livelli richiesti.

Matrice di massa e rigidezza

Come spiegato in 4.1.1, per tenere in conto degli effetti dovuti ai fenomeni inelastici nel telaio in c.a. è necessario definire una matrice di rigidezza equivalente della struttura, accompagnata da una valutazione anche dell'energia dissipata. Nel caso multi-prestazionale è necessario definire, attraverso una qualsiasi delle tecniche presentate in §4.1.1, h matrici di rigidezza $\mathbf{K}_{0h}$ ed

altrettanti valori dell'energia dissipata ξ_{0h} , oppure dell'energia dissipata dal telaio nudo E_{0h} , tali grandezze possono essere accorpate in forma matriciale attraverso la (5.1) e la (5.2). L'assemblaggio delle matrici di rigidezza prevede che siano noti i livelli di spostamento attesi sul telaio in c.a., come mostrato in Figura 5.1.

$$\mathbf{K}_0^{\text{MP}} = \begin{Bmatrix} \mathbf{K}_{01} \\ \mathbf{K}_{02} \\ \vdots \\ \mathbf{K}_{0h} \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

$$\boldsymbol{\xi}_0^{\text{MP}} = \begin{Bmatrix} \xi_{01} \\ \xi_{02} \\ \vdots \\ \xi_h \end{Bmatrix} \quad \mathbf{E}_0^{\text{MP}} = \begin{Bmatrix} E_{01} \\ E_{02} \\ \vdots \\ E_{0h} \end{Bmatrix} \quad (5.2)$$

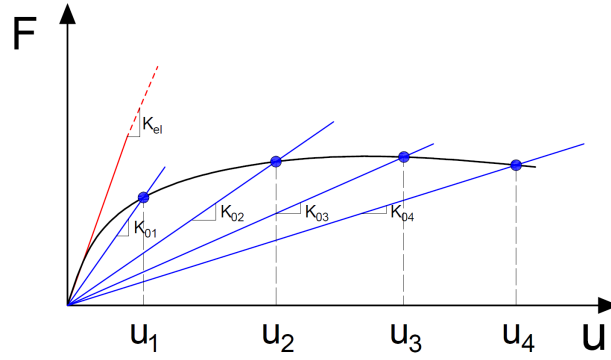


Figura 5.1: Determinazione delle matrici di rigidezza equivalenti $\mathbf{K}_{0h}$ per diversi livelli di spostamento.

Azione sismica

L'azione sismica è modellata attraverso degli spettri di risposta in accelerazione definiti secondo quanto prescritto nella normativa italiana per le costruzioni DM2008; i parametri necessari alla loro definizione sono: 1) l'accelerazione

di ancoraggio su suolo rigido a_g ; 2) il coefficiente di amplificazione F_0 ; 3) il periodo T_c^* . Attraverso il vettore (5.3) è possibile descrivere tutti i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica per più livelli di azione.

$$\mathbf{A}_s^{\text{MP}} = \begin{Bmatrix} a_{g1}, & F_{01}, & T_{c1}^* \\ a_{g2}, & F_{02}, & T_{c2}^* \\ \vdots, & \vdots, & \vdots \\ a_{gh}, & F_{0h}, & T_{ch}^* \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

Limiti prestazionali

Nel caso multiprestazionale, seguendo l'approccio proposto anche per gli altri dati di input, è necessario definire i criteri di accettazione per i diversi stati limite, che possono essere raccolti in forma matriciale attraverso la (5.4):

$$\mathbf{EDP}^{\text{Lim MP}} = \begin{Bmatrix} \mathbf{EDP}_1^{\text{Lim}} \\ \mathbf{EDP}_2^{\text{Lim}} \\ \vdots \\ \mathbf{EDP}_h^{\text{Lim}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{Dr}_1^{\text{Lim}}, \mathbf{PFA}_1^{\text{Lim}}, \mathbf{S}_1^{\text{Lim}} \\ \mathbf{Dr}_2^{\text{Lim}}, \mathbf{PFA}_2^{\text{Lim}}, \mathbf{S}_2^{\text{Lim}} \\ \vdots \\ \mathbf{Dr}_h^{\text{Lim}}, \mathbf{PFA}_h^{\text{Lim}}, \mathbf{S}_h^{\text{Lim}} \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

5.1.2 Variabili indipendenti

Come precisato in §5.1, il problema di ottimizzazione multiprestazionale deve essere posto in modo che attraverso un unico set di variabili indipendenti, sia possibile ottenere differenti prestazioni per diversi livelli di azione. A differenza che per i termini noti, le variabili indipendenti per il problema multiprestazionale sono le stesse definite nel Capitolo 4 attraverso le 4.11, 4.12, 4.13. La differenza col problema monoprestazionale è che tale set di variabili indipendenti è utilizzato per assemblare h differenti matrici di rigidità globali della struttura controventata, una per ogni livello prestazionale considerato:

$$\mathbf{K}^{\text{MP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{K}_1(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_{01} + \sum_i \Delta \mathbf{K}_{1i}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \\ \mathbf{K}_2(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_{02} + \sum_i \Delta \mathbf{K}_{2i}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \\ \vdots \\ \mathbf{K}_h(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_{0h} + \sum_i \Delta \mathbf{K}_{hi}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \end{array} \right\} \quad (5.5)$$

Ciascuna riga della (5.5) contiene la matrice di rigidezza assemblata per ciascun livello considerato. Le h matrici di rigidezza differiscono sia per la parte fissa, cioè la matrice $\mathbf{K}_{0h}$ ottenuta attraverso la linearizzazione equivalente del comportamento del telaio, sia per la parte dipendente dalle variabili di calcolo, ovvero le matrici di influenza $\Delta \mathbf{K}_{hi}$. Pur rimanendo fisse le variabili infatti, in funzione del livello di spostamento raggiunto all'interno della procedura, variano i risultati della linearizzazione dell'asta di controvento, (vd. § 4.1.2), con essi variano i valori di rigidezza equivalente (oltre che l'energia dissipata da ciascun dispositivo) e dunque le matrici $\Delta \mathbf{K}_{hi}$ associate.

5.1.3 Funzioni di Vincolo

Sulla base della nuova definizione dei limiti prestazionali e delle variabili dipendenti del problema, anche le funzioni di vincolo devono essere opportunamente riformulate. Come sempre, tali funzioni devono essere espresse in funzione delle variabili indipendenti del problema e, in coerenza con quanto definito con le (3.24), è necessario individuare il campo di spostamenti della struttura, soggetta all'azione sismica di progetto, per i diversi livelli di azione desiderati e tenendo conto della definizione delle matrici di rigidezza (5.5):

$$\mathbf{U}_{\text{MP}} = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{u}_1(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_1^{-1} \mathbf{F}_1 \\ \mathbf{u}_2(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_2^{-1} \mathbf{F}_2 \\ \vdots \\ \mathbf{u}_h(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \mathbf{K}_h^{-1} \mathbf{F}_h \end{array} \right\} \quad (5.6)$$

A partire dai campi di spostamento (5.6) e in funzione delle caratteristiche di massa e rigidezza della struttura, è possibile definire i parametri ingegneristici da utilizzare per la scrittura delle funzioni vincolari nel seguente modo:

$$\mathbf{EDP}^{\text{MP}} = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{EDP}_1 \\ \mathbf{EDP}_2 \\ \vdots \\ \mathbf{EDP}_h \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{Dr}_1, \mathbf{PFA}_1, \mathbf{S}_1 \\ \mathbf{Dr}_2, \mathbf{PFA}_2, \mathbf{S}_2 \\ \vdots \\ \mathbf{Dr}_h, \mathbf{PFA}_h, \mathbf{S}_h \end{array} \right\} \quad (5.7)$$

Sulla base delle (5.4) e delle (5.7) è possibile porre le equazioni vincolari del problema nel seguente modo:

$$\begin{aligned} \mathbf{h}_1^{\text{EDP}} &= \mathbf{EDP}_1 - \mathbf{EDP}_1^{\text{Lim}} \\ \mathbf{h}_2^{\text{EDP}} &= \mathbf{EDP}_2 - \mathbf{EDP}_2^{\text{Lim}} \\ &\vdots \\ \mathbf{h}_h^{\text{EDP}} &= \mathbf{EDP}_h - \mathbf{EDP}_h^{\text{Lim}} \end{aligned} \quad (5.8)$$

5.1.4 Definizione del problema di ottimizzazione

Alla luce delle modifiche introdotte per l'approccio multiprestazionale, si può porre il problema di ottimizzazione nella seguente forma:

$$\begin{array}{ll}
 \text{F.O.} & \min \quad \mathbf{f}(\boldsymbol{\alpha}_K) = \gamma_a \times \mathbf{V}_{acc} \\
 \text{Vincoli} & \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}_1^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \\ \mathbf{h}_2^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \\ \vdots \\ \mathbf{h}_h^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \end{array} \right. \quad (5.9)
 \end{array}$$

5.2 Esempio di calcolo su un caso studio

Viene proposto un esempio di calcolo relativo alla procedura di progetto multiprestazionale sul caso studio già descritto nei precedenti capitoli. Attraverso la procedura si intende individuare la soluzione ottimale per garantire quattro differenti livelli prestazionali per altrettanti livelli di azione. I livelli di azione e di prestazione sono stati selezionati in modo da corrispondere, approssimativamente, a quanto previsto all'interno della normativa italiana NTC08 per i quattro stati limite ivi definiti (SLO, Stato Limite di operatività; SLD, Stato Limite di danno; SLV, Stato Limite di salvaguardia della vita; SLC, Stato Limite di prevenzione del collasso). Le caratteristiche iniziali della struttura per i diversi livelli deformativi sono ottenuti con il metodo globale proposto in §4.1.1.

Azione e prestazione

In funzione di un periodo di riferimento V_r pari a 50 anni, per la definizione dell'azione sismica sono state selezionate le seguenti probabilità di superamento:

$$P_{V_r}^{SLO} = 81\% \quad P_{V_r}^{SLD} = 63\% \quad P_{V_r}^{SLV} = 10\% \quad P_{V_r}^{SLC} = 5\% \quad (5.10)$$

Il vettore dei parametri dell'azione (5.3), per il sito in esame può essere così espresso:

$$\mathbf{A}_s^{\text{MP}} = \begin{Bmatrix} 0.9, & 2.285, & 0.289 \\ 1.3, & 2.301, & 0.313 \\ 2.7, & 2.414, & 0.362 \\ 3.6, & 2.460, & 0.389 \end{Bmatrix} \quad (5.11)$$

Limiti prestazionali

Nell'esempio proposto, con l'obiettivo di limitare il danno strutturale e non strutturale, è richiesto che la struttura rispetti dei limiti prestazionali imposti sul drift interpiano. In riferimento alla struttura di esempio e considerando i quattro stati limite di interesse, i vettori relativi ai limiti prestazionali possono essere così espressi:

$$\begin{aligned} \mathbf{Dr}_1^{\text{Lim}} &= \begin{Bmatrix} 0.2\% \\ 0.2\% \\ 0.2\% \end{Bmatrix} & \mathbf{Dr}_2^{\text{Lim}} &= \begin{Bmatrix} 0.4\% \\ 0.4\% \\ 0.4\% \end{Bmatrix} \\ \mathbf{Dr}_3^{\text{Lim}} &= \begin{Bmatrix} 0.8\% \\ 0.8\% \\ 0.8\% \end{Bmatrix} & \mathbf{Dr}_4^{\text{Lim}} &= \begin{Bmatrix} 1\% \\ 1\% \\ 1\% \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (5.12)$$

I vincoli associati a tali limiti prestazionali sono i seguenti:

$$\begin{aligned} \mathbf{h}_1^{\text{EDP}} &= \mathbf{Dr}_1 - \mathbf{Dr}_1^{\text{Lim}} \\ \mathbf{h}_2^{\text{EDP}} &= \mathbf{Dr}_2 - \mathbf{Dr}_2^{\text{Lim}} \\ \mathbf{h}_3^{\text{EDP}} &= \mathbf{Dr}_3 - \mathbf{Dr}_3^{\text{Lim}} \\ \mathbf{h}_4^{\text{EDP}} &= \mathbf{Dr}_4 - \mathbf{Dr}_4^{\text{Lim}} \end{aligned} \quad (5.13)$$

Massa e rigidezza

Le matrici di rigidezza della struttura sono state estrapolate considerando una rotazione di snervamento pari allo 0.4%, i parametri riduttivi della rigi-

dezza (4.4) sono i (5.14), mentre ai valori di smorzamento equivalente (5.15) sono stati associati i valori di energia dissipata necessari per innescare la procedura.

$$\kappa_1 = 1 \quad \kappa_2 = 1 \quad \kappa_3 = 0.5 \quad \kappa_4 = 0.4 \quad (5.14)$$

$$\xi_{01} = 0 \quad \xi_{02} = 0 \quad \xi_{03} = 2.5\% \quad \xi_{04} = 5\% \quad (5.15)$$

Problema di ottimizzazione

Il problema di ottimizzazione può essere dunque posto nel seguente modo:

$$\begin{array}{ll} \text{F.O.} & \min \quad \mathbf{f}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y, \mathbf{u}_y) = \sum_{i=1}^{84} \alpha_{Ki} L_i A_i^{Rif} \\ \text{Vincoli} & \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h}_1^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \\ \mathbf{h}_2^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \\ \mathbf{h}_3^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \\ \mathbf{h}_4^{\text{EDP}}(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq 0 \end{array} \right. \end{array} \quad (5.16)$$

Risultati procedura

L'algoritmo di ottimizzazione ha fornito la soluzione illustrata in Figura 5.8, dove sono elencati anche i valori assunti dalle variabili indipendenti. Una prima valutazione di tali risultati può essere effettuata valutando i drift inter-piano ottenuti (mostrati in Figura 5.2), la loro coerenza con i vincoli imposti e dunque il raggiungimento della prestazione ricercata. Complessivamente i risultati sono soddisfacenti anche se, a differenza di quanto ottenuto per gli esempi monoprestazionali presentati nei capitoli precedenti, in alcuni casi il drift ottenuto è sensibilmente inferiore al richiesto. In realtà è lecito attendersi questa problematica (che peraltro garantisce il raggiungimento di una prestazione superiore e dunque non comporta una violazione dei principi di controllo strutturale imposti) poichè il problema multiprestazionale è decisamente più vincolato dei precedenti. Analizzando nel dettaglio i risultati, si osserva che per lo *SLO* il drift ottenuto è molto prossimo allo 0.2% richiesto,

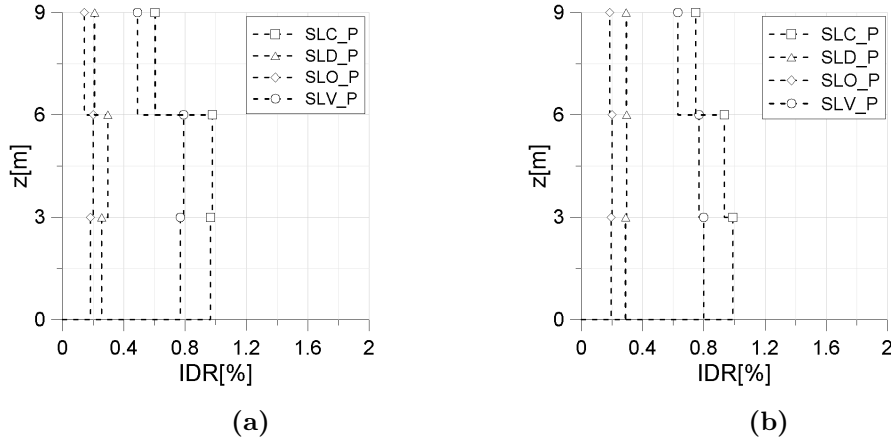


Figura 5.2: Drift interpiano della struttura controventata ottenuti dalla procedura: (a) direzione X; (b) direzione Y.

mentre per le azioni da *SLD* non si riesce ad ottenere lo 0.4% ma ci si attesta su valori nell'intorno dello 0.3%, ciò si può spiegare considerando che le azioni per i due stati limite sono molto simili fra loro (cfr. (5.11)) e dunque il vincolo imposto per lo *SLO* ha influito maggiormente sulla soluzione; analogamente, per le azioni da stato limite ultimo, la soluzione ottenuta fornisce un drift prossimo ai limiti richiesti solo per i primi due impalcati, mentre per il livello superiore il vincolo offerto per le azioni più frequenti non ha consentito il raggiungimento di spostamenti più elevati.

Lo smorzamento equivalente aggiuntivo dovuto all'isteresi valutato dalla procedura (Figura 5.3) mostra come la soluzione ottenuta mantenga i controventi in campo elastico per i primi due livelli di azione (ad eccezione che per lo *SLD* in direzione X, dove comunque lo smorzamento calcolato risulta minimo), mentre la dissipazione di energia diventa significativa solo per gli stati limite ultimi, confermando la capacità dell'algoritmo di distinguere fra le varie situazioni e controllare, in parallelo, la condizione di controvento elastico e controvento plasticizzato fornendo una soluzione in linea con le richieste progettuali.

