



Università degli Studi di Ferrara

DOTTORATO DI RICERCA IN "SCIENZA DELL'INGEGNERIA"

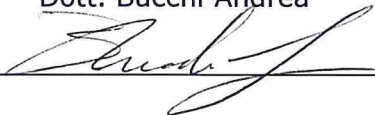
CICLO XXV
COORDINATORE Prof. Stefano Trillo

*Valutazione della risposta sismica di edifici
esistenti alti in c.a. a pareti sismo-resistenti.
Un esempio: La Sede della Regione Emilia-Romagna*

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/08

Dottorando

Dott. Bucchi Andrea



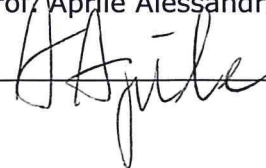
Tutore

Prof. Trillo Antonio



Cotutore

Prof. Aprile Alessandra



Anni 2010/2012

A mia moglie Alessandra

I.	Introduzione.....	6
II.	Organizzazione del testo.....	7
	<i>Parte Prima</i>	8
1.	Storia della classificazione sismica italiana.....	8
1.1	Premessa.....	8
1.2	1909 – 1984: due date importanti.....	8
1.3	Dal 1984 al 2003.....	13
1.4	Dal 2003 ad oggi.....	16
2.	Evoluzione della normativa tecnica.....	19
2.1	Premessa.....	19
2.2	Le prime Norme Tecniche in materia sismica.....	19
2.3	Le Leggi sismiche dal 1974 ad oggi.....	26
3.	Inquadramento normativo per la valutazione degli edifici esistenti in c.a.	33
3.1	Premessa.....	33
3.2	Prestazioni degli edifici esistenti.....	33
3.3	La valutazione di sicurezza.....	36
4.	Conclusioni e cenni sul convenzionalismo del calcolo strutturale.....	40
	<i>Parte Seconda</i>	42
5.	Premessa.....	42
6.	Comportamento globale di strutture a pareti sismo-resistenti.....	44
6.1	Analisi del comportamento di pareti snelle (slender walls).....	44
6.2	Analisi del comportamento di pareti tozze (squat walls).....	44
6.3	Analisi del comportamento di pareti accoppiate (coupled walls).....	45
6.4	Comportamento globale di pareti di controvento solidali a telai ortogonali.....	55
7.	Analisi della capacità resistente di strutture a pareti sismo-resistenti.....	57
7.1	Analisi della capacità resistente delle pareti snelle (slender walls).....	57
7.1.1	Resistenza a flessione.....	59
7.1.2	Duttilità e instabilità.....	61
7.1.3	Resistenza a taglio.....	64
7.2	Analisi della capacità resistente delle pareti tozze (squat walls).....	65
7.2.1	Resistenza a flessione.....	67
7.2.2	Resistenza a taglio.....	67
7.3	Analisi della capacità resistente delle pareti accoppiate (coupled walls).....	73
7.3.1	Resistenza a taglio delle travi di accoppiamento.....	75
8.	Normativa inerente la progettazione di strutture a pareti sismo-resistenti.....	77
8.1	Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2008 e Circ. 617/2009.....	77
8.2	Normativa europea Eurocodice 8.....	81
8.3	Normativa americana A.C.I. 318.....	82
9.	Comportamento di elementi in parete sottile a sezione circolare cava.....	86
9.1	Premessa.....	86
9.2	Resistenza a taglio.....	87
9.2.1	Modelli “EC2” e “FEMA”.....	87
9.2.2	Modello “UCB”.....	88
9.2.3	Modelli “UCSD-ORIG” e “UCSD-MOD”.....	88
9.3	Valutazione in merito alle condizioni di collasso.....	89
10.	Metodi di analisi delle sollecitazioni in strutture a pareti sismo-resistenti.....	91
10.1	Approccio alle forze – <i>Analisi Modale</i>	91
10.2	Modal Pushover Analysis (M.P.A.).....	99
10.3	Approccio agli spostamenti – Direct Displacement Based Design.....	102
11.	Cenni in merito a sistemi avanzati di protezione sismica delle strutture.....	107

11.1	Approccio energetico del problema.....	107
11.2	Isolamento sismico	109
11.3	Dissipazione energetica.....	112
11.3.1	Dissipatori dipendenti dallo spostamento.....	113
11.3.2	Dissipatori dipendenti dalla viscosità.....	115
11.3.3	Tipologie di dissipatori.....	116
<i>Parte Terza</i>		
12.	Premessa.....	120
13.	Documentazione disponibile e descrizione dell'organismo edilizio.....	121
13.1	Documentazione disponibile	122
13.1.1	Documenti reperiti per la parte geologica	123
13.1.2	Documenti reperiti per la struttura.....	126
13.2	Descrizione dell'organismo edilizio	126
13.3	L'organismo strutturale in progetto nell'anno 1985.....	128
13.5	Principi generali di funzionamento dell'edificio	132
13.6	Analisi dei carichi.....	134
13.7	Azione sismica di riferimento.....	138
13.8	Livello di conoscenza e Fattore di confidenza	140
14.	Considerazioni in merito alla verifica statica del fabbricato	144
14.1	Premessa.....	144
14.2	Verifica degli impalcati di piano	144
14.3	Verifica delle strutture metalliche verticali	153
14.4	Verifica della trave a cassone a quota 11.68 metri	155
14.5	Verifica degli elementi in c.c.a.....	158
14.6	Considerazioni inerenti alle fondazioni.....	163
14.7	Considerazioni finali in merito all'idoneità statica del fabbricato.....	165
15.	Analisi delle frequenze proprie della struttura.....	166
15.1	Considerazioni preliminari	166
15.2	Masse sismiche e rigidità del sistema.....	167
15.2.1	Analisi delle masse	167
15.2.2	Analisi delle rigidità	171
15.3	Modelli ad elementi finiti	173
15.3.1	Modello Beam	173
15.3.2	Modello Plate.....	178
15.3.3	Modello globale della struttura contenuto nella verifica eseguita nel 1990	181
15.3.4	Confronto tra modelli di calcolo.....	184
16.	Analisi sismica della struttura con spettro di risposta	188
16.1	Validazione del modello	188
16.2	Determinazione delle sollecitazioni.....	189
16.2.1	Sollecitazioni nelle torri di controventamento.....	191
16.2.2	Sollecitazioni negli accoppiatori sismici	197
17.	Analisi della capacità resistente della struttura.....	199
17.1	Calcolo del Momento Resistente M_{Rd} delle torri di controventamento.....	199
17.2	Calcolo del Taglio Resistente V_{Rd} delle torri di controventamento.....	212
17.3	Capacità resistente degli accoppiatori sismici	216
17.4	Capacità resistente della torre di controvento 11 a quota 37.16 metri.....	217
18.	Determinazione dell'accelerazione sismica di collasso.....	220
18.1	Verifica a flessione deviata alla base delle torri di controvento	220
18.2	Verifica a taglio alla base delle torri di controvento.....	221
18.3	Verifica della torre di controvento n. 11 a quota 37,16 metri.....	222
18.4	Verifica degli accoppiatori sismici.....	223
18.5	Conclusioni in merito ai risultati ottenuti	224
19.	Ipotesi di sostituzione degli accoppiatori sismici.....	225