I risultati della procedura sono stati confrontati con delle analisi statiche non-lineari, eseguite per entrambe le direzioni principali e considerando sia un profilo di forze statiche da primo modo di vibrare, sia una distribuzio-

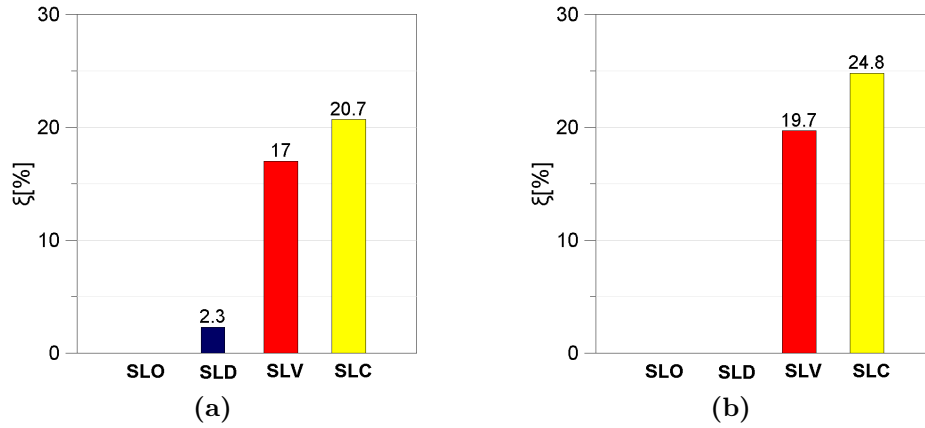


Figura 5.3: Smorzamento equivalente ottenuto attraverso la procedura di ottimizzazione: (a) direzione X; (b) direzione Y.

ne proporzionale alle masse degli impalcati. Dalle curve forza-spostamento, mostrate in Figura 5.4, si osserva come, in tutti i casi, la struttura esibisca un comportamento pressochè elastico per i livelli di azione più bassi, mentre l'escursione in campo inelastico avvenga solo per gli stati limite ultimi, ove comunque non si supera mai la massima capacità in spostamento disponibile.

I profili dei drift ottenuti in corrispondenza dei punti di prestazione per i diversi stati limite, illustrati in Figura 5.5, mostrano un buon accordo fra i limiti imposti in procedura ed i risultati ottenuti, ad eccezione che per lo stato limite di danno e per l'ultimo impalcato, dunque sono in ottimo accordo con i risultati ottenuti attraverso l'algoritmo e i cui risultati sono stati discussi e giustificati in precedenza. La valutazione delle energie dissipate e degli smorzamenti equivalenti mostra come, anche attraverso le analisi push-over, non si registri alcuna plasticizzazione per gli stati limite di esercizio, mentre agli stati limite ultimi essa possa essere assai significativa. L'accordo con i risultati ottenuti dall'algoritmo è buono anche se in corrispondenza dello *SLC* lo smorzamento equivalente valutato con le analisi non-lineari è superiore.

Dal punto di vista topologico la disposizione dei controventi appare simile a quanto ottenuto nei casi studio illustrati nei precedenti capitoli, mentre si osserva una notevole riduzione delle aree dei controventi, oltre che delle forze di snervamento nei dissipatori. Ciò è in linea con le attese e dovuto principalmente al fatto che per un'azione con $T_r = 475\text{anni}$ in questo caso è

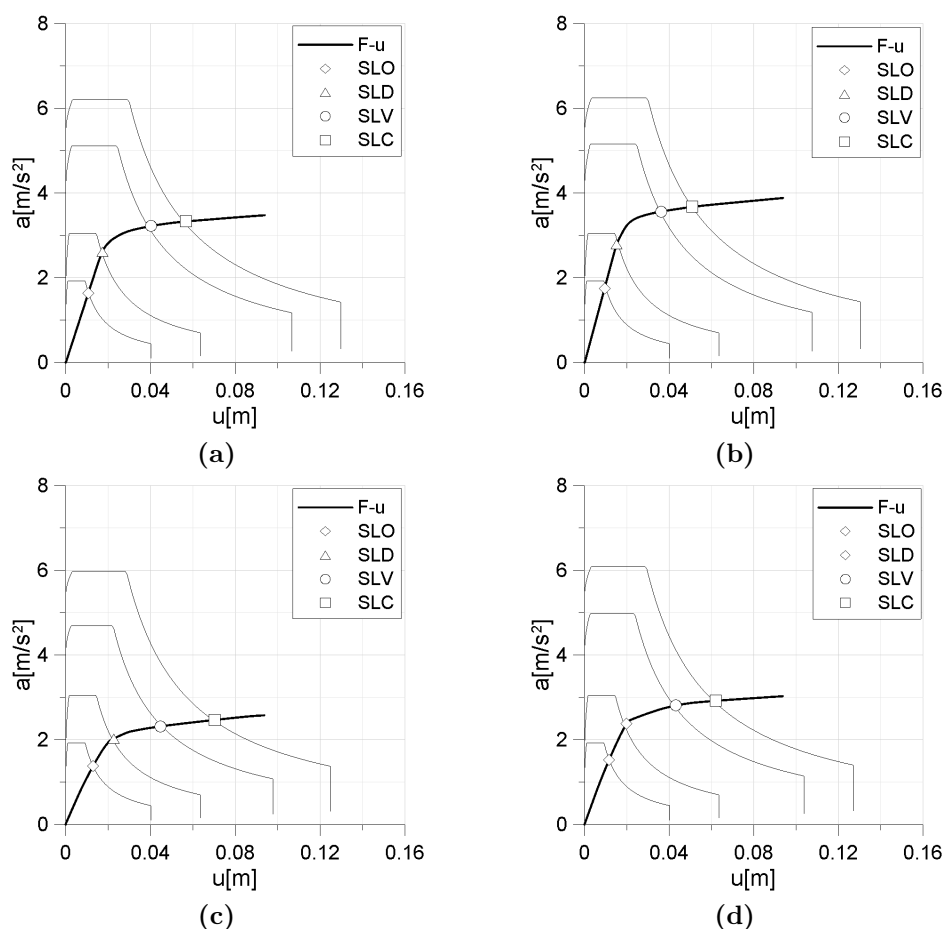


Figura 5.4: Curve forza spostamento per la struttura controventata, ottenute attraverso un'analisi push-over: (a) Forze proporzionali al 1° modo di vibrare dir. X; (b) Forze proporzionali alle masse dir. X; (c) Forze proporzionali al 1° di vibrare dir. Y (d) Forze proporzionali alle masse dir. Y

stato richiesto un drift dello 0.8% contro lo 0.4% richiesto in precedenza. A riguardo è interessante osservare che, a fronte di un leggero incremento nel drift richiesto (a parità di azione), si è ottenuta una riduzione di volume di acciaio richiesta di circa il 70%.

Attraverso il confronto fra le curve push-over pre e post-intervento mostrate in Figura 5.7, si vede come la soluzione ottenuta consente di ottenere, attraverso un leggero incremento della rigidità iniziale ed accettando delle moderate plasticizzazioni nella struttura, delle soluzioni estremamente meno

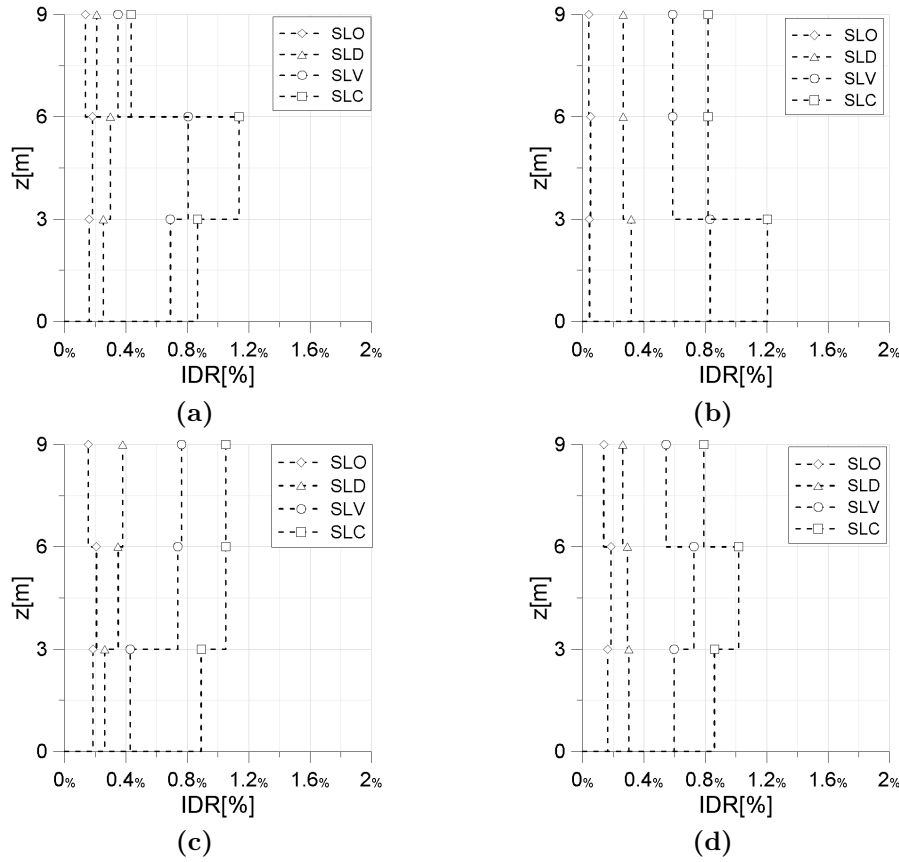


Figura 5.5: Drift interpiano della struttura controventata ottenuti attraverso un'analisi push-over: (a) Forze proporzionali al 1° modo di vibrare dir. X; (b) Forze proporzionali alle masse dir. X; (c) Forze proporzionali al 1° di vibrare dir. Y (d) Forze proporzionali alle masse dir. Y

invasive, più economiche e comunque in grado di ottenere un significativo miglioramento della risposta strutturale in presenza di azioni sismiche.

5.2.1 Confronto con analisi dinamiche non lineari

Negli esempi di calcolo fino ad ora condotti sono stati confrontati i risultati delle analisi dinamiche lineari eseguite all'interno della procedura, con analisi statiche non lineari elaborate attraverso un modello agli elementi finiti. Al fine di valutare l'efficacia della procedura nello stimare i livelli prestazionali raggiunti, può essere utile eseguire un confronto anche con analisi dinamiche

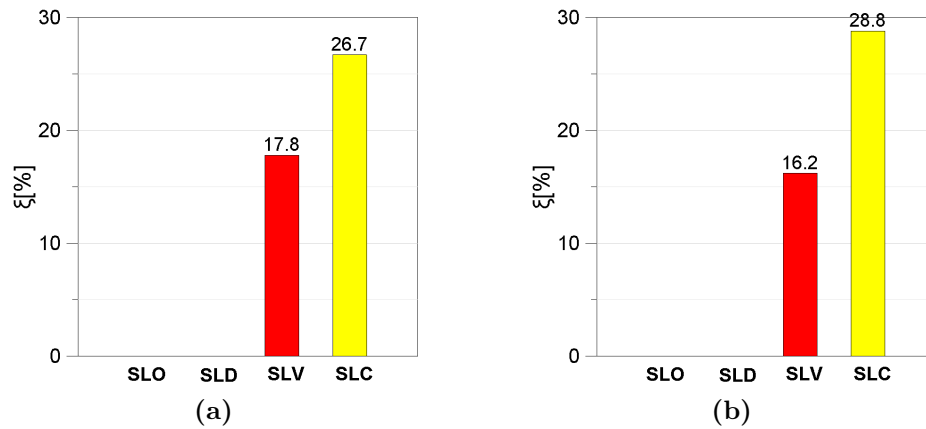


Figura 5.6: Smorzamento equivalente ottenuto attraverso analisi push-over sulla struttura controventata: (a) direzione X; (b) direzione Y.

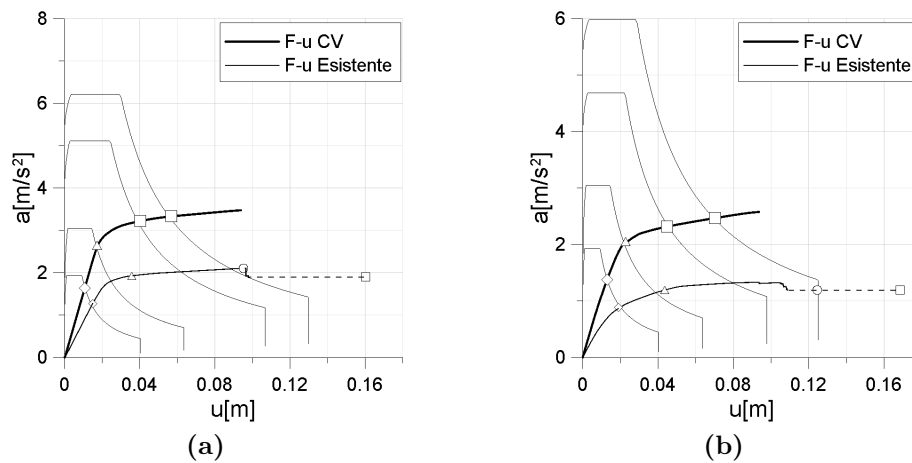


Figura 5.7: Confronto fra curve di capacità pre e post-intervento: (a) direzione X; (b) direzione Y.

non lineari con accelerogrammi. L'esempio di calcolo selezionato per questo scopo è un telaio bidimensionale estratto dalla struttura utilizzata come caso studio nei precedenti paragrafi e la cui geometria è illustrata in Figura 5.9.

Definizione del modello di calcolo e dell'azione sismica

Le analisi dinamiche non lineari sono state realizzate attraverso un modello di calcolo, sinteticamente descritto in Figura 5.9, prodotto con il software OpenSees [42]. Le parti strutturali in calcestruzzo armato sono state mo-

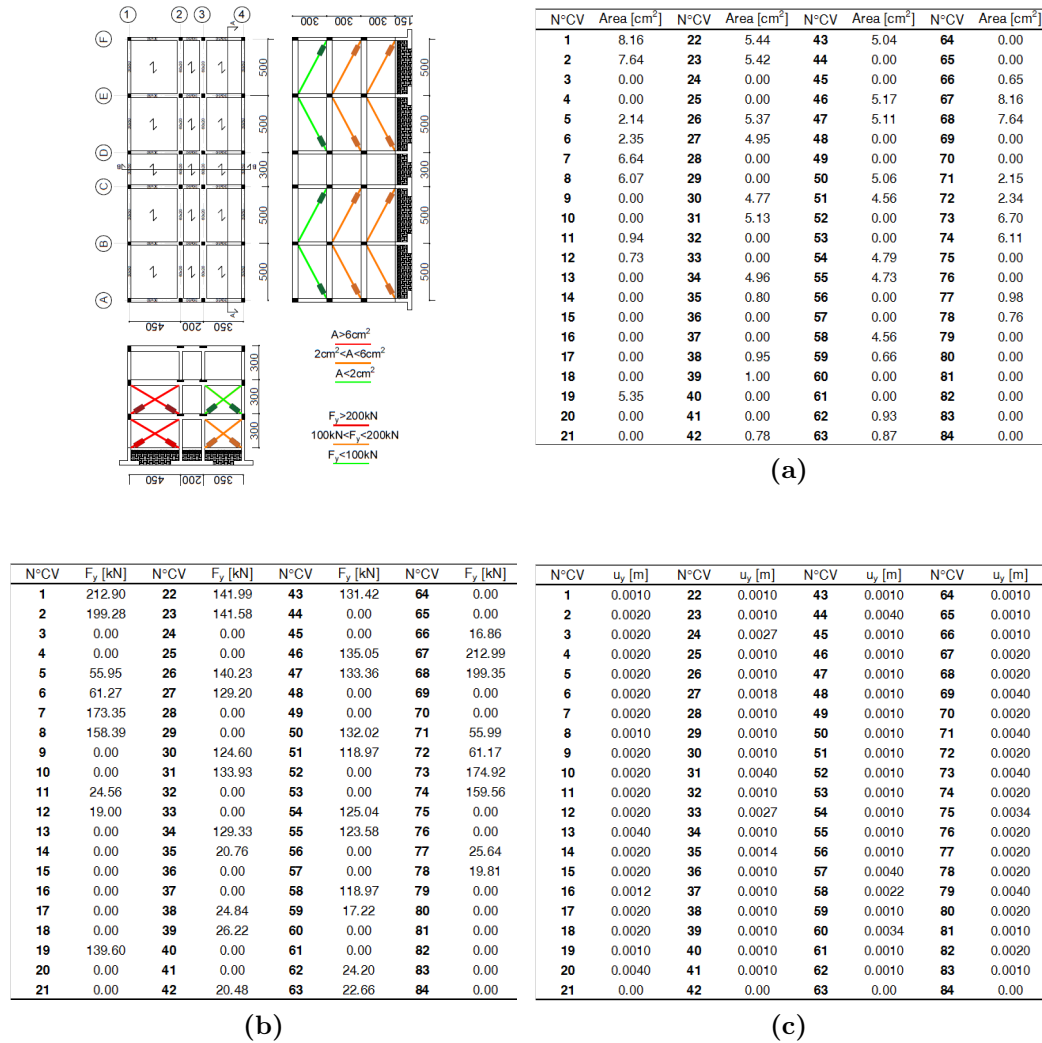


Figura 5.8: Disposizione dei controventi e valori delle variabili indipendenti ottenuti con la procedura di ottimizzazione sul caso studio: (a) Aree dei profili in acciaio; (b) Forza di snervamento dei dissipatori; (c) spostamento di snervamento dei dissipatori

dellate attraverso elementi non lineari a plasticità concentrata con cerniere a fibre del tipo *"BeamWithHinges"*, i legami costitutivi non-lineari assegnati ai materiali sono del tipo *"Concrete01"* e *"Steel01"*. I dissipatori elastoplastici sono stati modellati attraverso un legame costitutivo del tipo *"Steel02"* appositamente definito per ciascun dispositivo, mentre alle aste metalliche è stato assegnato un materiale elastico.