19.1	Modellazione accoppiatori esistenti con rigidezza finita.....	226
19.2	Modellazione struttura con nuovi accoppiatori sismici	227
19.3	Tempi di intervento sull'immobile	229
20.	Considerazioni in merito alla duttilità del sistema	231
20.1	Possibilità di sviluppare analisi non lineari	231
20.2	Stima della qualità della costruzione attraverso l'utilizzo del "DDBD"	234
21.	Conclusioni.....	239

Allegato A. Elaborati esecutivi esistenti dell'edificio sottoposto a verifica di vulnerabilità sismica

I. Introduzione

Per quanto riguarda le costruzioni in conglomerato cementizio armato gettato in opera, i sistemi strutturali più comunemente utilizzati sono quelli a telaio, a setti portanti o una combinazione di entrambi.

A partire dagli anni '60, numerosissimi sono stati gli studi relativamente al comportamento sismico di strutture in c.a. a telaio.

Lo stesso si può affermare per le costruzioni costituite da pareti miste a telai. In particolare, l'argomento della progettazione sismica di tali tipologie di edifici ha sempre riguardato soprattutto gli edifici alti nei quali, evidentemente, l'impiego delle pareti avveniva allo scopo di limitarne la elevata deformabilità.

Il comportamento sismico di strutture realizzate interamente a pareti portanti in c.a. è stato meno studiato negli anni, nonostante si sia osservato che edifici realizzati mediante tali sistemi strutturali abbiano mostrato, in generale, pregevoli risorse di resistenza nei confronti di terremoti anche di elevata intensità.

Negli ultimi 15 anni, infine, l'ingegneria sismica si sta incentrando sull'approfondimento delle risorse di tipologie costruttive di cui si è sempre fatto largo uso in passato (tipicamente nei paesi dell'Europa continentale, in America latina, negli USA e anche in Italia), ma delle quali mancavano adeguate conoscenze scientifiche relativamente al loro comportamento in zona sismica.

Parallelamente all'approfondimento delle conoscenze del comportamento in zona sismica dei sistemi strutturali anzi detti si sta progredendo nella conoscenza e quindi nella consapevolezza della pericolosità sismica del territorio, grazie a nuove forme di classificazione sismica dello stesso. Questi nuovi criteri hanno comportato l'aumento delle zone considerate a "rischio sismico". Un esempio su tutti, la Regione Emilia-Romagna nel 2003 ha visto il suo territorio regionale passare da circa $\frac{1}{4}$ ad oltre $\frac{3}{4}$ classificato come sismico, con la conseguenza che, oltre alle nuove costruzioni che devono comunque attenersi a regole di progettazione mirate a garantire la sicurezza, anche tutti gli interventi sul patrimonio edilizio esistente devono essere pensati e realizzati considerando l'azione sismica di progetto. Infine, ciò ha comportato la necessità di attuare verifiche della sicurezza di quelle costruzioni esistenti che in caso di stati di emergenza devono garantire la loro operatività.

II. Organizzazione del testo

Al fine di meglio illustrare la ricerca condotta, il testo è organizzato come segue:

Nella **prima parte** sarà riportata una descrizione dei criteri di zonazione sismica che hanno interessato il territorio nazionale e le principali evoluzioni che si sono avute nel corso degli anni.

Saranno poi introdotti i principali aspetti normativi inerenti le verifiche di sicurezza del patrimonio edilizio esistente, con particolare riferimento alle strutture in c.a.

Nella **seconda parte** verranno esaminate le principali tipologie di pareti sismo-resistenti adottabili nella progettazione di edifici e saranno presentate le caratteristiche che le strutture a pareti portanti in c.a. devono possedere perché si possa ottenere una progettazione “ottimale” dal punto di vista sismico con riferimento, anche, a quanto richiesto dalla normativa tecnica vigente. Verranno infine esaminate, attraverso l’analisi dello stato dell’arte, anche le pareti strutturali aventi sezione circolare.

Sempre in questa parte verranno poi trattati i principali metodi di analisi delle sollecitazioni utilizzabili per edifici in c.a. con pareti sismo-resistenti. Infine saranno presentati alcuni cenni sui metodi di dissipazione dell’energia attraverso l’utilizzo di accoppiatori e smorzatori sismici.

Nella **terza parte** verranno discussi i risultati ottenuti dalla verifica sismica della Sede istituzionale della Regione Emilia-Romagna e saranno proposti alcuni metodi di miglioramento/adeguamento della stessa.

Parte Prima

1. Storia della classificazione sismica italiana

1.1 Premessa

Ogni otto anni mediamente in Italia si verifica un terremoto con conseguenze da gravi a catastrofiche. Questo comporta, per i governi che si succedono nel tempo, la necessità di fronteggiare l'emergenza e la ricostruzione, ma anche di elaborare una strategia di difesa dai terremoti.

Lo strumento di difesa adottato fino ad oggi in Italia è incentrato sulla normativa sismica, che predispone i requisiti antisismici adeguati per le nuove costruzioni in determinate zone del Paese; l'altra possibile difesa può avvenire attraverso l'intervento sul patrimonio edilizio già esistente, operazione che deve essere articolata a valle di complesse valutazioni socio-economiche, denominate analisi di rischio, in diffusione solo negli ultimi anni.

1.2 1909 – 1984: due date importanti

Le due date che compaiono nel titolo corrispondono ad un punto di partenza e ad un punto di arrivo nella storia della classificazione sismica del territorio nazionale.

Il 28 dicembre 1908 il terremoto di Reggio Calabria e Messina provocò la morte di circa 80.000 persone, manifestandosi come l'evento sismico più catastrofico occorso dai tempi dell'unità nazionale. Esso provocò un deciso impegno dello Stato ad operare in prevenzione rispetto al terremoto. Vennero così tradotte in legge le esperienze maturate in ambito scientifico e nella tecnica delle costruzioni anche a seguito di precedenti terremoti. Fu così emanato il Regio Decreto 18 aprile 1909 n.193 che elencava qualche centinaio di Comuni in Sicilia e Calabria (Figura 1.1) nei quali era posto l'obbligo di rispettare le norme tecniche, espresse dallo stesso Regio Decreto per l'edificazione delle nuove costruzioni e per la riparazione di quelle danneggiate. Le norme escludevano la possibilità di edificare su siti inadatti (terreni paludosi, franosi, molto acclivi), consentivano di edificare nuove costruzioni solo con specifiche tecnologie (muratura squadrata e listata, telai) e imponevano il rispetto di dettagliate regole costruttive (cordoli, sbalzi, strutture non spingenti). Le norme, inoltre, limitavano l'altezza degli edifici, specialmente di quelli che oggi definiremmo a particolare rischio per l'uso che ne veniva fatto o strategici e prescrivevano di considerare forze statiche orizzontali e verticali proporzionali ai pesi, per tenere conto degli effetti dell'azione sismica.

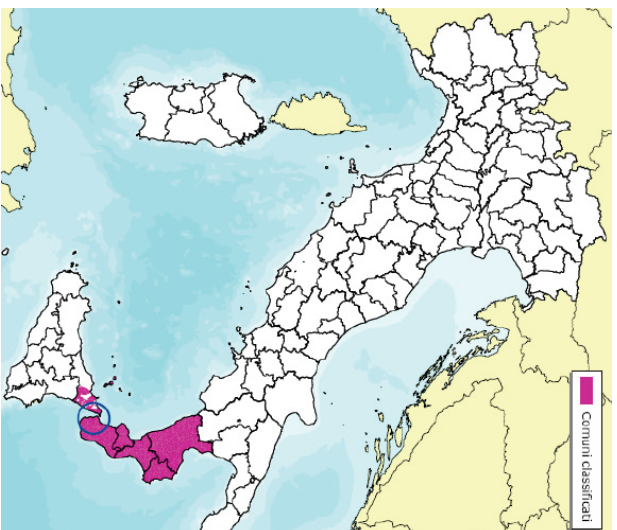


Figura 1.1 – Classificazione sismica RD 542/1909

A partire da quel Regio Decreto, si inaugurò la classificazione e si avviò la produzione di normativa sismica che avrebbe in seguito recepito negli aggiornamenti l'avvento di nuove tecniche costruttive e lo svilupparsi dello “stato dell'arte” nella scienza e tecnica delle costruzioni.

Il 13 Gennaio 1915 il terremoto di Avezzano, con le sue circa 32000 vittime, diede origine ad una nuova classificazione sismica introdotta con Regio Decreto 573/1915 (Figura 1.2). Vale la pena inoltre di ricordare un ulteriore conseguenza di questo sisma che fu il D.L. 1526 del 1916, con il quale vennero quantificate le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio.

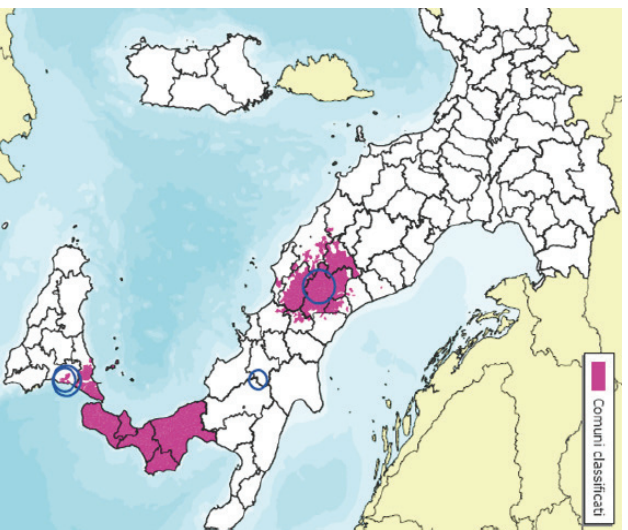


Figura 1.2 - Classificazione sismica RD 573/1915

A seguito degli eventi della Valiberina (26 Aprile 1917), Mugello (29 Giugno 1919) e Garfagnana (07 Settembre 1920) fu emanato il Regio Decreto n. 431 del 1927, con il quale

vennero introdotte due categorie sismiche a differente pericolosità (la I° e la II°) e la conseguente applicazione di diverse forze sismiche in ciascuna di esse (Figura 1.3).

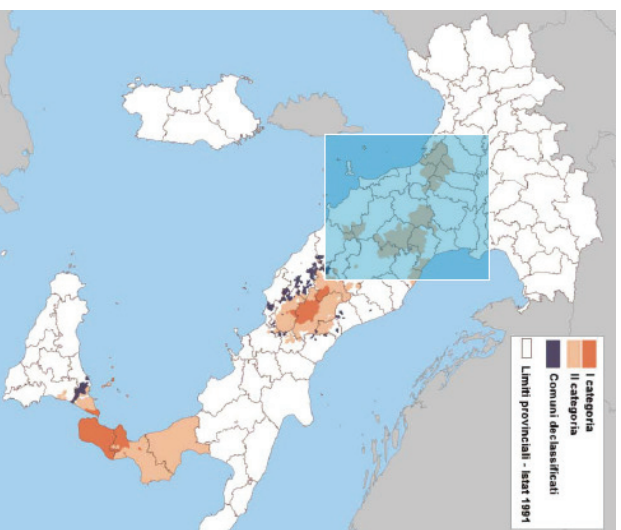


Figura 1.3 – Classificazione sismica RD 431/1927

Successivamente, dopo ulteriori diverse calamità (Friuli, Irpinia, Marche, Maiella), arrivò il Regio Decreto n. 640 del 1935 (Figura 1.4) che rappresentò per diversi aspetti un deciso passo avanti, con l'emanazione di specifiche direttive tecniche e con l'obbligo per i Comuni di approntare propri regolamenti edilizi. Alcune di tali direttive riguardavano la limitazione delle altezze degli edifici in funzione della larghezza delle strade e l'innalzamento delle altezze massime permesse in funzione delle tecnologie costruttive, il dimensionamento delle strutture in cemento armato, la definizione delle forze sismiche globali e la prescrizione di considerare il comportamento globale delle strutture a telaio secondo la teoria dei sistemi iperstatici elastici.

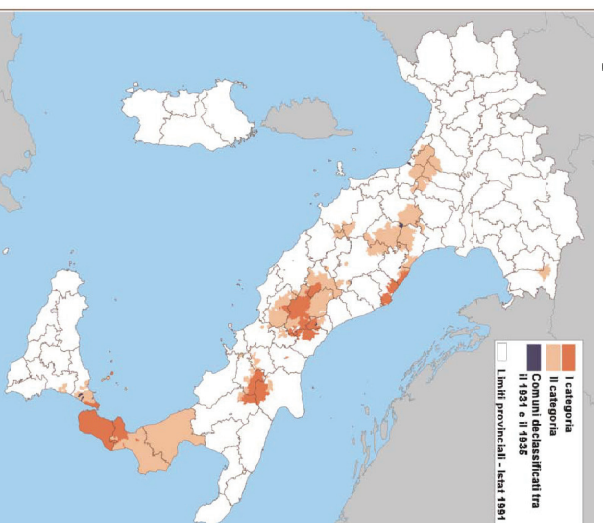


Figura 1.4 – Classificazione sismica RD 640/1935

Nel corso della II Guerra Mondiale e nel primo dopoguerra vengono inseriti in zona sismica alcuni comuni, ma altri vengono declassificati per favorire lo sviluppo economico. La declassificazione interessò anche comuni che, ad oggi, sono stati riclassificati e inseriti nella “zona 2”. La classificazione con la legge 1684 del 1962 assume la conformazione sotto riportata (Figura 1.5). Con essa, almeno nelle intenzioni, le norme sismiche venivano applicate ai Comuni ‘soggetti ad intensi movimenti sismici’ e non più solo a quelli colpiti dal terremoto. Si introduceva, inoltre, la possibilità di considerare azioni sismiche ridotte in presenza di situazioni geologiche e morfologiche particolarmente favorevoli. Venivano poi rivisti i limiti delle altezze degli edifici in funzione della loro tipologia costruttiva e della larghezza delle strade.