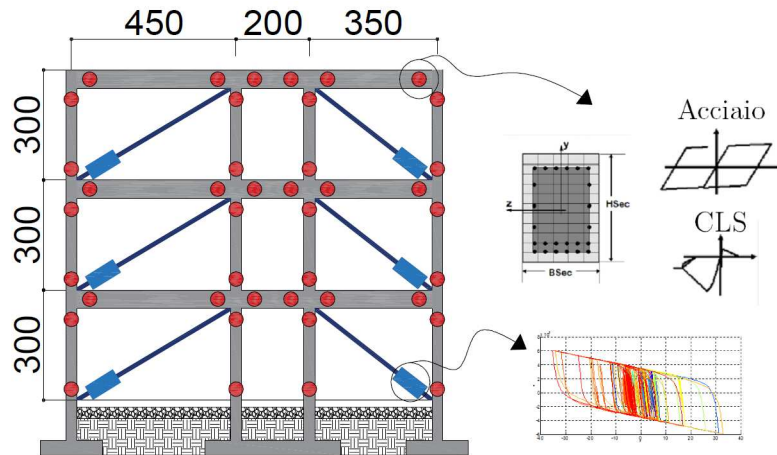


Figura 5.9: Telaio 2D utilizzato per l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari, schematizzazione del modello di calcolo.

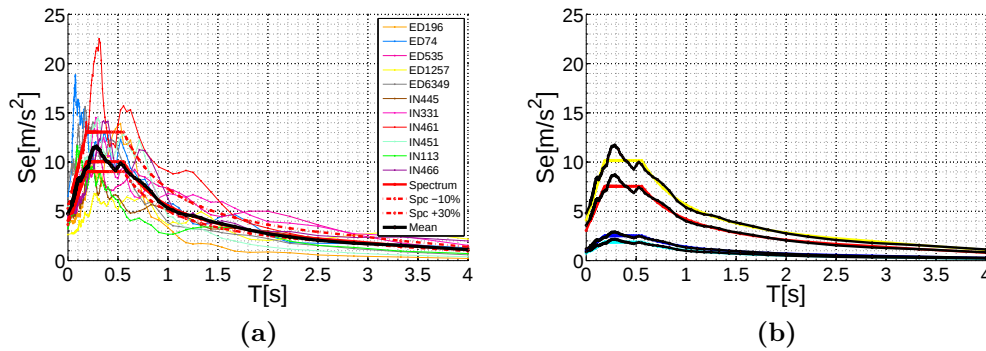


Figura 5.10: Set di accelerogrammi utilizzati per l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari: (a) spettrocompatibilità del gruppo sullo spettro di riferimento (b) spettri medi scalati.

P_{Vr}	$T_r[anni]$	PGA[g]	S.F.
81%	30	0.067	0.187
63%	50	0.090	0.251
10%	475	0.270	0.752
5%	975	0.363	1.012

Tabella 5.1: Livelli di pericolosità e fattori di scala adottati per la scalatura del set di accelerogrammi

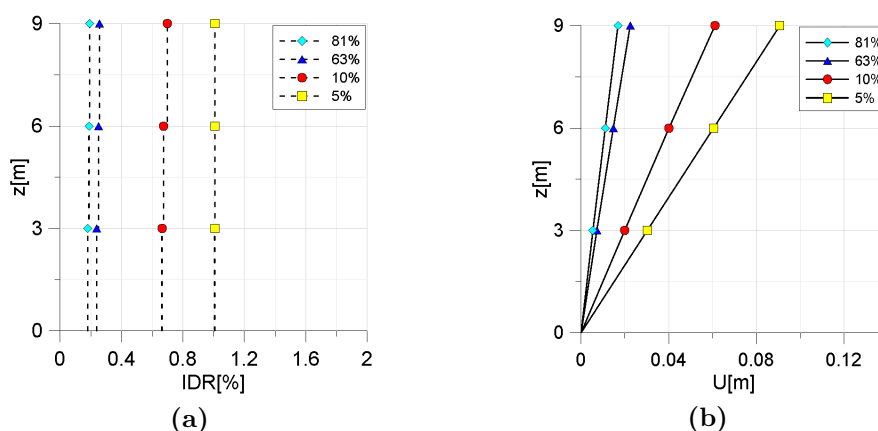


Figura 5.11: Spostamenti e drift interpiano e ottenuti con la procedura di ottimizzazione.

L'azione sismica è stata modellata attraverso un set di undici accelerogrammi. La spettrocompatibilità di tali accelerogrammi è stata individuata su di un intervallo estremamente ampio (compreso fra 0,1s e 4s) e su di un livello di azione con un tempo di ritorno pari al 10% in 100 anni, tali accelerogrammi sono stati successivamente scalati per creare dei set spettrocompatibili con i differenti livelli di azione di interesse, come mostrato in Figura 5.10 ed utilizzando i coefficienti moltiplicativi mostrati in Tabella 5.1. Lo smorzamento viscoso è stato modellato alla Rayleigh imponendo, nell'intervallo di frequenze di interesse, uno smorzamento inferiore al 2%.

Analisi dinamiche non lineari sulla struttura esistente

Le analisi dinamiche non lineari sulla struttura esistente hanno mostrato la tendenza della stessa a sviluppare un meccanismo di collasso di tipo piano soffre, anche per livelli di azione non eccessivamente elevati. I risultati ottenuti, in termini di drift, sono illustrati in Figura 5.13. Per alcuni degli accelerogrammi non è stato possibile raggiungere completa convergenza dei risultati che pertanto non sono stati rappresentati, considerando anche che tali analisi sono state utilizzate come un semplice confronto qualitativo fra la condizione pre e post-intervento, ciò non compromette le valutazioni che successivamente verranno condotte sui risultati ottenuti.

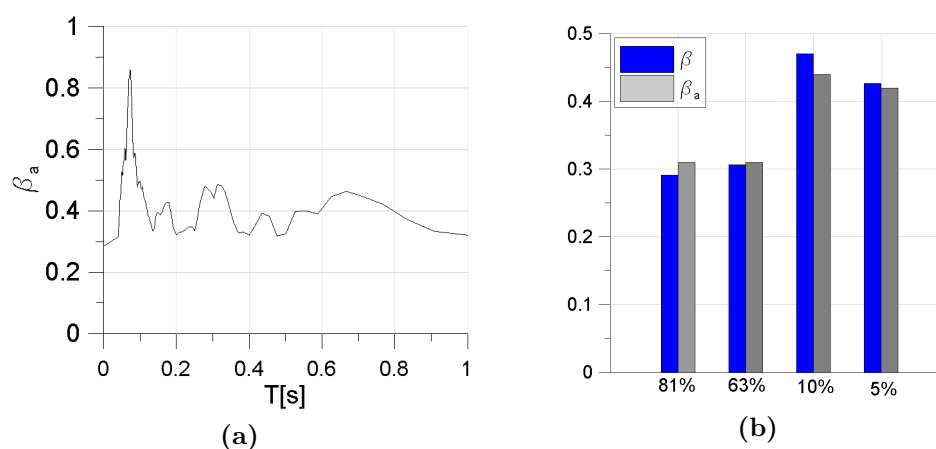


Figura 5.12: Valutazione della dispersione dell'azione e della risposta: (a) Dispersione delle ordinate spettrali in funzione del periodo; (b) Confronto fra la dispersione dell'azione e della risposta.

Analisi dinamiche non lineari sulla struttura controventata

Per l'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari sulla struttura controventata è stato eseguito un apposito dimensionamento del sistema di controvento richiedendo la risoluzione di un problema identico all' (5.2). I risultati in termini di dimensioni e disposizione degli elementi strutturali sono illustrati in Figura 5.14a, mentre la risposta strutturale, in termini di drift e spostamenti è mostrata in Figura 5.11a.

I risultati delle analisi dinamiche non-lineari sono esposti in Figura 5.14 ove si osserva che i livelli di drift interpiano, per tutti i livelli di azione, sono coerenti con quanto ottenuto attraverso la procedura di calcolo ed ampiamente migliorativi rispetto alle prestazioni ottenute per la struttura esistente. In particolare, si evidenzia la capacità del sistema di controventi di ridurre sensibilmente la probabilità di formazione del meccanismo di piano soffice, che risultava essere la principale vulnerabilità riscontrata. I risultati medi sono dunque in ottimo accordo con quanto ottenuto in precedenza attraverso analisi statiche non lineari e confermano la bontà della procedura nel fornire una soluzione in grado di controllare la risposta strutturale come desiderato. L'elevata dispersione dei risultati ottenuti per i livelli di azione maggiori può essere giustificata con gli elevati livelli di dispersione dell'azione adottata, co-

me mostrato in Figura 5.12b, ove si confrontano il coefficiente di variazione β_a delle accelerazioni spettrali degli accelerogrammi utilizzati ed il medesimo coefficiente ottenuto per la risposta in spostamenti β_r , tale confronto è stato eseguito considerando come riferimento i periodi di vibrazione ottenuti attraverso le analisi elastiche equivalenti della procedura, e dunque per diversi valori di periodo al variare del livello di azione come riassunto in Tabella 5.2.

P_{Vr}	u_{max}	σ	β_r	T*	β_a
81%	0.264	4.75	0.29	0.47	0.31
63%	0.339	6.09	0.30	0.47	0.31
10%	0.119	29.78	0.47	0.71	0.44
5%	0.145	39.42	0.42	0.78	0.42

Tabella 5.2: Confronto fra la dispersione dell'azione e della risposta.

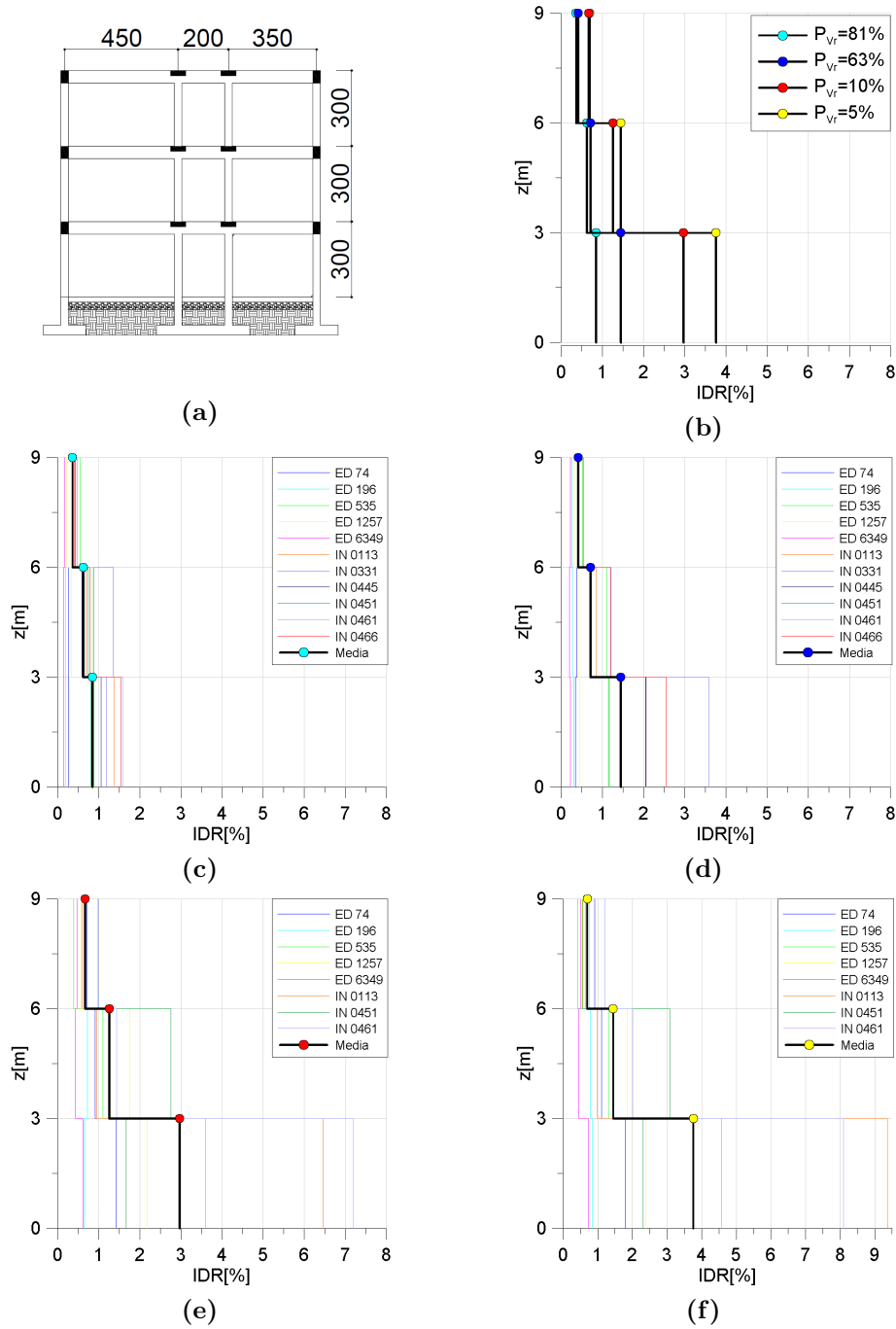


Figura 5.13: Rappresentazione risultati ottenuti con delle analisi dinamiche non lineari sulla struttura di esempio non controventata: (a) schema strutturale; (b) drift medi per i vari livelli di azione; (c) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 81\%$; (d) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 63\%$; (e) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 10\%$; (f) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 5\%$.

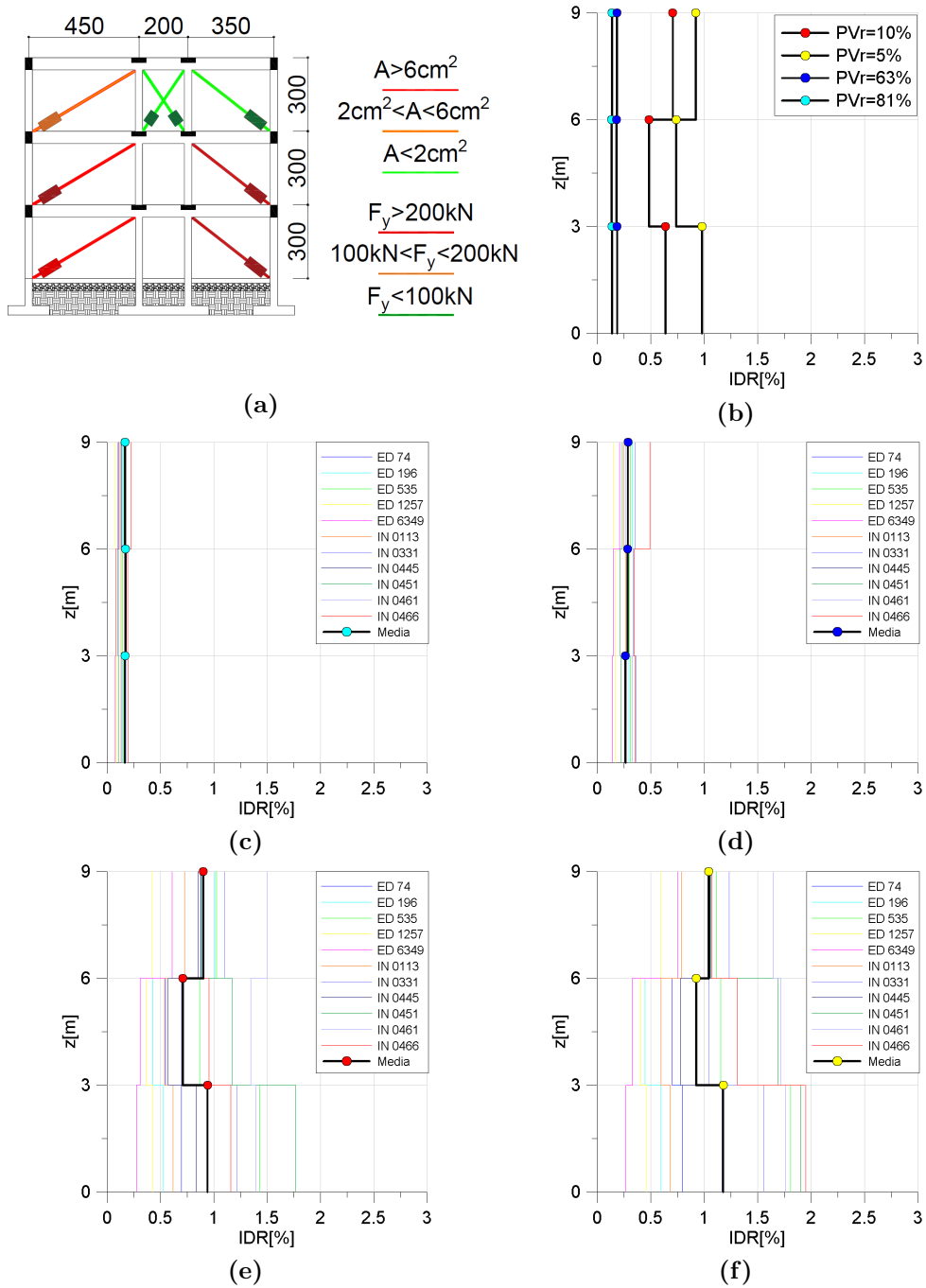


Figura 5.14: Rappresentazione risultati ottenuti con delle analisi dinamiche non lineari sulla struttura di esempio controventata: (a) schema strutturale; (b) drift medi per i vari livelli di azione; (c) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 81\%$; (d) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 63\%$; (e) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 10\%$; (f) drift per un'azione con $P_{Vr=50anni} = 5\%$.