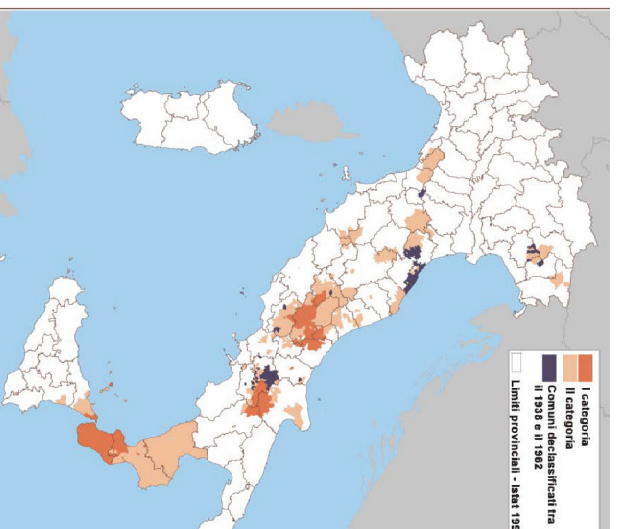


Figura 1.5 – Classificazione sismica L. 1684/1962

Il sisma del 15 Gennaio 1968 che si abbatté sulla valle del Belice provocando circa 370 morti mise drammaticamente a nudo lo stato di arretratezza in cui vivevano quelle zone della Sicilia occidentale. Di conseguenza nel 1974, con l’emanazione della legge n. 64 viene posta una pietra miliare nel percorso della normativa, non solo sismica, attualmente vigente; essa infatti stabilisce alcuni principi generali, anche di carattere tecnico, ma soprattutto affida ad appositi Decreti ministeriali il compito di disciplinare, sotto il profilo della sicurezza, i diversi settori delle costruzioni, garantendo inoltre un più agevole aggiornamento successivo delle norme stesse. Così, negli anni seguenti, sono state prodotte norme tecniche relative ad edifici, ponti, dighe e alle indagini sui terreni di fondazione, senza dover ricorrere allo strumento della Legge. Con il Decreto Ministeriale n. 40 del 03/03/1975 venivano introdotte regole di progetto per strutture in c.a., c.a.p. e acciaio, si dava la possibilità di effettuare analisi dinamica e si modificavano i coefficienti di contemporaneità delle azioni.

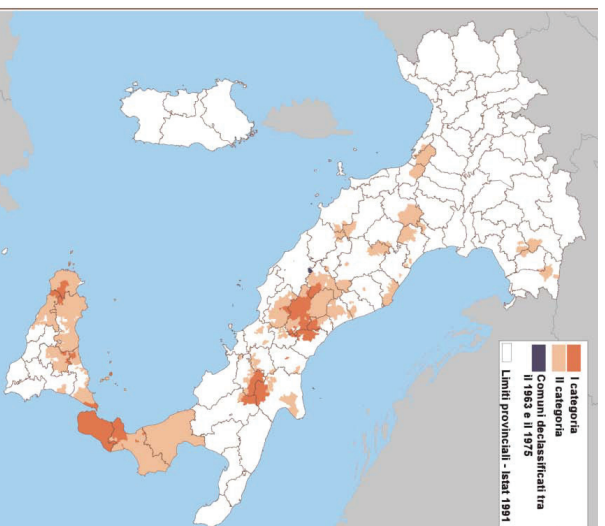


Figura 1.6 – Classificazione sismica 1963-1975

Sempre con la legge n. 74 del 1964 fu previsto un sistema di controlli e di repressione delle violazioni particolarmente incisivo nelle zone sismiche, la cui efficacia tuttavia si è progressivamente ridotta a seguito della possibilità introdotta dalla Legge 741/81 di snellire le procedure di controllo attraverso metodi a campione.

Anche nel settore della classificazione, il cambiamento decisivo avvenne con la Legge del 2 febbraio 1974, la quale stabilì che la classificazione sismica del territorio italiano doveva procedere sulla base di comprovate motivazioni tecnico scientifiche e rimandò a “decreti del Ministro per i Lavori Pubblici emanati di concerto con il Ministro per l'Interno, sentiti il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e le Regioni interessate” l'aggiornamento degli elenchi delle zone dichiarate sismiche.

Con i successivi terremoti del Friuli (06 Maggio 1976) e dell'Irpinia (23 Novembre 1980), che portarono rispettivamente a 965 e 2750 vittime, furono emanati i Decreti Ministeriali 515/1981 e 35/1984 con introduzione della 3° categoria sismica (Figura 1.7)

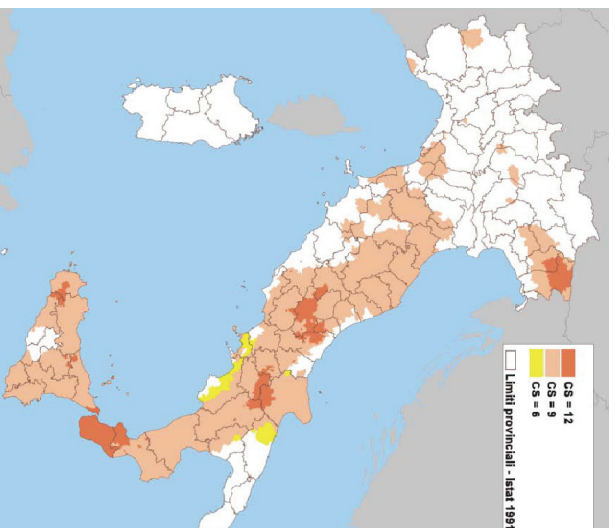


Figura 1.7 - Classificazione sismica 1976-1984

1.3 Dal 1984 al 2003

Il processo di classificazione stava durando da circa 80 anni e si erano classificati sismici quei comuni che avevano risentito di un evento distruttivo negli ultimi 80 anni. Un'idea di classificazione che si basasse su questi criteri poteva andare bene se il processo degli eventi avesse avuto un periodo di ritorno di circa un centinaio d'anni. Tuttavia il periodo di ritorno di un evento catastrofico può essere anche dell'ordine di un migliaio di anni e quindi si sarebbe dovuto aspettare all'incirca altri 900 anni per avere una classificazione che proteggesse il territorio italiano da eventi sismici, almeno per le nuove costruzioni.

Alla fine degli anni settanta si sentì quindi la necessità di razionalizzare la zonazione sismica del territorio nazionale, che essendo evoluta come detto per aggregazioni successive di Comuni interessati da nuovi eventi sismici, conteneva vuoti assolutamente ingiustificabili.