Capitolo 6

Ottimizzazione di un sistema di controventi dissipativi per la riduzione del rischio sismico e analisi costi-benefici

Nei precedenti capitoli è stata descritta una procedura che consente l'ottimizzazione dimensionale e topologica di un sistema di controventi dissipativi nel rispetto di determinati requisiti prestazionali. Nella definizione della procedura, ampio spazio è stato dato alla caratterizzazione dei limiti prestazionali, ed in particolare, al loro ruolo nella individuazione della soluzione ottimale. Come già evidenziato nel Capitolo 2, l'approccio che definisce i limiti prestazionali in termini di parametri ingegneristici come drift e accelerazioni è messo oggi in discussione [1]. La necessità di adottare parametri tecnico-economici per la valutazione della prestazione sta diventando una necessità sempre più stringente, anche nell'ottica di una migliore pianificazione del rischio sismico sia su piccola sia su grande scala. In tal senso non esistono ancora procedure di calcolo che utilizzano come parametri di progetto indicatori di tipo economico-finanziario in modo esplicito.

L'algoritmo di ottimizzazione qui proposto è stato sviluppato in modo da poter essere utilizzato anche per questo tipo di problemi, andando incontro

alle nuove necessità e richieste sia scientifiche sia tecniche. Per introdurre tale innovazione, è stata eseguita una valutazione dei principali costi necessari alla realizzazione di un intervento di controventamento, non solo l'acciaio dunque, ma anche il costo dei dissipatori, delle opere murarie e degli interventi accessori di rinforzo come, ad esempio, il miglioramento del sistema di fondazione. Attraverso tali valutazioni è stata definita una nuova funzione obiettivo che consente di minimizzare l'intero costo dell'intervento. La minimizzazione del costo di intervento in sé, non è sufficiente a definire l'individuazione di un intervento ottimale in una logica da mitigazione del rischio sismico, manca infatti una definizione coerente con tale approccio dei parametri prestazionali. Per soddisfare tale necessità verranno proposte delle formulazioni innovative del problema di ottimizzazione facendo uso del parametro EAL e del rapporto benefici-costi dell'intervento, espressi o come funzioni di vincolo o come funzione obiettivo.

6.1 Valutazione dei costi di intervento

Per la valutazione dei costi di un intervento di controventamento bisogna tenere in conto numerosi aspetti, molti dei quali spesso legati alle peculiarità dell'edificio sul quale si sta andando ad intervenire, anche per questo, lo scopo di questo lavoro è fornire una valutazione di indirizzo di questi costi che consenta di individuare la soluzione più vantaggiosa senza pretendere di fornire una valutazione definitiva degli stessi. In generale, le voci che vanno considerate per la valutazione dei costi di intervento possono essere le seguenti:

- Nuovi elementi in acciaio
- Dispositivi dissipatori
- Demolizione e ricostruzione di elementi murari
- Interventi di rinforzo locale sulla sovrastruttura
- Interventi di rinforzo sul sistema di fondazione

- Scavi e perforazioni
- Nuovi elementi in calcestruzzo

L'incidenza di ciascuna di queste voci sul costo complessivo di un intervento di adeguamento sismico è stata eseguita nell'ambito del progetto della comunità europea SteelRetro [43], in cui sono state messe a confronto differenti tecniche, alcune basate sull'utilizzo di controventi, altre sull'inserimento di pareti in acciaio. Come mostrato in Figura 6.1 le voci di costo che maggiormente incidono sul valore finale sono legate ai rinforzi strutturali, in particolare delle opere in fondazione, ai nuovi elementi in acciaio e al costo delle opere murarie. Valutando il costo di queste voci è possibile avere una stima verosimile del costo di intervento totale poichè, per la totalità dei casi analizzati, essi rappresentano circa il 90% del costo complessivo dell'intervento.

Sulla base di tali osservazioni, è stata definita una funzione obiettivo che descrive, in funzione delle variabili indipendenti, le seguenti voci di costo:

- Asta di controvento:
 - Acciaio;
 - Dissipatore;
- Rinforzi in fondazione;
- Opere murarie;

Asta di controvento - Acciaio

In riferimento allo schema di Figura 4.3a, il costo degli elementi in acciaio dell'asta di controvento è schematizzabile calcolando il volume e dunque il peso degli stessi attraverso la seguente espressione:

$$C_i^{AA} = \beta_{1i} \times \alpha_i \quad (6.1)$$

$$\beta_{1i} = \gamma_s \times c_a \times L_{2i} \quad (6.2)$$

Dove:

γ_s è il peso di volume dell'acciaio, c_a è il costo per unità di volume dell'acciaio da carpenteria utilizzato, L_{2i} è la lunghezza dell'elemento in acciaio dell'asta di controvento i -esima pari a $L_i - L_{di}$.

Asta di controvento - Dissipatore

La valutazione del costo del dispositivo dissipatore è estremamente variabile e dipende dalla tecnologia utilizzata e dalle capacità dissipative dello stesso, ad esempio, il costo di dispositivi a comportamento viscoso o elastoviscoso può essere assai diverso rispetto al costo di dispositivi a comportamento elastoplastico, essendo realizzati con tecnologie completamente differenti e dunque con costi marcatamente diversi. La valutazione del costo degli elementi dissipativi non può essere condotta analizzandone la composizione ed il prezzo delle singole componenti, proprio perchè l'incidenza della manifattura influenza pesantemente il loro costo finale. Fra i pochi riferimenti disponibili, è possibile individuare all'interno dei prezziari nazionali il costo dei dispositivi dissipatori elastoplastici (nel caso di prezzoario Abruzzo [44] si fa esplicito riferimento a dispositivi ad instabilità impedita), il cui costo viene legato alla forza di snervamento che sono in grado di esprimere. Sfruttando tali informazioni è possibile esprimere la funzione di costo dei dissipatori nel seguente modo:

$$C_i^{AD} = \beta_{2i} \times F_{yi}^D \quad (6.3)$$

Dove:

β_{2i} è il costo per unità di forza (e.g., in [44] è espresso in [€/kN])

Opere murarie

I controventi sono elementi strutturali che devono collaborare ed agire in parallelo alla struttura esistente da proteggere, dal punto di vista meramente strutturale si preferisce posizionarli all'interno della maglia del telaio, nei

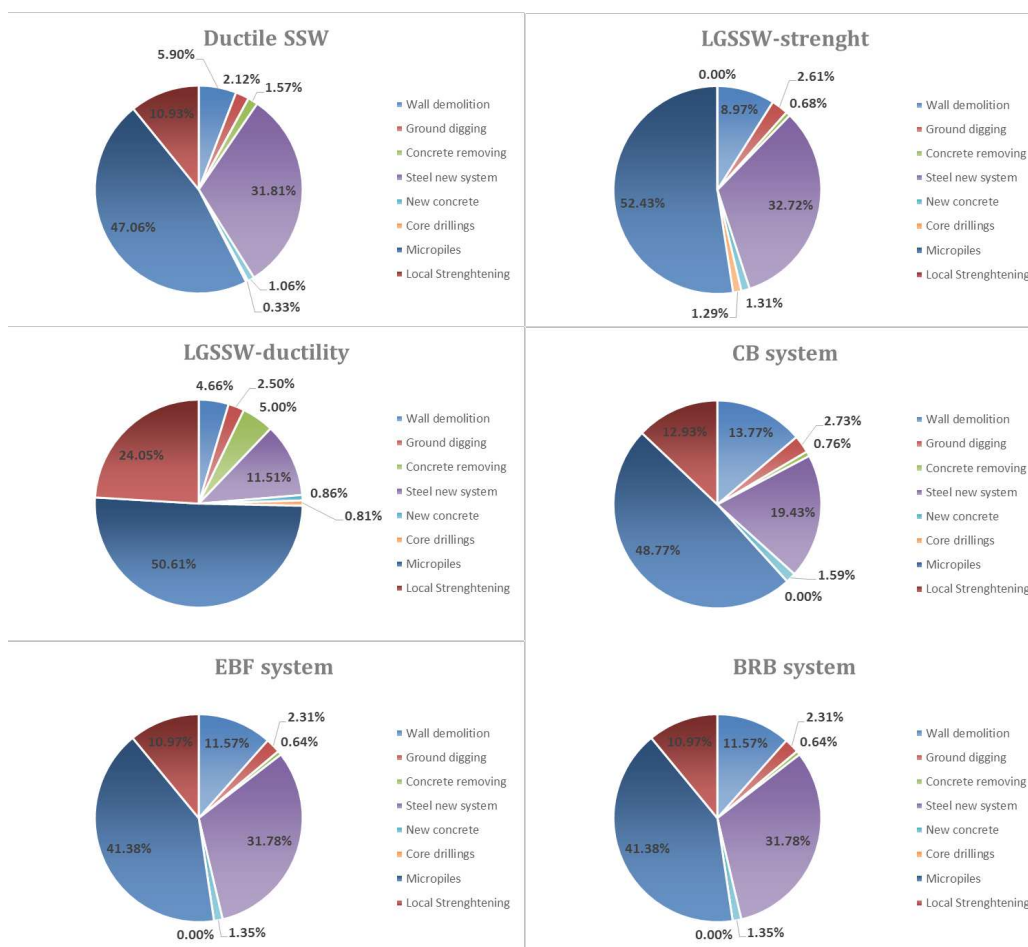


Figura 6.1: Valore percentuale delle differenti voci di costo per interventi di rinforzo su strutture in c.a. [43]

piani verticali formati da travi e pilastri. Questa soluzione, certamente più efficace, comporta la necessità di intervenire sui pannelli di tamponatura in modo da poter inserire i nuovi elementi strutturali, ciò è possibile o rimuovendo completamente il pannello e ricostruendolo successivamente, oppure realizzando una traccia nel pannello esistente, all'interno della quale introdurre la nuova asta di controvento. Tali operazioni sono entrambe molto costose, in particolare la rimozione e ricostruzione totale del pannello potrebbe risultare addirittura come la spesa predominante in un intervento di questo tipo. Anche a causa di ciò, non mancano nello stato della pratica numerosi interventi di controventamento "esterni", cioè inserendo i nuovi elementi su

di un piano verticale esterno al telaio da proteggere avendo però la cura di rendere efficace il collegamento con la struttura esistente. In questa sede, per valutare questo incremento di costo, è stato scelto di considerare l'ipotesi di controvento inserito all'interno di una traccia nel pannello di tamponatura. Il costo dell'intervento per ciascuna asta può dunque essere definito così:

$$C_i^M = \beta_{3i} \times (1 - e^{(-0.5\alpha_{ki})}) \quad (6.4)$$

Dove:

β_{3i} è il costo di realizzazione della traccia.

Il costo del rinforzo murario dovrebbe essere una funzione discreta, in grado di descrivere l'incidenza economica legata alla presenza, o meno, del controvento. A causa dell'utilizzo di un algoritmo di tipo derivativo, è preferibile non introdurre una tale discontinuità nella funzione obiettivo, si è preferito quindi utilizzare una funzione non lineare in grado di descrivere in modo approssimato l'incremento del costo, come mostrato in Figura 6.2b. Tale funzione può, essendo non convessa, offrire ancora qualche problema di convergenza in alcune situazioni; si è preferito comunque adottare questa soluzione, in luogo di una mera linearizzazione poichè quest'ultima avrebbe condotto ad una serie di valutazioni errate, ad esempio, avrebbe potuto indurre l'algoritmo a preferire tanti piccoli controventi in luogo di pochi controventi molto rigidi.

Rinforzi in fondazione

I possibili interventi di miglioramento ed incremento della capacità del sistema possono essere molteplici e spaziano dal ringrosso del sistema di fondazione esistente all'introduzione di nuovi elementi resistenti o al miglioramento delle capacità del sottosuolo. Fra le varie tecniche disponibili, la più diffusa è l'utilizzo di micropali di fondazione. Tali elementi hanno il vantaggio di poter essere inseriti in parallelo al sistema di fondazione esistente attraverso il ringrosso o la perforazione dei plinti esistenti, utilizzando tecniche e metodologie oramai ampiamente consolidate [45], [46], [47]. Dal punto di vista prestazionale, essi hanno il vantaggio di trasferire l'incremento di ca-

rico dovuto all'intervento direttamente in profondità, sgravando gli elementi esistenti di tale sovraccarico e garantendo vantaggi nel raggiungimento della prestazione sia dal punto di vista strutturale sia geotecnico. In generale, la valutazione del numero e delle caratteristiche di micropali necessari per ottenere la capacità desiderata si lega alla particolare tipologia di sottosuolo e, naturalmente, all'incremento di domanda dovuto all'intervento. Il costo del singolo micropalo può essere considerato un termine noto del problema, mentre la variabile è il valore della domanda, ovvero lo scarico in fondazione della struttura.

Data una struttura dotata di n_p pilastri, attraverso la matrice delle sollecitazioni (3.29) e considerando gli scarichi dei controventi al suolo, è possibile definire il vettore delle forze agenti in fondazione nel seguente modo:

$$N_m^F(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = N_m^S(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) + \delta N_m(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \quad (6.5)$$

Dove:

N_m^S è il valore del carico assiale nel pilastro m-esimo opportunamente estratto dalla (3.29), δN_m è lo scarico dei controventi convergenti nel nodo alla base del pilastro e proiettato in direzione verticale.

La funzione di costo, per il singolo pilastro può dunque essere espressa nel seguente modo:

$$C_m^F = \beta_{4m} \times N_m^F \quad (6.6)$$

Il coefficiente β_{4m} è esprimibile come il costo necessario per incrementare la capacità della fondazione in funzione della domanda ottenuta dall'analisi. Nel caso dei micropali, l'incremento della capacità non può che avvenire in modo discreto, in funzione del numero di micropali che si introducono al di sotto di ciascun pilastro. La funzione (6.6) dovrebbe dunque apparire come una funzione a gradini. Tale rappresentazione, certamente corretta da un punto di vista tecnico, comporta l'introduzione di discontinuità e di tratti con pendenza nulla all'interno della funzione obiettivo, conducendo a gravi problematiche per l'individuazione della convergenza al minimo assoluto. Per tale motivo si è preferito adottare una funzione lineare, come mostrato

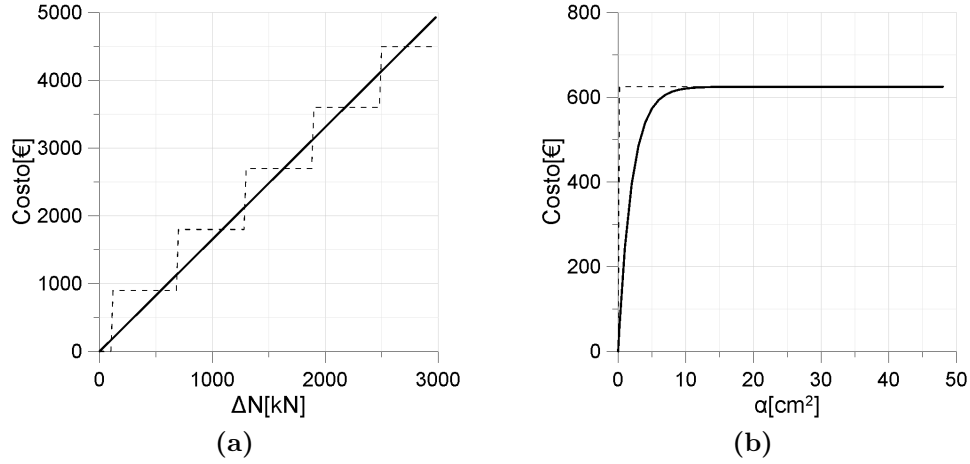


Figura 6.2: Rappresentazione delle voci della funzione obiettivo: (a) Rinforzo in fondazione; (b) Muratura.

in Figura 6.2a. Tale semplificazione, per quanto introduca una importante semplificazione con perdita di informazioni, è comunque in accordo col principio richiesto all'algoritmo e cioè quello di minimizzare lo scarico dei pilastri e dunque il costo dell'intervento in fondazione.