Dopo il terremoto del Friuli fu promosso il Progetto Finalizzato Geodinamica (PFG) con l'obiettivo di realizzare mappe basate su moderni approcci tecnico-scientifici, cercando, cioè, di prevedere dove sarebbero accaduti i terremoti, piuttosto che guardando a dove erano accaduti di recente.

Furono redatti e sistematizzati i cataloghi storici, contenenti terremoti a partire dall'anno 1000, e furono valutati i risentimenti ad ogni comune a partire da questi terremoti. Per ciascun comune, ed in maniera omogenea sul piano nazionale, furono determinati 3 indicatori:

1. La massima intensità macrosismica risentita nel comune, come da catalogo storico;
2. L'intensità con un determinato periodo di ritorno (500 anni);
3. Il rapporto C/Crif (C = coefficiente sismico delle norme Tecniche).

Successivamente la commissione per la riclassificazione sismica del Ministero dei Lavori Pubblici riprese il lavoro del PFG e stabilì dei valori di soglia per ognuno dei 3

precedenti indicatori e inserì in zona sismica quei comuni che eccedevano i valori soglia in almeno due indicatori. Venivano classificati anche i comuni che eccedevano un solo valore soglia a patto che tale eccedenza fosse comunque di una certa quantità.

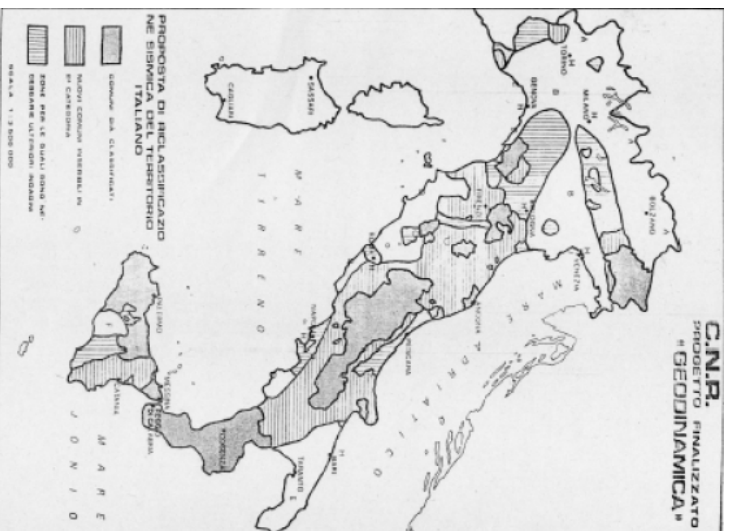


Figura 1.8 – Proposta di riclassificazione sismica del territorio italiano

Il ministero emanò una serie di decreti di classificazione per giungere nel 1984 alla classificazione che rimase vigente fino al 2003 (Figura 1.9).

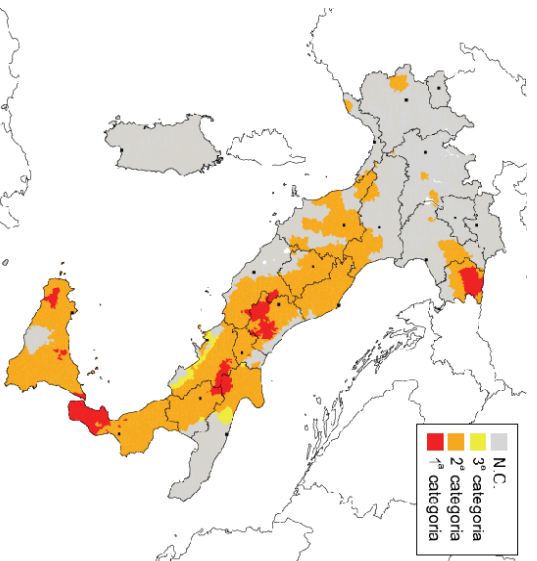


Figura 1.9 – Classificazione sismica 1984

Negli anni successivi si arrivò ad una revisione delle Norme Tecniche nel 1996 e dopo il terremoto di Umbria – Marche (29 Settembre 1997), che provocò 12 vittime e notevoli

danni, la Commissione Grandi Rischi incaricò un Gruppo di Lavoro (SSN-GNDT-INGV) per la redazione di una proposta di riclassificazione del territorio italiano sfruttando le conoscenze, decisamente aumentate rispetto al 1980, nel settore della pericolosità sismica (cataloghi, zone sismo genetiche, modelli di occorrenza).

Il Gruppo di Lavoro produsse una nuova classificazione sismica del territorio nazionale (Figura 1.10) che però, contrariamente a quanto accadde dopo il PFG, non fu accolta dal Ministero dei Lavori Pubblici e quindi non divenne legge.

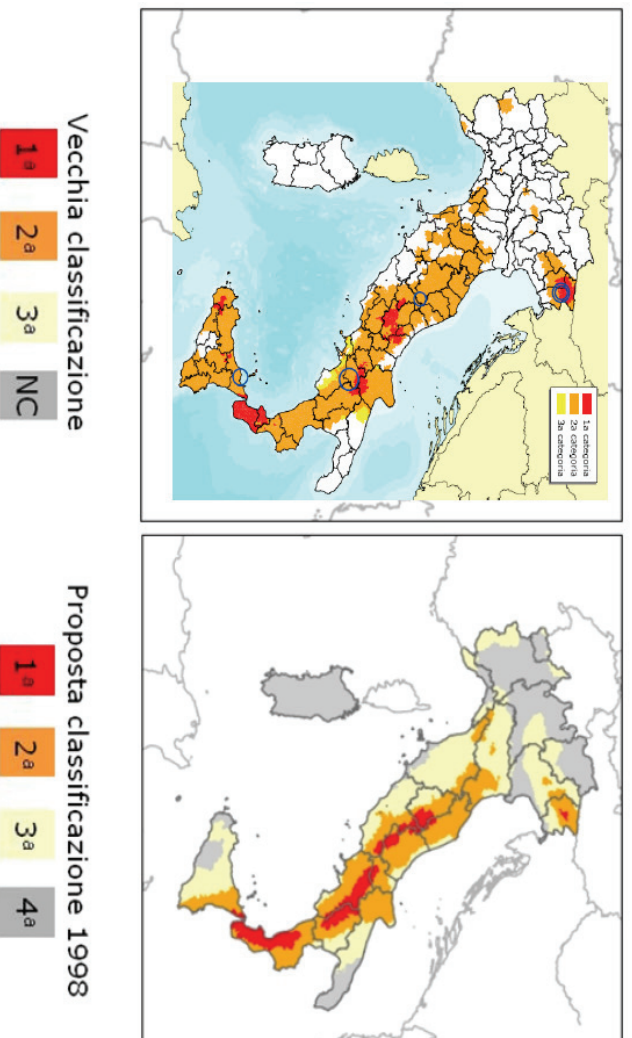


Figura 1.10 – Classificazione sismica GdL 1998

Una decisa accelerazione nella direzione di una classificazione più restrittiva fu provocata dalla tragedia di San Giuliano di Puglia in concomitanza del sisma di Molise – Puglia (31 Ottobre 2002) che provocò un totale di 29 vittime.