6.2 Funzione Obiettivo per la minimizzazione dei costi di intervento

Attraverso le (6.1), (6.3), (6.4), (6.6), è possibile definire la funzione obiettivo che consente di ottenere una stima del costo complessivo dell'intervento di controventamento:

$$F.O.C.I. = \sum_{i=1}^{n_{cv}} (C_i^{AA} + C_i^{AD} + C_i^M) + \sum_{m=1}^{n_p} C_m^F \quad (6.7)$$

$$F.O.C.I. = \sum_{i=1}^{n_{cv}} (\beta_{1i} \times \alpha_i + \beta_{2i} \times F_{yi}^D + \beta_{3i} \times (1 - e^{(-0.5\alpha_{ki})}) + \sum_{m=1}^{n_p} \beta_{4m} \times N_m^F \quad (6.8)$$

6.3 Metodologia per il controllo dei livelli di rischio sismico

La definizione della funzione (6.8) rappresenta una significativa evoluzione riguardo la capacità dell'algoritmo di suggerire una soluzione ottimale in termini di costi di intervento. Come anticipato, l'obiettivo del lavoro è però fornire uno strumento di progettazione che consenta di eseguire valutazioni costi-benefici legate all'intervento ed inserire, fra le grandezze oggetto della progettazione, delle variabili tecnico-economiche da utilizzare come criteri progettuali in modo da superare il tradizionale approccio basato sui criteri di accettazione dei parametri ingegneristici.

L'idea di base è adottare una metodologia generale di progettazione attraverso analisi costi-benefici, all'interno della quale l'algoritmo proposto è utile non solo al calcolo della soluzione ottimale in termini di disposizione e caratteristiche dei controventi, ma anche, come si vedrà successivamente, come ausilio alla scelta della più corretta strategia progettuale.

La metodologia generale di progettazione può essere così sintetizzata:

- **VALUTAZIONE INIZIALE:** calcolo della curva di perdite per l'edificio esistente;
- **DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA:** definizione dei nuovi limiti prestazionali attraverso la curva di perdite desiderata;
- **PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO:** individuazione della disposizione ottimale dei controventi nel rispetto dei nuovi limiti prestazionali;
- **VALUTAZIONE FINALE:** calcolo della curva di perdite per l'edificio rinforzato;

6.3.1 Valutazione della curva di perdite

La valutazione della curva di perdite della struttura può essere condotta sfruttando diverse tecniche e metodologie, nel Capitolo 2 si è fatto riferi-

mento sia a metodi probabilistici completi, del tipo "*Component based*", sia a metodi semplificati del tipo "*Story-based*", di cui sono stati illustrati anche i principali passaggi concettuali. Per le valutazioni che seguono, si farà esplicito riferimento a quest'ultimo, preferito al primo perchè la rappresentazione delle perdite attraverso curve "di piano", anche se meno completo, si rende estremamente compatibile ed efficace quando utilizzato in parallelo all'algoritmo proposto, come sarà chiaro in seguito.

6.3.2 Definizione della strategia e progettazione dell'intervento

Nel paragrafo §2.4 è stato illustrato come le curve di perdite e il calcolo dell'EAL possano essere adottati come strumenti per la definizione di una strategia di intervento, di cui alcuni esempi sono illustrati in Figura 2.6. Per poter ottenere la prestazione desiderata attraverso l'algoritmo di ottimizzazione proposto, è necessario tradurre i valori di perdita in termini di parametri ingegneristici tradizionali. In tal senso le curve "di piano" descritte in §2.4 possono essere usate per ottenere i danni attesi, noti i parametri ingegneristici o viceversa per conoscere i parametri ingegneristici a cui si associa un certo livello di perdite.

Un esempio di tale metodologia, puramente qualitativo, è illustrato in Figura 6.3. A partire dalla curva di perdite ottenuta dalla struttura esistente, si definisce la nuova curva obiettivo tale da garantire i livelli di perdita desiderati (Figura 6.3a), a cui è possibile associare anche un nuovo valore del parametro EAL; successivamente, attraverso le curve di Figura 6.3b e Figura 6.3c è possibile individuare i valori dei parametri ingegneristici compatibili con la nuova curva obiettivo.

Il nuovo vettore dei limiti prestazionali può dunque essere così definito:

$$\mathbf{EDP}^{\text{Lim}}(L) = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{IDR}^{\text{Lim}}(L) \\ \mathbf{PFA}^{\text{Lim}}(L) \end{array} \right\} \quad (6.9)$$

Attraverso tale approccio è possibile ottenere dei criteri di accettazione per i parametri ingegneristici dipendenti direttamente dalle perdite attese

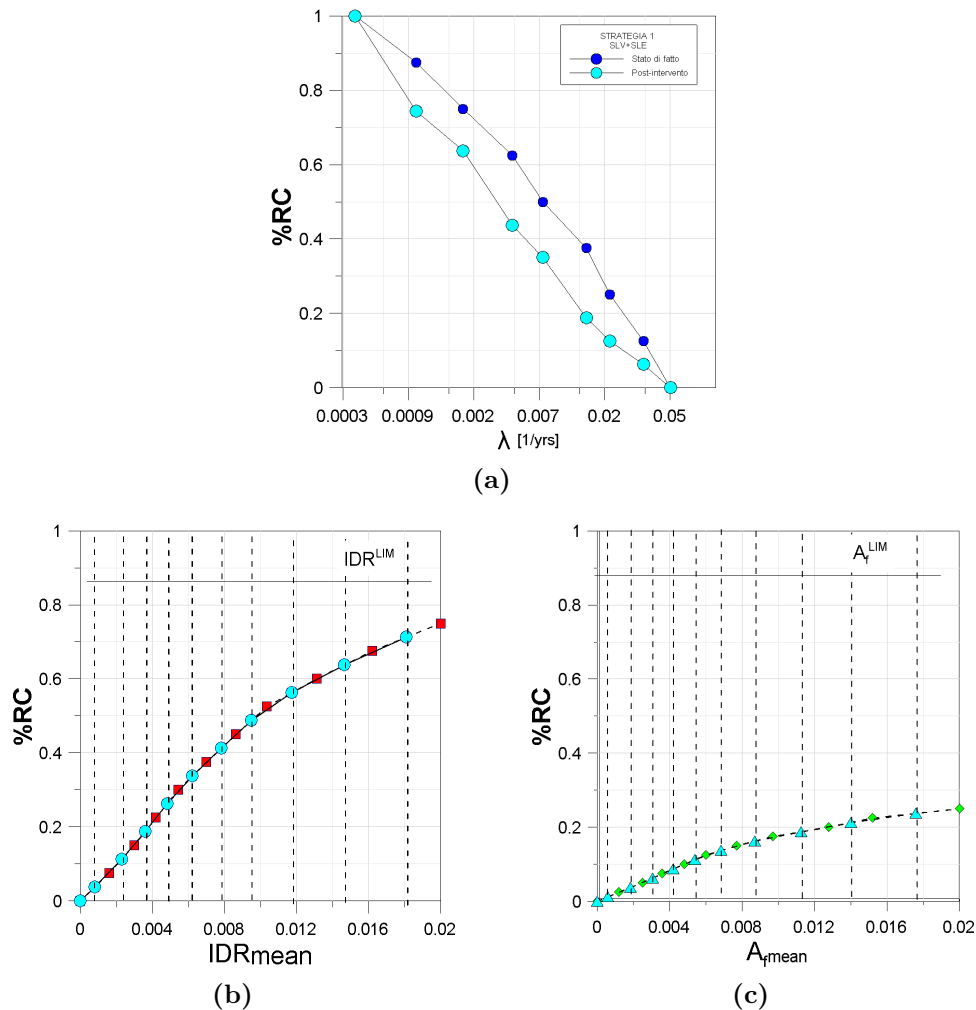


Figura 6.3: Strategia progettuale: (a) Curva $\%RC-\lambda$ di progetto, (b) Curva $\%RC-IDR$ limiti prestazionali in Drift, (c) Curva $\%RC-Acc$, limiti prestazionali in accelerazioni

sull'edificio. Tali criteri sono ampiamente controllabili e modificabili da parte del progettista in fase di definizione della strategia, potendo scegliere in autonomia la curva di perdite obiettivo. Il principale limite della metodologia proposta risiede in un approccio ancora di tipo deterministico, in particolare riguardo la determinazione della risposta strutturale; esso garantisce tuttavia dei buoni risultati se ci si limita ad utilizzare tale metodo come ausilio per la progettazione, come negli intenti, potrebbe invece essere non adatto ad un

uso di verifica o valutazione a valle della progettazione.

Individuati i Limiti Prestazionali con la metodologia esposta, è possibile porre il seguente problema di ottimizzazione:

$$\begin{array}{ll} \text{F.O.} & \min \quad \text{F.O.}_{C.I.}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \\ \text{Vincoli} & \left\{ \text{EDP}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq \text{EDP}^{Lim}(L) \right. \end{array} \quad (6.10)$$

Metodologie alternative

La strategia appena esposta utilizza la curva di perdite e l'EAL come parametro di progetto in modo indiretto, ciò ha come vantaggio la possibilità di non modificare la procedura e di mantenere il controllo dell'operatore sulla prestazione strutturale, poichè vengono comunque esplicitati i vincoli attraverso i parametri ingegneristici tradizionali. L'estrema elasticità e semplicità dell'algoritmo di ottimizzazione, consente che vengano proposte due metodologie alternative sia per la riduzione dei passaggi necessari da parte dell'operatore sia per la valutazione diretta dei rapporti costi benefici.

Le curve mostrate in Figura 2.3 possono essere ottimamente approssimate attraverso delle funzioni lognormali e dunque essere così espresse in funzione delle variabili di progetto:

$$L_p^S(Dr(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)) = \frac{1}{\sigma_1 \sqrt{2\pi}} \int_0^{Dr} \frac{\exp \frac{-(\ln(x) - \mu_1)^2}{2\sigma_1^2}}{x} dx \quad (6.11)$$

$$L_p^{NS}(Dr(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)) = \frac{1}{\sigma_2 \sqrt{2\pi}} \int_0^{Dr} \frac{\exp \frac{-(\ln(x) - \mu_2)^2}{2\sigma_2^2}}{x} dx \quad (6.12)$$

$$L_p^{NS}(PFA(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)) = \frac{1}{\sigma_3 \sqrt{2\pi}} \int_0^{PFA} \frac{\exp \frac{-(\ln(x) - \mu_3)^2}{2\sigma_3^2}}{x} dx \quad (6.13)$$

Dove:

μ_k e σ_k sono media e deviazione standard ottenute per la k-esima curva di

perdite e per ciascun piano attraverso una regressione ai minimi quadrati.

Le perdite dovute ad un evento sismico con frequenza di accadimento λ_i , a cui si associano i relativi valori di drift interpiano ed accelerazioni di piano Dr_i e PFA_i possono essere così valutati:

$$L_{\lambda_i} = \sum_{p=1}^{n_p} L_p^S(Dr_i) + L_p^{NS}(Dr_i) + L_p^{NS}(PFA_i) \quad (6.14)$$

Definito il legame fra le variabili di progetto e le perdite attese a ciascun piano, è possibile definire EAL attraverso tali grandezze nel seguente modo:

$$\begin{aligned} EAL(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \\ = \sum_i^{nSL} \frac{(L_{\lambda_i}(Dr_i, PFA_i) + L_{\lambda_{i-1}}(Dr_{i-1}, PFA_{i-1})) \times ((\lambda_i - \lambda_{i-1})/2)}{RC_{TOT}} \end{aligned} \quad (6.15)$$

Dove:

nSL è il numero di punti di calcolo (numero di livelli di azione considerati), L_{λ_i} sono le perdite attese per un evento con frequenza di accadimento pari a λ_i calcolato con la (6.14), RC_{TOT} è il costo totale di ricostruzione.

EAL come funzione di vincolo

Attraverso la (6.15) è possibile esprimere il parametro EAL in funzione delle variabili indipendenti, grazie a ciò è possibile scrivere direttamente una funzione di vincolo in cui si richiede all'algoritmo di individuare una soluzione che rispetta un valore limite di EAL sulla struttura controventata:

$$h^{EAL} = EAL(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) - EAL^{Lim} \quad (6.16)$$

Con tale formulazione, per la risoluzione del problema non è più necessaria la scrittura dei vincoli (6.9). Ciò comporta il vantaggio di ridurre le operazioni necessarie da eseguire in fase di input ma, di contro, comporta l'affidamento

alla procedura di un numero molto elevato di parametri, con il conseguente rischio di perdita di controllo della soluzione.

Il problema di ottimizzazione può essere posto nel seguente modo:

$$\begin{array}{ll} \text{F.O.} & \min \quad \text{F.O.}_{C.I.}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \\ \text{Vincoli} & \left\{ \text{EAL}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \leq \text{EAL}^{Lim} \right. \end{array} \quad (6.17)$$

R_{BC} come funzione obiettivo

Aver descritto il parametro EAL in funzione delle variabili indipendenti non consente comunque che quest'ultimo sia utilizzato come funzione obiettivo, minimizzare il valore dell'EAL senza prendere in considerazione il costo totale condurrebbe ad interventi molto pesanti, dagli ottimi livelli prestazionali, ma anche dagli enormi costi. L'obiettivo deve essere dunque ottimizzare il rapporto benefici-costi, tale grandezza è anch'essa agevolmente esprimibile in funzione delle variabili di progetto nel seguente modo:

$$R_{BC}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \frac{\sum_{t=1}^{V_r} \frac{\text{EAL}_{pre}}{(1+r)^t} - \sum_{t=1}^{V_r} \frac{\text{EAL}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)}{(1+r)^t}}{\text{F.O.}_{C.I.}(\alpha, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)} \quad (6.18)$$

Dove:

EAL_{pre} è il valore dell'EAL calcolato in fase di valutazione iniziale, r è il tasso di sconto ipotizzato.

Il problema di ottimizzazione, in questo caso, può essere posto come un problema di ottimizzazione non vincolato in cui si richiede esclusivamente la massimizzazione del rapporto R_{BC} :

$$\begin{array}{ll} \text{F.O.} & \max \quad R_{BC}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) \end{array} \quad (6.19)$$

6.4 Esempi di calcolo su caso studio

Attraverso l'analisi sul caso studio selezionato è possibile valutare l'influenza delle modifiche apportate alla procedura per tenere conto dei costi di intervento. Viene mostrato sia un confronto fra le soluzioni ottenute con le diverse funzioni obiettivo sia le soluzioni ottenute adottando i criteri di progetto basati su valutazioni di rischio sismico, utilizzando le differenti soluzioni ipotizzate.

6.4.1 Analisi dei costi di intervento

L'utilizzo della funzione obiettivo (6.8) è interessante sia per valutare l'influenza di una valutazione più completa dei costi sulla soluzione strutturale, sia per valutare l'efficacia delle soluzioni ottenute con la vecchia funzione obiettivo (3.23). Attraverso l'algoritmo, sono state calcolate le soluzioni numeriche del problema di ottimizzazione per differenti richieste di drift (variabili dallo 0.2% all' 1%) ed adottando entrambe le funzioni obiettivo proposte. Il calcolo del costo di intervento complessivo nel caso di funzione obiettivo basata sul solo acciaio è stato eseguito a posteriori, sulla base dei valori delle variabili indipendenti forniti dall'algoritmo.