Da quella data fu del tutto evidente come la classificazione del territorio italiano fosse rimasta immutata dal 1980, in uno stato di quasi completa stagnazione. Non furono, infatti, utilizzate le aumentate conoscenze scientifiche nel settore della pericolosità che avevano portato ad una proposta di riclassificazione del territorio, con la conseguenza che furono edificate costruzioni sottoprotette per decenni.

La stessa stagnazione che si era avuta nel settore della classificazione sismica si era avuta anche nelle Norme Tecniche. Infatti, l'Italia aveva avuto nel 1908 uno dei codici più moderni per la riparazione di edifici danneggiati e la costruzione di nuovi per poi passare ad avere, nel 2002, uno dei codici più obsoleti tra le nazioni soggette ad elevato rischio sismico.

1.4 Dal 2003 ad oggi

Successivamente alla tragedia di San Giuliano di Puglia venne costituito con decreto n. 4485 del 04 Dicembre 2002 un Gruppo di Lavoro con lo scopo di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Il gruppo di Lavoro ritenne indispensabile proporre di innovare profondamente le norme tecniche adottando, in modo omogeneo per tutto il paese, soluzioni coerenti con il sistema di normative già definito a livello europeo.

La differenza sostanziale tra le norme di nuova generazione, quali per esempio l'EC8, e quelle tradizionali, consiste nell'abbandono del carattere convenzionale e puramente prescrittivo a favore di una impostazione esplicitamente prestazionale, nella quale gli obiettivi della progettazione che la norma si prefigge vengono dichiarati, ed i metodi utilizzati allo scopo vengono singolarmente giustificati.

L'adozione di un sistema normativo coerente con l'EC8 comporta automaticamente la definizione del formato in cui esprimere il "grado di sismicità" delle diverse zone del territorio nazionale, consentendo una significativa razionalizzazione del processo di individuazione delle "zone sismiche".

Il Gruppo di Lavoro sottolinea che i criteri per l'individuazione delle zone sismiche rispettavano quanto previsto dal Dlgs 112/1998 in relazione alla competenza di Stato e Regioni, pur garantendo di evitare incongruenze potenzialmente connesse ad una parcellizzazione di processi per loro natura connessi a valutazioni a grande scala geografica. A tal proposito il Gruppo di Lavoro ritiene opportuno segnalare che la delega alle Regioni in materia di individuazione delle zone sismiche è in contrasto con la scala geografica dei fenomeni sismici stessi.

Gli aspetti più negativi della classificazione sismica vigente fino al 2003 riguardano le modalità per l'individuazione delle zone sismiche e la loro attuale distribuzione geografica. In particolare:

- a) Il sistema vigente fino al 2003 non prevede criteri di alcun tipo, e tanto meno di tipo scientifico, per la individuazione delle zone sismiche e del relativo "grado di sismicità". In particolare prevede, prevede che alle zone di prima, seconda e terza categoria siano associati rispettivamente i valori 12, 9 e 6 del "coefficiente di sismicità" S, senza che tale coefficiente sia definito e senza che siano definite le modalità per determinarlo.
- b) La mappa di classificazione prevede di fatto una quarta categoria, costituita da i comuni non classificati, nella quale non vige nessuna normativa antisismica.
- c) La mappa delle zone sismiche è ferma al 1984 e non raccoglie, come già accennato in precedenza, gli aggiornamenti scientifici disponibili al 1996 ne quelli maturati dopo tale data.

L'adozione di un sistema di norme tecniche coerente con l'EC8 consente di risolvere quasi automaticamente i primi due punti, in quanto definisce il formato in cui esprimere il "grado di sismicità" delle diverse zone del territorio nazionale.

L'EC8 richiede infatti una o più mappe di pericolosità sismica, compilate preferibilmente in termini di accelerazione massima al suolo, riferita a diversi periodi di ritorno ovvero a prefissate probabilità di eccedenza in intervalli di tempo prefissati. Le zone sismiche devono dunque essere definite in relazione ad un certo numero di classi di valori di pericolosità sismica, da determinarsi secondo procedure scientifiche, e devono coprire l'intero territorio nazionale.

L'elemento apparentemente più innovativo della proposta consistette nell'eliminazione della dicotomia tra "zone classificate" e "zone non classificate", che di fatto veniva interpretata come "zone sismiche" e "zone non sismiche". Tale scelta comportava una riduzione del rischio sismico senza particolari aggravii sull'industria delle costruzioni.

Furono così introdotti 4 valori di accelerazioni orizzontali (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico a cui riferire la progettazione. Ciascuna zona fu individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo lo schema riportato in Tabella 1.1.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Tabella 1.1 – Accelerazioni di ancoraggio dello spettro elastico

La mappatura nazionale delle zone sismiche del 2003 è riportata in Figura 1.11.

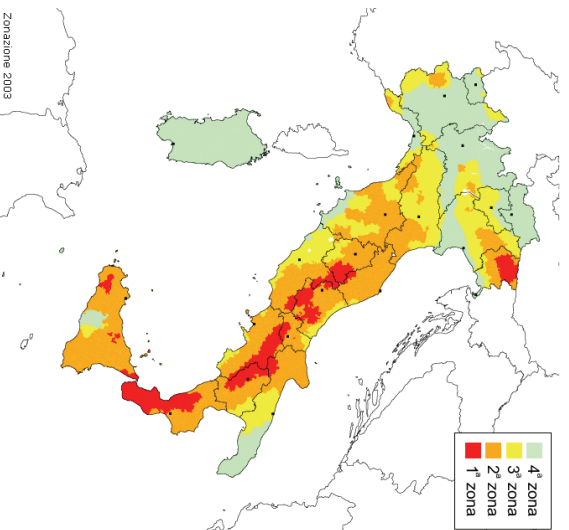


Figura 1.11 – Zonazione sismica 2003

Successivamente, con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 Aprile 2006, ai fini dell'individuazione delle zone sismiche e della formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone furono approvati i criteri generali e la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale (Figura 1.12).