In Figura 6.4 è mostrato l'andamento del costo complessivo dell'intervento, espresso in [€/mq], dove si osserva un sostanziale accordo fra le soluzioni ottenute nei due casi analizzati; anche se l'utilizzo della funzione (6.8) ha consentito la riduzione del costo totale anche fino al 20%. Si può inoltre osservare come le differenze, in termini di costo di intervento, fra una soluzione con domanda di drift allo 0.2% ed una con drift allo 1% sono estremamente significative, mettendo in luce che, almeno sul caso studio analizzato, le soluzioni che prevedono un leggero danneggiamento della struttura possano risultare drasticamente più economiche di soluzioni che prevedono che la struttura rimanga in campo elastico. Dall'analisi di Figura 6.5 si vede il peso relativo delle singole voci di costo ottenuto. Il costo dei dissipatori è molto elevato e in alcuni casi (per entrambe le F.O. adottate) supera anche il 50% del totale, ciò è dovuto al fatto che, soprattutto in caso di richieste di drift molto restrittive, la struttura deve risultare assai rigida e dunque sia i profili

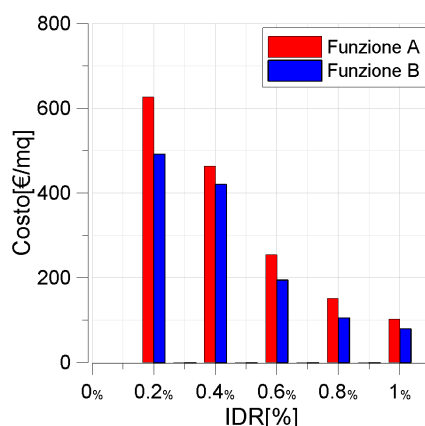


Figura 6.4: Variazione dei costi di intervento adottando le due diverse funzioni obiettivo: Funzione A (Solo Acciaio (3.23); Funzione B (Costo Intervento (6.8)).

in acciaio sia i dissipatori, che incidono non poco sulla rigidità complessiva dell'asta, tendono ad essere molto corposi. Il costo dei rinforzi in fondazione oscilla, fra le varie soluzioni, fra il 5% ed il 20% del totale, la scarsa variabilità di tale valore potrebbe essere legata alla peculiarità di questo caso studio dove, in presenza di soli tre impalcati, anche il sovraccarico in fondazione dovuto all'inserimento dei controventi tende a non essere mai estremamente elevato ed il numero dei micropali necessari al rinforzo, oltre ad essere basso in valore assoluto, si differenzia poco fra i vari casi analizzati. Osservando sempre Figura 6.5, si possono condurre delle ultime considerazioni circa l'incidenza del costo della muratura sul totale, si vede infatti che esso tende a crescere con il livello di drift richiesto, ciò è dovuto al fatto che, mentre il costo delle aste dipende dalle dimensioni delle stesse e si riduce al crescere del drift, i lavori murari hanno, di contro, un costo quasi fisso legato al numero dei controventi introdotti che, a causa della piccola pendenza della funzione che descrive tale voce di costo (vd. Figura 6.2b), non riesce sempre ad essere minimizzato in modo adeguato. Ulteriori osservazioni possono essere effettuate osservando Figura 6.6 in cui sono mostrati i valori assoluti ottenuti per ciascuna voce di costo, da cui si può osservare che il principale vantaggio ottenuto attraverso l'utilizzo di una F.O. più completa è proprio la riduzione importante del costo dei dissipatori, infatti, pur ottenendo dei livelli di rigi-

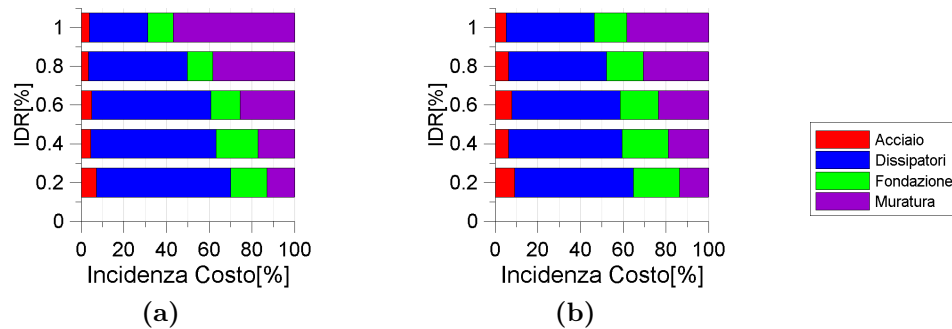


Figura 6.5: Ripartizione percentuale dei costi adottando le due diverse funzioni obiettivo: a) Funzione A (Solo Acciaio (3.23); b) Funzione B (Costo Intervento (6.8)).

dezza e dissipazione simili, fra le tante combinazioni possibili è stata scelta quella con i valori più bassi di forze nei dissipatori e dunque di costo degli stessi. È inoltre interessante osservare come, mentre il costo della fondazione differisca poco fra i due algoritmi, per i motivi sopraillustrati, attraverso la funzione obiettivo completa si riesca ad ottenere anche una leggera riduzione dell'incidenza del numero dei controventi e dunque una riduzione dell'impatto del costo delle opere murarie sul totale, nonostante i limiti della funzione utilizzata per descrivere tale voce di costo descritti precedentemente.

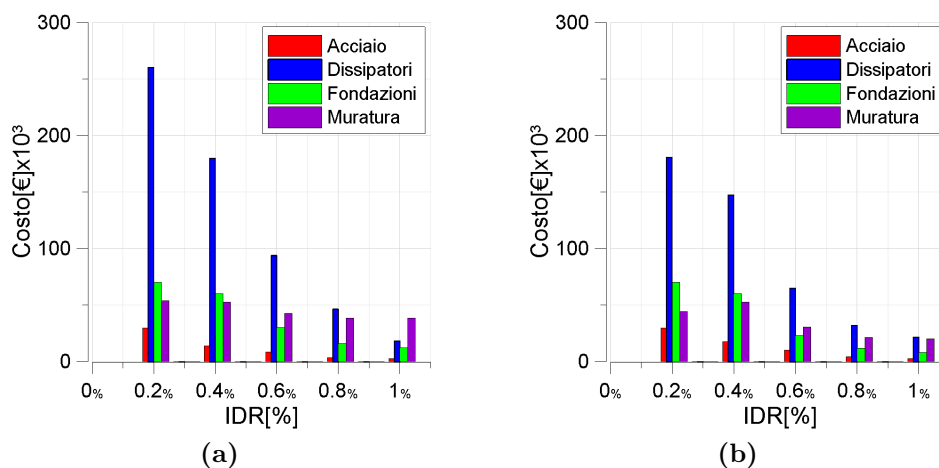


Figura 6.6: Ripartizione dei costi di intervento adottando le due diverse funzioni obiettivo: Funzione A (Solo Acciaio (3.23); Funzione B (Costo Intervento (6.8)).

6.4.2 Analisi dei risultati espressi in termini di rischio sismico

La metodologia di calcolo proposta in §6.3.2 è stata applicata al caso studio adottato. Per il calcolo delle perdite è stato utilizzato il modello di Ramirez e Miranda [5] richiamato in §2.3, mentre per il calcolo delle componenti presenti all'interno dell'edificio e delle relative funzioni di fragilità si è attinto al database del software "PACT" [4] ed alla tool associata per la determinazione della numerosità e della distribuzione delle componenti piano per piano ("Normative Quantity Estimation Toolbox").

Valutazione dell'edificio esistente

Il primo passaggio necessario per la valutazione delle perdite è definire le singole componenti (strutturali e non strutturali) dell'edificio esistente, oltre che il suo costo di ricostruzione. Sulla base della pianta strutturale, illustrata in Figura 6.7, per ciascuna direzione dell'azione sismica è stata individuata la disposizione e la numerosità degli elementi strutturali e non strutturali (i.e., nodi strutturali e tamponature). Per gli elementi non strutturali per i quali non era possibile eseguire delle ipotesi ragionevoli circa la loro distribuzione (impianto elettrico, impianto idraulico, divisori interni ecc.), si è fatto uso del "Normative Quantity Estimation Toolbox" fornito in allegato al software PACT ed alla normativa FEMA-P58 [4], che fornisce, sulla base delle caratteristiche dell'edificio e della sua destinazione d'uso, una ragionevole stima delle "quantità" di materiali, oggetti o elementi presenti al suo interno. A ciascuna delle voci individuate è stata associata una curva di fragilità, sulla base del database offerto dal programma PACT; in Tabella 6.1 è fornito l'elenco completo delle componenti considerate.

Il costo totale di ricostruzione di un edificio nuovo può variare da luogo a luogo e dipende dal tipo di costruzione, dalla difficoltà di realizzazione, dalle rifiniture previste oltre che da altri parametri. In Italia, ciascuna regione definisce (almeno per l'edilizia popolare) un costo base ed un costo massimo al metro quadro. In questo caso è stata presa a riferimento la la Delibera 1942 del 22/12/2011 della Regione Basilicata, in cui è fissato un costo base

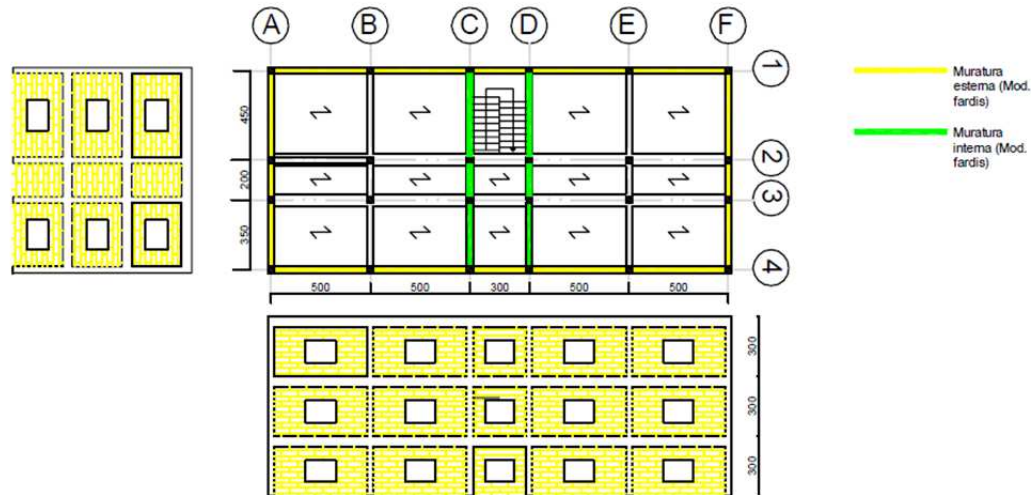


Figura 6.7: Pianta strutturale con rappresentazione delle tamponature per il caso studio in esame

Tipo	EDP	Descrizione	Fragility ID	n.X	n.Y	u.d.m.
S	IDR	Nodo strutturale ad una trave	B1041.021d	12	8	pz.
S	IDR	Nodo Strutturale a due travi	B1041.021c	12	16	pz.
S	IDR	Scale	C2011.021.b	1	0	pz.
NS	IDR	Tamponature esterne	B1051.001c	6	10	pz.
NS	IDR	Tamponature interne	B1051.001c	6	0	pz.
NS	IDR	Divisori Interni	C1011.001a	4.3	4.3	[€/sf]
NS	IDR	Infissi, vetro	B2022.001	13.62	13.62	[€/sf]
NS	PFA	Tegole	C3011.014	0	0	[€/sf]
NS	PFA	Tubazioni Acqua fredda	D2021.011a	0.05	0.05	[€/lf]
NS	PFA	Tubazioni Acqua calda	D2022.011a	0.59	0.59	[€/lf]
NS	PFA	Tubazioni Sanitari	D2022.021a	0.082	0.082	[€/lf]
NS	PFA	Sanitari	D2031.011b	0.329	0.329	[€/lf]
NS	PFA	Tubazioni Aerazione	D3041.011a	0.14	0.14	[€/lf]
NS	PFA	Impianto Aerazione	D3041.031a	2.18	2.18	[€/lf]
NS	PFA	Impianto Condizionamento	D3041.041a	1.1	1.1	pz.
NS	PFA	Impianto elettrico	D5012.021a	1	1	[€/A]

Tabella 6.1: Componenti utilizzate per le analisi di rischio sull'edificio di esempio

(C.B.N.) pari a 700€/mq ed un costo massimo pari a 1085€/mq. A partire dal costo base, considerando che l'edificio si trova ad una quota superiore a

400mslm, è sito in zona sismica di tipo 1, ha un'altezza inferiore a 10ml e non necessitando di acquisto dell'area né di opere di urbanizzazione, trattandosi di una ricostruzione, viene considerata ragionevole una maggiorazione del 20% rispetto al costo base previsto. Il costo di costruzione può essere così calcolato:

$$C.C. = C.B.N. \times 1.2 = 840\text{€}/mq \quad (6.20)$$

A questo valore va aggiunto un costo per la demolizione, stimabile in circa 30 €/mc, ovvero circa 10 €/mq, giungendo ad un valore per il costo base pari a circa 850 €/mq.

$$C.C._d = C.C. + C.D. = 840 + 10 = 850\text{€}/mq \quad (6.21)$$

Considerando le incertezze dovute a tali valutazioni, si considera cautelativamente un costo base pari a 900 €/mq e dunque un costo totale di ricostruzione dell'edificio pari a $RC_{TOT} = 621000\text{€}$.

Sulla base di questi dati, sono state elaborate le curve che legano le perdite attese ai parametri ingegneristici di piano per la direzione trasversale (X-X) della struttura, illustrate in Figura 6.8. Le caratteristiche della curva di collasso sono invece state calcolate attraverso lo strumento "SPO2IDA" [48] a partire dai risultati delle analisi statiche non-lineari sulla struttura esistente.

La curva di perdite complessiva dell'edificio, illustrata in Figura 6.13a, è stata ottenuta utilizzando come parametri di input i risultati di analisi dinamiche modali ottenute con modelli dotati di matrici di rigidità equivalenti e, ove necessario, smorzamento aggiuntivo, seguendo la procedura globale mostrata nel §4.1.1 sulla base dei livelli di spostamento richiesti (cfr. (6.23)) e nel seguito illustrati.

Attraverso i risultati rappresentati in Figura 6.13a è stato valutato l'EAL della costruzione esistente e dunque relativo alla condizione pre-intervento:

$$EAL_{pre} = 0.72\% \quad (6.22)$$

A partire da tale valutazione è stato scelto il valore di EAL da raggiun-

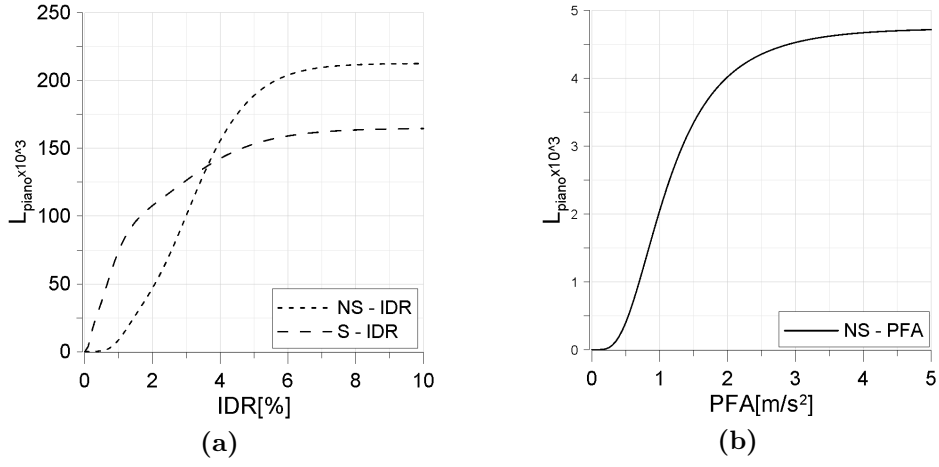


Figura 6.8: Curve "EDP-Loss" ottenute per il piano tipo relativo al caso studio: a) perdite degli elementi strutturali e non strutturali dovute al drift interpiano, b) perdite degli elementi strutturali e non strutturali dovute al drift interpiano, perdite degli elementi non strutturali dovute alle massime accelerazioni di piano.

gere ed il relativo set di parametri prestazionali e vincoli, necessari per la definizione di un problema di ottimizzazione analogo al 6.10:

$$EAL_{tg} = 0.35\% \quad (6.23)$$

$$\mathbf{Dr}^{\text{Lim}} = \left\{ \begin{array}{c} 0.1\% \\ 0.15\% \\ 0.2\% \\ 0.25\% \\ 0.3\% \\ 0.6\% \\ 0.8\% \\ 1\% \end{array} \right\} \quad \mathbf{PFA}^{\text{Lim}} = \left\{ \begin{array}{c} 0.3g \\ 0.4g \\ 0.5g \\ 0.6g \\ 0.7g \\ 0.8g \\ 0.9g \\ 1g \end{array} \right\} \quad (6.24)$$

Il problema di ottimizzazione per il caso studio in esame può dunque

essere posto nel seguente modo:

$$\begin{aligned}
 \text{F.O.} \quad & \min \quad \sum_{i=1}^{84} (\beta_{1i} \times \alpha_i + \beta_{2i} \times F_{yi}^D + \beta_{3i} \times (1 - e^{(-0.5\alpha_{ki})}) + \sum_{m=1}^{24} \beta_{4m} \times N_m^F \\
 \text{Vincoli} \quad & \begin{cases} \mathbf{Dr} \leq \mathbf{Dr}^{\text{Lim}} \\ \mathbf{PFA} \leq \mathbf{PFA}^{\text{Lim}} \end{cases} \quad (6.25)
 \end{aligned}$$

Dove: $\beta_{1i} = 3.2$, $\beta_{2i} = 8.71$, $\beta_{3i} = 625$, $\beta_{4i} = 1.65$, per tutti i valori di i .

I risultati ottenuti attraverso il problema di ottimizzazione (6.25) sono stati messi a confronto con quelli ottenuti dai problemi di ottimizzazione alternativi e con un problema di ottimizzazione analogo al 5.16 e cioè un tradizionale problema multiprestazionale. In particolare, il problema (6.17) può essere così riformulato per il caso studio in esame:

$$\begin{aligned}
 \text{F.O.} \quad & \min \quad \sum_{i=1}^{84} (\beta_{1i} \times \alpha_i + \beta_{2i} \times F_{yi}^D + \beta_{3i} \times (1 - e^{(-0.5\alpha_{ki})}) + \sum_{m=1}^{24} \beta_{4m} \times N_m^F \\
 \text{Vincoli} \quad & EAL \leq EAL^{\text{Lim}} \quad (6.26)
 \end{aligned}$$

Dove:

$$\begin{aligned}
 EAL(\boldsymbol{\alpha}_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \\
 = \sum_i^8 \frac{(L_{\lambda_i}(Dr_i, PFA_i) + L_{\lambda_{i-1}}(Dr_{i-1}, A_{i-1})) \times ((\lambda_i - \lambda_i)/2)}{RC_{\text{TOT}}} \quad (6.27)
 \end{aligned}$$

Analogamente, il problema(6.19) andrà riformulato nel seguente modo:

$$\text{F.O.} \quad \max \quad R_{\text{BC}} \quad (6.28)$$

Dove:

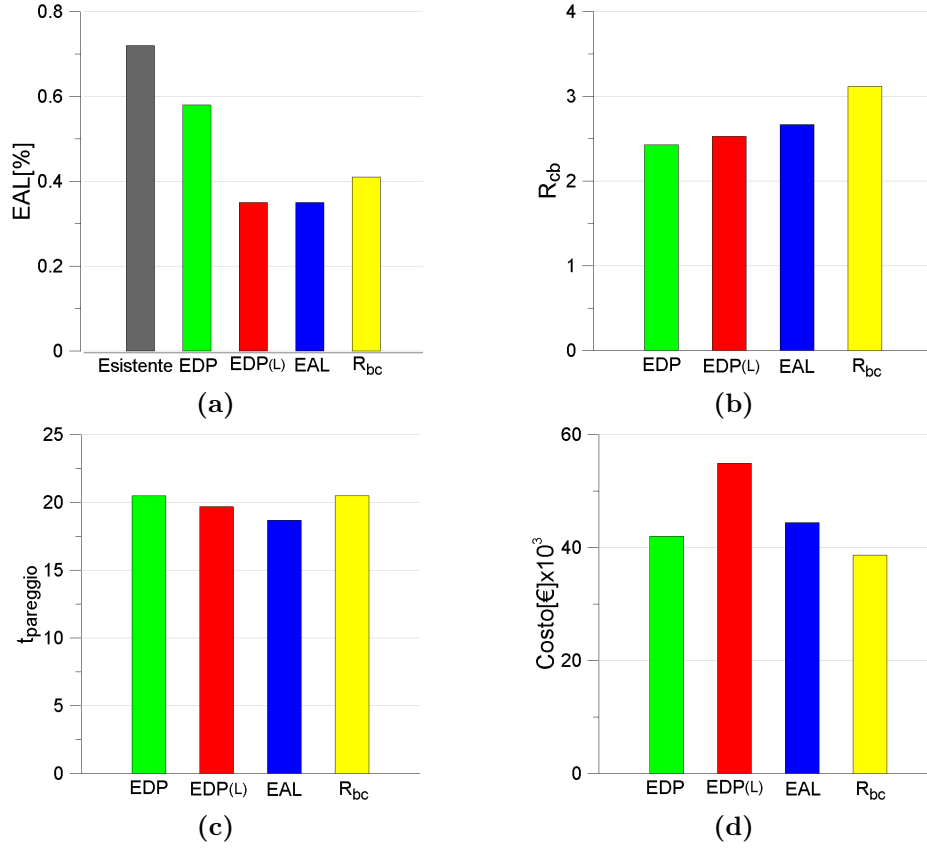


Figura 6.9: Risultati ottenuti per i differenti problemi di ottimizzazione proposti (EDP, EDP(L), EAL, Rcb) in termini di: a) Parametro EAL; b) Rapporto costi-benefici; c) Tempo di pareggio; d) Costo intervento.

$$R_{CB}(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D) = \frac{\sum_{t=1}^{50} \frac{EAL_{pre}}{(1+r)^t} - \sum_{t=1}^{50} \frac{EAL(\alpha_K, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)}{(1+r)^t}}{F.O.C.I.(\alpha, \mathbf{F}_y^D, \mathbf{u}_y^D)} \quad (6.29)$$

Il parametro EAL ed il valore del rapporto benefici costi sono stati dunque calcolati sulla base dei valori delle perdite per gli 8 livelli di azione considerati, del costo di intervento espresso in funzione delle variabili indipendenti e del tempo di osservazione $V_r = 50anni$.

Confronto fra i risultati

I tre problemi di ottimizzazione precedentemente definiti hanno fornito dei risultati di sicuro interesse e che offrono anche spunti per ulteriori evoluzioni del presente lavoro. Per una più rapida comprensione, i risultati del problema di ottimizzazione "tradizionale" (5.16) sono associati al tag "EDP", i risultati del problema (6.25) sono associati al tag "EDP(L)", quelli relativi al problema (6.26) al tag "EAL" ed infine per il problema (6.28) si è scelto il tag "Rbc".

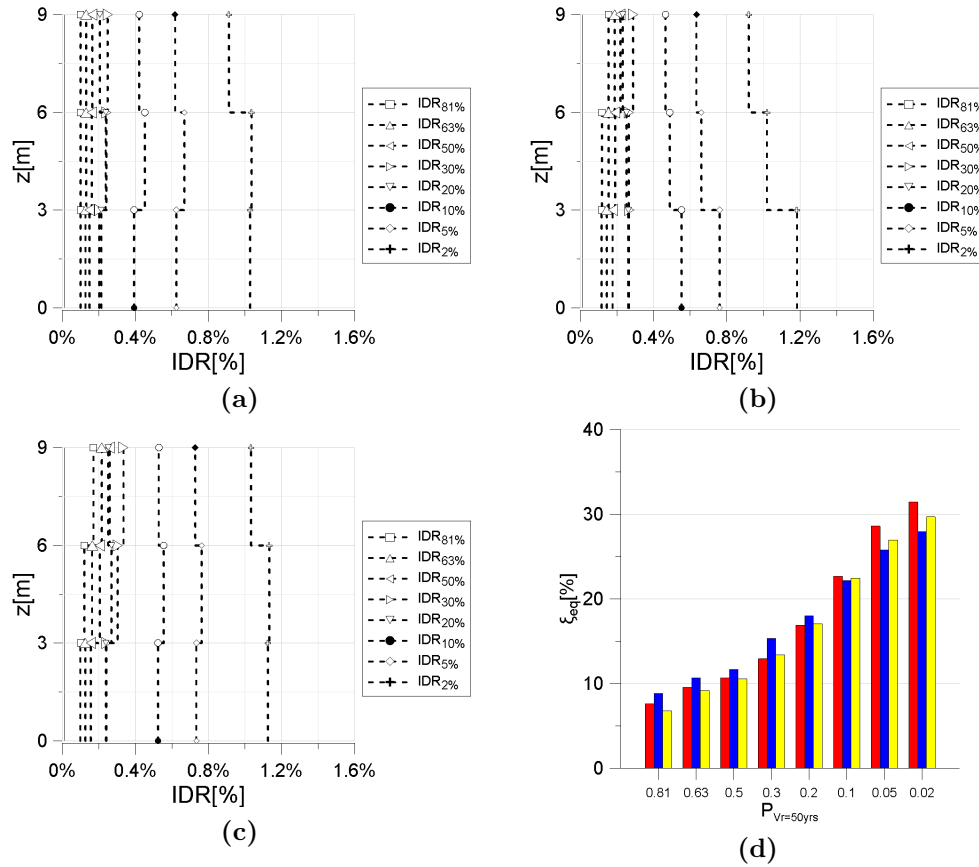


Figura 6.10: Drift interpiano ottenuti per i tre differenti problemi di ottimizzazione proposti (EDP(L),EAL,Rbc): a)Problema EDP(L); b)Problema EAL; c)Problema Rbc; d) Confronto fra gli smorzamenti equivalenti ottenuti nei tre casi.

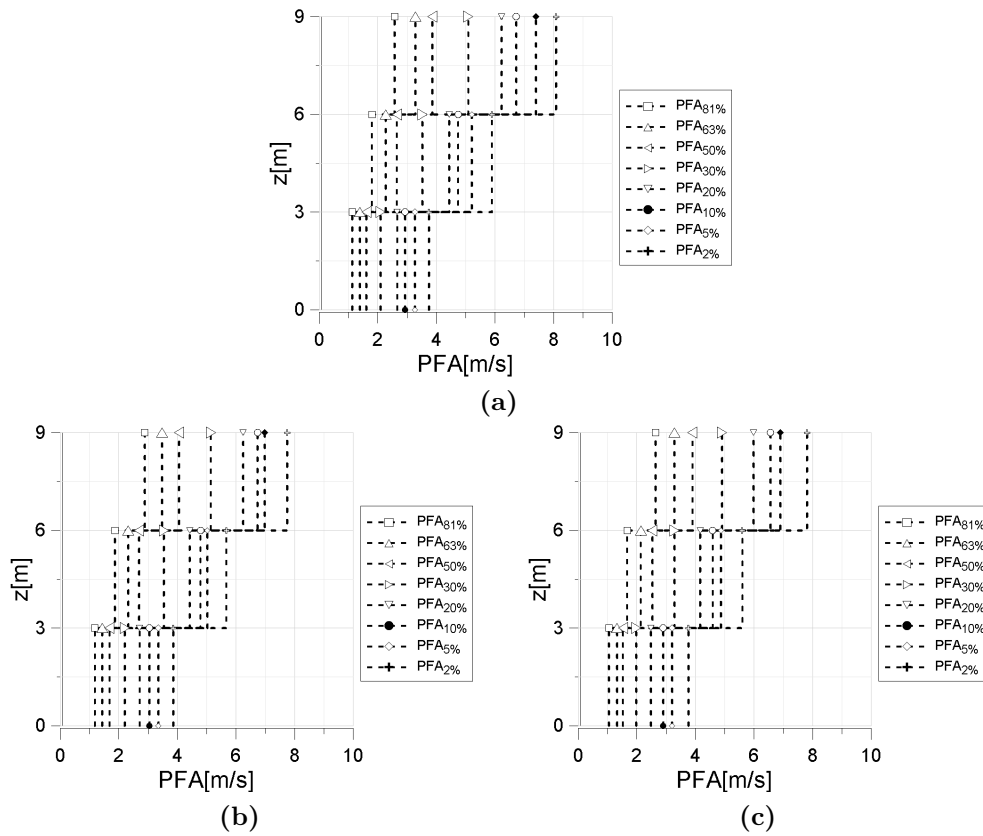


Figura 6.11: Accelerazioni di piano ottenute per i tre differenti problemi di ottimizzazione proposti (EDP(L),EAL,Rcb).

In Figura (6.9) sono confrontate le soluzioni per i tre metodi, in termini di valore di perdite annue attese, rapporti costi-benefici, tempo di pareggio e costo totale di intervento. Si vede come la procedura abbia fornito risultati in linea con le attese, individuando un EAL esattamente dello 0.35% per i metodi "EDP(L)" ed "EAL", per i quali era stato espressamente richiesto tale valore, mentre per il metodo "Rbc" il valore di EAL ottenuto è leggermente superiore e pari allo 0.41%, per quest'ultimo approccio infatti, è stata individuata una soluzione dal minor costo (vd. Figura 6.9d) che, pur ottenendo un EAL leggermente maggiore, è invece significativamente migliore in termini di rapporto benefici-costi consentendo il raggiungimento di un tempo di pareggio di soli 16 anni, rispetto ai quasi 20 anni della soluzione "EDP(L)".

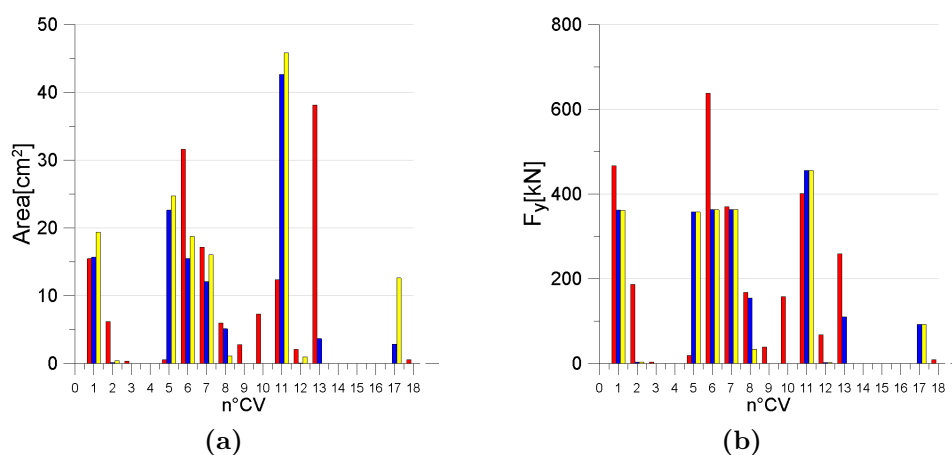


Figura 6.12: Risultati ottenuti per i tre differenti problemi di ottimizzazione proposti: a) Distribuzione delle aree dei CV; b) Distribuzione delle forze di snervamento dei CV

Osservando i grafici di Figura (6.10) si vede come, mentre la soluzione "EDP(L)" segua in modo piuttosto fedele il profilo di drift richiesto per ciascun livello di azione, nel caso dei problemi "EAL" ed "Rcb" l'algoritmo abbia fornito delle soluzioni diverse, in cui risultano estremamente bassi i valori del drift per azioni con elevata probabilità di occorrenza mentre, al contrario, per tempi di ritorno più lunghi si ottengono drift sensibilmente più elevati; ciò conferma l'idea che, per limitare il valore delle perdite attese, sia necessario limitare al massimo i danni per azioni frequenti, mentre siano tollerabili dei discreti danneggiamenti per azioni rare. In Figura (6.10d) si vede inoltre come lo smorzamento equivalente ottenuto attraverso la procedura sia crescente con il livello di azione, fino a valori massimi di circa il 30% per tutte le tre soluzioni proposte ma, a differenza che nel caso proposto in §5.2, la procedura individua dei valori di smorzamento equivalente significativi anche per livelli di azione molto bassi; ciò è dovuto alla necessità di ottenere una risposta strutturale estremamente contenuta proprio per gli eventi frequenti.

In Figura 6.13 sono mostrati i valori delle variabili indipendenti per uno dei telai principali nella direzione rinforzata, per il quale sono stati definiti 18 controventi. Dal punto di vista topologico, le tre soluzioni ottenute so-

no abbastanza simili, ad eccezione del metodo "EDP(L)" in cui, dovendo rispettare delle precise domande in spostamento, l'algoritmo si è orientato su una soluzione con una disposizione leggermente differente. Riguardo al confronto fra la soluzione "EAL" ed "Rcb" è chiaro come l'algoritmo abbia ottenuto un valore del rapporto costo benefici semplicemente attraverso un piccolo incremento delle aree dei controventi (il cui costo, come visto, è relativamente basso) in cambio di una leggera riduzione delle forze di snervamento nei dissipatori (vd. Figura 6.12b dissipatore n.8 e n.13), ciò ha condotto ad un costo leggermente minore, in cambio di una leggera riduzione di energia dissipata ed aumento del drift e dell'EAL ma che complessivamente migliora il rapporto costi benefici. In ultimo, osservando le accelerazioni massime di piano, illustrate in Figura 6.11, si vede come le tre soluzioni diano delle risposte tutto sommato equivalenti, ciò può essere spiegato considerando che il danno associato a tale parametro ingegneristico è, per la tipologia di edificio definito, estremamente basso e dunque poco incidente sulla valutazione delle perdite, le differenti funzioni obiettivo e di vincolo definite non hanno dunque inciso sulla soluzione finale individuata.

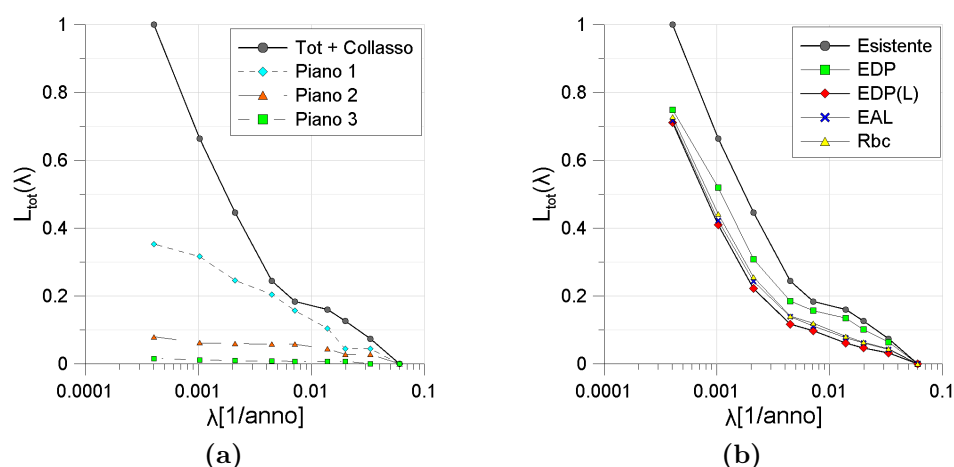


Figura 6.13: Rappresentazione curve di perdita: a) Edificio esistente con dettaglio delle perdite per piano; b) Edificio rinforzato adottando le diverse strategie.