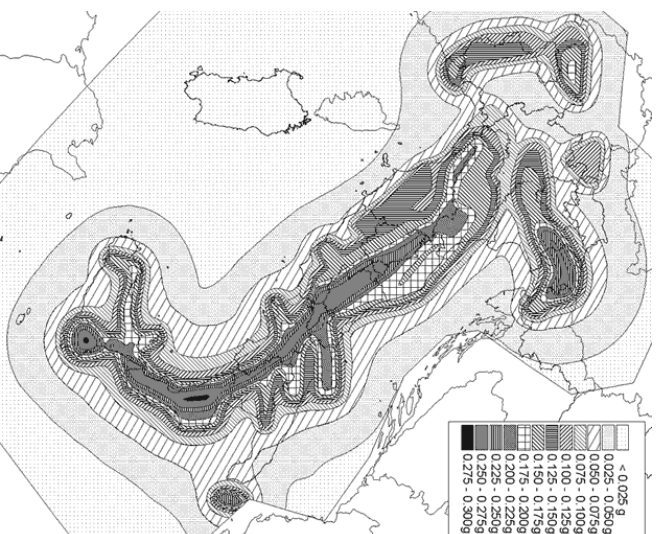


Figura 1.12 – Mappa pericolosità sismica 2006

La mappa di pericolosità sismica rappresentava le accelerazioni a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. Questa mappa venne fornita con curve di livello a passo 0.025 g su griglia a 0.05° e fu utilizzata dalle regioni e dal DPC per aggiornare le zone sismiche.

Con l'entrata in vigore a partire dal 01 Luglio 2009 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (NTC2008), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Tale pericolosità è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

In merito a questo procedimento vennero sollevati molti dubbi sulla classificazione sismica del territorio nazionale in zone 1, 2, 3 e 4 con riferimento ai valori di accelerazioni a_g ricavati in sede di calcolo.

A tal proposito si evidenzia che, ai sensi del D.Lgs. 112/98, è compito dello Stato fissare i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche ed è compito delle Regioni individuare le zone sismiche e con l'Ordinanza del P.C.M. 3519/2006, che ha adottato la mappa di pericolosità sismica MPS04 quale riferimento ufficiale, si sono definiti i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche di cui le Regioni dovranno tenere conto nei loro provvedimenti. Pertanto le NTC2008 non fissano i criteri per la classificazione né stabiliscono se ad un dato valore di Accelerazione a_g corrisponda una determinata zona sismica.

La classificazione sismica operata dalle Regioni, non viene per nulla resa inefficace dalle NTC2008, anche perché non è ammissibile che un D.M. possa modificare la stessa classificazione sismica. La mappa di pericolosità sismica cui fa riferimento l'allegato A delle NTC2008 è utile per il calcolo puntuale nelle varie zone, ma non ha alcun valore giuridico sulla classificazione sismica.

2. Evoluzione della normativa tecnica

2.1 Premessa

Come già accennato in premessa al Capitolo 1, lo strumento di difesa nei confronti dei terremoti è incentrato sulla normativa sismica che detta i requisiti antisismici necessari per una nuova costruzione e, solo ultimamente, fornisce indicazioni per intervenire sull'immenso patrimonio edilizio esistente per renderlo adeguato o quantomeno maggiormente sicuro.

Vedremo nei paragrafi che seguono come si è evoluta la normativa tecnica in materia sismica negli anni passando da essere una normativa fortemente "prescrittiva" a una normativa "prestazionale".

2.2 Le prime Norme Tecniche in materia sismica

A seguito del terremoto che interessò lo Stretto di Messina nel dicembre del 1908, ebbe inizio una copiosa legislazione in materia di edilizia antisismica.

I primi regolamenti contenevano norme rivolte esclusivamente ai territori già colpiti da eventi sismici. Quelle contenute nel RD 18 aprile 1909, n. 193, riguardavano principalmente gli aspetti di seguito elencati:

- *la scelta dei siti edificabili*, poiché vietava di costruire edifici su terreni paludosi, franosi, o atti a scoscendere, o sul confine fra terreni di natura od andamento diverso, o sopra un suolo a forte pendio, salvo quando si trattasse di roccia compatta. Queste prescrizioni denotano già come, nella cultura di quei tempi, si sentiva la necessità di una microzonazione del territorio.
- *le altezze massime e il numero dei piani degli edifici*, poiché prescriveva un'altezza massima degli edifici di 10 metri e un numero massimo di piani pari a 2. Era consentita la presenza di un piano interrato o seminterrato a patto che il piano terreno avesse quota di calpestio ad un livello massimo sopraelevato rispetto al suolo circostante di 1,5 metri. A tali prescrizioni potevano essere concesse deroghe, previo parere del C.S.LL.PP, purché, in ogni caso, le destinazioni d'uso di tali edifici non fossero alberghi, scuole, ospedali e simili. Si nota come la limitazione dell'altezza rappresentava il criterio fondamentale per garantire la sicurezza delle costruzioni e come per particolari categorie di costruzioni, che oggi chiameremo strategiche o rilevanti, si richiedesse una maggiore protezione sismica.
- *le caratteristiche del suolo di fondazione*, in quanto si richiama la necessità che le costruzioni fossero posate su roccia compatta o comunque su terreno sodo e che, in caso diverso, dovevano considerarsi mezzi dell'arte del costruttore per ottenere una buona fondazione tale che la pressione statica indotta sul terreno fosse inferiore a 2 kg/cmq.
- *la tipologia dei materiali posti in opera*, in quanto i materiali devono essere di buona qualità ed è vietato l'utilizzo di muratura a sacco e muratura costituita da ciottoli a meno che questa non venga posta in opera con struttura listata. È fatto inoltre divieto l'utilizzo di ghisa e di ogni altro materiale fragile per travi, colonne e per ogni altra parte essenziale dell'organismo strutturale. Si nota come le calamità

naturali avessero già evidenziato i sistemi resistenti inadatti all'utilizzo in zona sismica e come si volesse evitare la messa in opera di materiali che arrivassero alla rottura in maniera improvvisa.

- *idoneità dei sistemi costruttivi*, considerato che era prevista la messa in opera di un'ossatura costituita da membrature di legno, ferro, cemento armato o muratura armata, capaci di resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio. Era altresì consentito l'utilizzo della sola muratura per costruzioni aventi un solo piano.
 - *caratteristiche degli impalcati di piano*, poiché era espressamente vietato l'utilizzo di volte impostate al di sopra del suolo e le strutture dei piani superiori dovevano essere costituite unicamente da solai. Per le strutture in muratura era prescritto che una trave di solaio ogni tre dovesse poggiare su tutta la grossezza dei muri e dovesse venire impalettata esternamente. Queste prescrizioni denotano già come fosse percepita la necessità di evitare strutture orizzontali spingenti e attribuita, invece, funzione di incatenamento agli impalcati.
 - *regole di buona costruzione*, erano, infatti, presenti numerose prescrizioni riguardanti, ad esempio, il posizionamento delle aperture in strutture in muratura che dovevano distare più di 1,5 metri dagli spigoli del fabbricato, la costruzione di strutture a sbalzo che era vietata eccetto per balconi e cornici le quali dovevano avere al massimo sporgenza rispettivamente di 0,60 metri e 0,40 metri.
 - *prescrizioni inerenti i calcoli di stabilità*, nei calcoli di stabilità o resistenza delle costruzioni dovevano considerarsi:
 1. le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico, aumentate di una percentuale che rappresentasse l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
 2. le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio simulate con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni. Si nota come, pur trattandosi di prescrizioni aventi carattere qualitativo, veniva comunque richiamata l'attenzione sulla natura dinamica dell'azione sismica.
- Una definizione quantitativa delle azioni dinamiche introdotte nel RD 18 aprile 1909, n. 193 fu riportata invece all'interno del RD 5 novembre 1916, n. 1526 nel quale si precisava che nei calcoli dovevano prendersi in considerazione:
1. le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico (se avente carattere fisso o di lunga permanenza), aumentate del 50% in modo da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie (Figura 2.1);
 2. le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, simulate con accelerazioni applicate orizzontalmente alle masse del fabbricato nelle due direzioni. I rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi dovevano essere uguali a un ottavo per il piano terreno degli edifici, ad un sesto per il piano superiore (Figura 2.2).