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato illustrato lo sviluppo di una procedura di ottimizzazione per il progetto di un sistema di controventi volto al controllo della prestazione strutturale e alla riduzione del rischio sismico.

Un'approfondita analisi dello stato dell'arte ha consentito di classificare e descrivere i principali contributi scientifici e normativi sull'argomento, fornendo una rappresentazione sintetica dell'evoluzione della ampissima produzione sul tema. L'inquadramento su base tipologica e concettuale dei lavori presenti nella letteratura ha costituito la base di partenza per il presente lavoro di tesi e può fornire un contributo per futuri lavori scientifici e normativi.

L'algoritmo di ottimizzazione, le cui peculiarità sono appresso specificate, colma alcune delle lacune presenti nella letteratura scientifica e contiene significativi miglioramenti riguardo al controllo della prestazione ed ai criteri di ottimizzazione:

- La particolare formulazione delle variabili indipendenti, originale rispetto a quanto presente in letteratura, consente in modo automatico una ottimizzazione sia dimensionale sia topologica; a riguardo si sottolinea che tale formulazione non si basa su ipotesi semplificative (i.e., telaio shear-type) ed è valida anche per strutture tridimensionali.
- La formulazione dei vincoli adottata rende possibile limitare in parallelo i valori di più parametri (Drift, Accelerazioni, Sollecitazioni), consentendo un'ampia possibilità di controllo della prestazione oltre che

della regolarità strutturale, completando ed arricchendo il tradizionale approccio in spostamenti.

- La procedura, sviluppata in ambito multiprestazionale, si basa esclusivamente su analisi elastiche ma consente di tenere in conto l'ingresso in campo inelastico sia dei dissipatori sia del telaio in c.a.; è pertanto possibile la scelta tra diverse strategie di progetto degli interventi fra di loro alternative (§ 1.1.2).
- Il criterio di ottimizzazione utilizzato è la minimizzazione del costo dell'intervento, per il quale è stata formulata una originale espressione in grado di controllare in modo esplicito le principali voci di costo.
- L'approccio di tipo multiprestazionale rende l' algoritmo di immediato utilizzo sia nell'ambito delle principali metodologie di progettazione basate sul controllo di più stati limite, presenti nelle attuali normative e definibili di tipo "*first generation*", sia nell'ambito di metodologie di progettazione più avanzate definibili di tipo "*next generation*". La possibilità di controllare più livelli di azione per più livelli di prestazione, insieme alla succitata generalità di controllo dei parametri prestazionali, ha consentito di ridefinire la procedura in termini di rischio sismico. A tale scopo sono state sviluppate e implementate nell' algoritmo delle formulazioni originali, utilizzabili come strumento decisionale per la scelta del tipo di intervento nell'ambito di analisi costi-benefici.

In particolare, è stato messo in mostra un metodo innovativo per la definizione dei criteri di accettazione da utilizzare nelle funzioni di vincolo della procedura, ciò consente il progetto degli interventi sulla base di un valore prefissato del parametro tecnico-economico EAL (*Expected Annual Losses*), da cui discendono i livelli di danneggiamento attesi. In alternativa, la particolare formalizzazione dell'algoritmo ha consentito di esprimere in funzione delle variabili indipendenti sia direttamente il parametro EAL, sia il rapporto benefici costi R_{bc} legato all'intervento. Lo stesso algoritmo determina la soluzione ottimale in termini di rapporto R_{bc} , attraverso la formulazione di un problema di ottimo non

vincolato, oppure nel rispetto di un determinato e desiderato valore del parametro EAL.

Alcuni esempi di calcolo, su di un caso studio appositamente selezionato, hanno consentito la validazione dell'algoritmo ed hanno condotto a significative considerazioni riguardo alle scelte progettuali ottimali nell'ambito della progettazione dei sistemi di controventi. Considerando che, una delle motivazioni del lavoro era la possibilità di individuare strategie di intervento economiche e poco invasive senza particolari compromissioni dei livelli prestazionali, i principali risultati possono essere così riassunti:

- Gli interventi con assenza di dissipazione, in cui si mantengono in campo elastico sia la struttura sia i controventi, risultano essere in alcuni casi poco percorribili o addirittura impraticabili, se non a fronte di interventi estremamente onerosi in termini di costo e di invasività, in antitesi con una logica di mitigazione del rischio e dunque di ottimizzazione del rapporto costi-benefici. La dissipazione di energia è risultata, come peraltro attendibile, necessaria al raggiungimento di soluzioni accettabili in tale logica.
- Dall'analisi parametrica sui costi di intervento emerge come, accettando anche piccoli danneggiamenti e delle prestazioni lievemente inferiori, le soluzioni ottenute siano di gran lunga più economiche e dunque più praticabili. Nel caso studio analizzato, accettando delle piccole domande di duttilità (i.e., $\mu = 2/2.5$), si ottiene una riduzione dei costi fino al 70%.
- L'adozione di una funzione obiettivo in grado di descrivere dettagliatamente i principali costi di intervento determina significativi risparmi (fino al 20% nei casi analizzati), consentendo in maniera efficace, a parità di prestazione, la minimizzazione delle voci di maggior costo (dissipatori elastoplastici e opere murarie) in favore di un piccolo incremento di quelle di minor costo (carpenteria metallica).
- L'analisi sul caso studio ha messo in mostra come la procedura consenta la progettazione di un sistema di controventi rispettando i livelli

di rischio sismico attraverso il parametro EAL ed ha inoltre evidenziato come, adottando un problema di ottimizzazione non vincolato per la massimizzazione del rapporto benefici-costi, sia possibile abbattere significativamente i tempi di pareggio (fino al 20% nei casi studio considerati), mostrando l'efficacia dell'algoritmo nel conseguire una soluzione che garantisca un superiore livello dei parametri tecnico-economici associati all'intervento.

In conclusione, la procedura proposta risponde pienamente agli obiettivi di *semplicità*, *generalità*, *completezza* ed *adattabilità* desiderati. Da un punto di vista progettuale essa consente l'ottimizzazione dimensionale e topologica dell'intervento su strutture tridimensionali, consentendo sia un approccio tradizionale di tipo multiprestazionale sia un approccio innovativo basato su analisi costi-benefici.

Sviluppi Futuri

Le tematiche affrontate in questo lavoro sono estremamente vaste e complesse; la procedura sviluppata consente lo studio e la progettazione di interventi di controventamento in numerose condizioni e per tutte le tipologie di edifici. Gli sviluppi futuri di questo lavoro possono dunque spaziare su numerosi aspetti sia teorici sia applicativi, fra questi, si ritengono più significativi e di più immediato sviluppo i seguenti problemi, inerenti le strutture con forte irregolarità, gli interventi di rinforzo aggiuntivi e il passaggio ad un approccio di tipo probabilistico:

- La procedura sviluppata consente l'analisi su strutture tridimensionali, anche irregolari; l'adozione delle strategie di progettazione basate sul solo controllo dei parametri strutturali e perseguendo l'obiettivo di ottenere una risposta regolare (in pianta ed in elevazione) potrebbe condurre a soluzioni eccessivamente invasive e dunque non ottimali, seguendo una logica costi-benefici. Attraverso lo studio di strutture con forti irregolarità, potrà essere possibile valutare strategie di

progettazione differenti, finalizzate ad assecondare le peculiarità della struttura esistente senza stravolgerne il comportamento in condizioni sismiche, raggiungendo un equilibrio ottimale fra prestazione ottenuta ed invasività dell'intervento.

- L'inserimento dei sistemi di controventamento, può comportare un incremento della domanda su alcuni elementi strutturali. In particolare, nei casi assai frequenti di impalcati semi-rigidi o flessibili, può essere necessario intervenire su questi ultimi per far sì che siano in grado di trasferire efficacemente l'azione sismica o, in caso contrario, valutandone opportunamente la rigidezza ed il conseguente impatto sulla risposta strutturale e sul dimensionamento del sistema di controventamento. La procedura sviluppata consente analisi anche in presenza di solai deformabili e, non essendo stata trattata in questo lavoro, si pone come un interessante sviluppo futuro, vista anche l'assenza in letteratura di lavori su questo argomento. A ciò si lega anche la necessità di ampliare lo studio dei costi di intervento, in cui potrebbe risultare necessario inserire funzioni di costo inerenti gli interventi di rinforzo come catene e controventi di piano oppure inerenti i rinforzi locali necessari a garantire le adeguate capacità di duttilità e resistenza agli elementi strutturali in cemento armato.
- La procedura volta alla mitigazione del rischio sismico presentata in questa tesi, vuole essere un'utile strumento di ausilio alla progettazione dei controventi. Attualmente, un limite dell'approccio presentato è la descrizione deterministica della risposta strutturale oltre che del modello di calcolo. Un possibile sviluppo futuro potrebbe riguardare l'introduzione di misure di dispersione di queste grandezze, in modo da avvicinarsi ad un più rigoroso e completo approccio probabilistico, pur mantenendo la semplicità di calcolo legata alle analisi dinamiche lineari.

Bibliografia

- [1] R.O. Hamburger. A vision for performance based earthquake engineering. 2003.
- [2] K. A. Porter and J. L. Beck. Simplified Economic Risk for buildings. *Earthquake Spectra*, 20(4):1239–1263, 2004.
- [3] J. Moehle and G. Deierlein. A Framework methodology for performance based-earthquake engineering. In *13 th World Conference on Earthquake Engineering*, number 679, 2004.
- [4] Federal Emergency Management Association (FEMA). FEMA P-58-1 Seismic Performance Assessment of Buildings - Methodology. 1(September), 2012.
- [5] C.M. Ramirez and E. Miranda. Building Specific Loss Estimation Methods & Tools for simplified performance Based Earthquake Engineering. Technical Report 171, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, 2009.
- [6] Welch D.P. Calvi G.M., Sullivan T.J. *A seismic Performance classification framework to provide increase seismic resilience. In: Perspective on European earthquake engineering and seismology*, volume 1. Springer International Publishing, 2014.
- [7] U. Chia-Ming and V.V. Bertero. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(1):77–90, 1990.

- [8] Y. Fu and S. Cherry. Design of friction damped structures using lateral force procedure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, (January):989–1010, 2000.
- [9] A. S. Whittaker, M. C. Constantinou, O. M. Ramirez, M. W. Johnson, and C. Z. Chrysostomou. Equivalent Lateral Force and Modal Analysis Procedures of the 2000 NEHRP Provisions for Buildings with Damping Systems. *Earthquake Spectra*, 19(4):959–980, November 2003.
- [10] Federal Emergency management Association(FEMA). 2003 Edition NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA450). 2003.
- [11] J. Kim and H. Choi. Behavior and design of structures with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 26(6):693–706, May 2004.
- [12] F. Mazza, M. Mazza, and A. Vulcano. Displacement-Based Design of Hysteretic Dissipative Braces for the Seismic Retrofitting. In *15th WCEE- World Conference of Earthquake Engineering*, Lisbona, 2012.
- [13] A.V. Bergami and C. Nuti. A design procedure of dissipative braces for seismic upgrading structures. *Earthquakes and Structures*, 4(1):85–108, January 2013.
- [14] J. Wen, W. Guo, and C. Christopoulos. Performance spectra based method for the seismic design of structures equipped with passive supplemental damping systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (October 2012):935–952, 2013.
- [15] A. Filiatrault and S. Cherry. Seismic design spectra for friction damped structures. *Journal of Structural Engineering*, 116(5):1334–1355, 1990.
- [16] V. Ciampi, M. De Angelis, and F. Paolacci. Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings. *Engineering Structures*, 17(5):381–391, 1995.

- [17] F. Braga and P. D’Anzi. Steel braces with energy absorbing devices: a design method to retrofit reinforced concrete existing buildings, *French Symposium on Strengthening and Repair of Structures in Seismic Area*. (5):1334–1355, 1994.
- [18] I. Takewaki. Optimal damper placement for minimum transfer functions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(11):1113–1124, 1997.
- [19] R. Levy, E. Marianchik, A. Rutenberg, and F. Segal. Seismic design methodology for friction damped braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (January):1569–1585, 2000.
- [20] O. Lavan and R. Levy. Optimal design of supplemental viscous dampers for irregular shear-frames in the presence of yielding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(8):889–907, July 2005.
- [21] G.P. Cimellaro. Simultaneous stiffness–damping optimization of structures with respect to acceleration, displacement and base shear. *Engineering Structures*, 29(11):2853–2870, November 2007.
- [22] O. Lavan and G.F. Dargush. Multi-Objective Evolutionary Seismic Design with Passive Energy Dissipation Systems Multi-Objective Evolutionary Seismic Design with Passive Energy Dissipation Systems. *Journal of Earthquake Engineering*, (March 2014):37–41.
- [23] E. Aydin. Optimal damper placement based on base moment in steel building frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 79:216–225, December 2012.
- [24] M. Singh and L. M. Moreschi. Optimal seismic response control with dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (February 2000):553–572, 2001.
- [25] M. P. Singh and L. M. Moreschi. Optimal placement of dampers for passive response control. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(4):955–976, April 2002.

- [26] L. M. Moreschi and M. P. Singh. Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(8):1291–1311, July 2003.
- [27] M. J. N. Priestley. Performance based seismic design. *12th WCEE*, 1(1):1–22, 2000.
- [28] G. Lomiento, N. Bonessio, and F. Braga. Design Criteria For Added Dampers and Supporting Braces. *The Journal of The anti-Seismic Systems International Society (ASSISi)*, 1(1), 2010.
- [29] F. Neri, M. La Guzza, and A. Russo. L ’ utilizzo di controventi dissipativi per la protezione sismica del plesso scolastico Cappuccini a Ramacca (CT). Technical report, 2002.
- [30] M G. Castellano and F. Donà. Pre-Casted RC buildings with buckling restrained braces: the example of the new building of the faculty of engineering in Ancona. Technical Report February, 2006.
- [31] H. Miyamoto, L. Determan, a. Gilani, and R. Hanson. Seismic rehabilitation of historic concrete structure with fluid viscoelastic dampers. *Proceeding of 72nd Annual Structural Engineers Association of California Convention*, 2003.
- [32] M. D. Symans, F. a. Charney, a. S. Whittaker, M. C. Constantinou, C. a. Kircher, M. W. Johnson, and R. J. McNamara. Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*, 134(1):3–21, 2008.
- [33] A. Zambrano, F. Bonfà, G. Massa, R. Pellegatta, and M. Lapenna. Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri. I costi dei terremoti in Italia. 2014.
- [34] Hazus project website. <https://www.fema.gov/hazus>.
- [35] Federal Emergency Management Association (FEMA). *NextGeneration Performance-Based Seismic Design Guidelines*. 2006.

- [36] Federal Emergency Management Association (FEMA). *FEMA E-74 Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake*. 2011.
- [37] N. Bonessio. *Ottimizzazione strutturale su base prestazionale di sistemi di controventi dissipativi*. Phd thesis, Università di Roma "La Sapienza", 2009.
- [38] Norme per l'esecuzione di opere in conglomerato cementizio semplice o armato - R.D. 16.11.1939 n 2229, 1939.
- [39] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. NTC 2008, Decreto Ministeriale 14/1/2008 - norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale S.O. no.30 on 4/2/2008 (2008), 2008.
- [40] INGV Istituto Nazionale di geofisica e Vulcanologia. esse1-gis.mi.ingv.it.
- [41] M. Aschheim. Seismic design based on the yield displacement. *Earthquake Spectra*, 18(4):581–600, 2002.
- [42] F. McKenna, G. L. Fenves, and M. H. Scott. Open system for earthquake engineering simulation. *Pacific Earthquake Engineering Research Centre*, 2000.
- [43] *SteelRetro-Final Report*. European Commission, Research Fund for Coal and steel, Luxembourg.
- [44] Giunta Regionale Regione Abruzzo - Servizio tecnico regionale dei LL.PP. Prezzi informativi opere edili nella regione Abruzzo, 2014.
- [45] J. Lehtonen and V. Hyypä. Classification of Micropile Underpinning Methods Exemplified by Projects in Turku. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15(C):295–310, 2010.
- [46] Y. Takashi, N. Yoshinori, and O. Yoshinori. Efficiency of Micropile for Seismic Retrofit of foundation system. In *12th WCEE- World Conference of Earthquake Engineering*, 2000.

- [47] P. A. Motlagh and A. Pak. Comparison of Seismic Retrofitting Methods for Existing Foundations in Seismological Active Regions. *International Journal of Civil, Architectural, Structural and Construction Engineering*, 8(5):522–527, 2014.
- [48] D. Vamvatsikos and A. Cornell. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9):1097–1117, 2006.