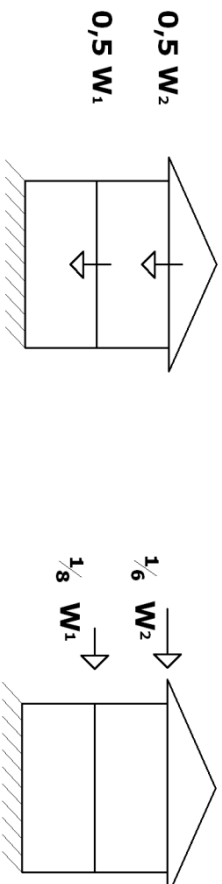


Figura 2.1 – effetto sussultorio

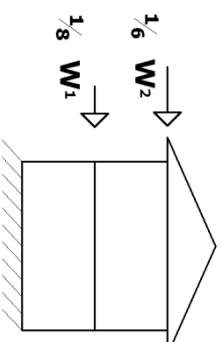


Figura 2.2 – effetto ondulatorio

Considerando pertanto edifici aventi 1, 2 o 3 piani, il rapporto tra taglio resistente alla base e peso totale dell'edificio valeva:

$$\text{Edificio ad un piano: } C = \frac{V_b}{W} = \frac{1}{8} \quad = \mathbf{0.125} \quad (2.1)$$

$$\text{Edificio a due piani: } C = \frac{V_b}{W} = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{6} \right) / 2 \quad = \mathbf{0.145} \quad (2.2)$$

$$\text{Edificio a tre piani: } C = \frac{V_b}{W} = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{6} + \frac{1}{6} \right) / 3 = \mathbf{0.152} \quad (2.3)$$

Successivamente, con il RD 23 ottobre 1924, n. 2089 fu stabilito espressamente che i calcoli degli edifici in cemento armato o a struttura metallica, dovevano essere firmati da un ingegnere (art. 28, ultimo comma). Fu inoltre specificato che all'interno dei calcoli le forze utilizzate per rappresentare le scosse sussultorie e quelle utilizzate per rappresentare le scosse ondulatorie non erano da considerarsi come agenti contemporaneamente ma bensì dovevano essere applicate distintamente.

Con questo Regio Decreto furono fissate numerose prescrizioni sulle dimensioni delle membrature delle ossature degli edifici di comune abitazione. Queste riguardavano principalmente gli aspetti di seguito elencati:

- *dimensione geometrica dei pilastri*, questa veniva prescritta al piano terra almeno di cm 40x40 e al piano superiore almeno di cm 30x30. Inoltre ad uno stesso piano tutti i pilastri dovevano avere la stessa sezione;
- *diametro dell'armatura utilizzata nei pilastri*, poiché vietava l'utilizzo di tondini di armatura al piano terreno di diametro inferiore a mm 25 e al piano superiore di diametro inferiore a mm 18;
- *distanza tra pilastri*, che doveva essere inferiore ai 5 metri;
- *quantità di strutture verticali resistenti*, poiché il numero minimo di pilastri era fissato dal rapporto della superficie coperta espressa in metri quadrati di viso 10;
- *posizionamento delle strutture verticali*, in quanto era fatto obbligo porle in maniera allineata nelle sezioni trasversali e nelle sezioni longitudinali e collegarle da correnti costituenti un ingabbiamento completo a maglie rettangolari.

Sempre in questo decreto si rimarcava ancora la necessità che i solai fossero adeguati a svolgere una funzione di “controventamento delle pareti”.

Come illustrato al Capitolo 1, a seguito degli eventi sismici della Valtiberina (26 Aprile 1917), del Mugello (29 Giugno 1919) e della Garfagnana (07 Settembre 1920) fu emanato il RD 13 marzo 1927, n. 431.

Questo decreto oltre ad introdurre una differenziazione in due categorie delle località colpite dai terremoti, in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica, introdusse una diversificazione delle prescrizioni da applicare nella progettazione delle costruzioni erette in queste due categorie.

I maggiori cambiamenti rispetto alle prescrizioni contenute nei precedenti decreti riguardavano, senza dubbio, la quantificazione delle forze statiche equivalenti al sisma e l'altezza massima consentita degli edifici, entrambe differenziate per categoria.

Per quanto riguarda l'altezza massima degli edifici, per la prima categoria rimaneva fissata a 10 metri dal livello del suolo con un massimo di due piani fuori terra mentre per la seconda categoria veniva fissata a 12 metri con un massimo di tre piani fuori terra.

La definizione quantitativa delle azioni dinamiche avveniva come di seguito riportato:

1. le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico massimo, aumentate del 50% per la prima categoria (Figura 2.3) e del 30% per la seconda categoria (Figura 2.5) in modo da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
2. le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, simulate con accelerazioni applicate orizzontalmente alle masse del fabbricato nelle due direzioni. I rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi dovevano essere uguali per la prima categoria ad un ottavo per il piano terreno e ad un sesto per il piano superiore (Figura 2.4), mentre per la seconda categoria dovevano essere uguali a un decimo per tutti i livelli della costruzione (Figura 2.6).

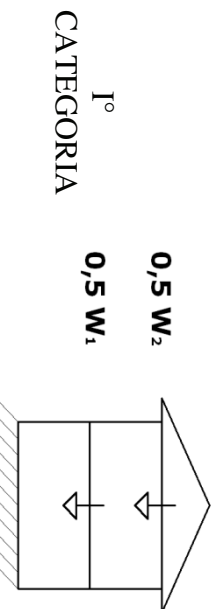


Figura 2.3 – Effetto sussultorio

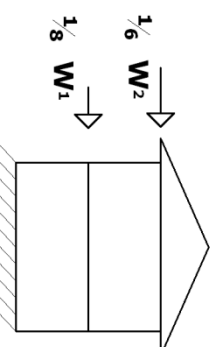


Figura 2.4 – Effetto ondulatorio

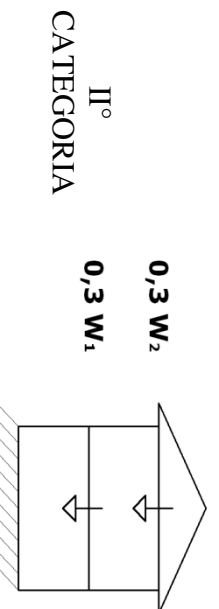


Figura 2.5 – Effetto sussultorio

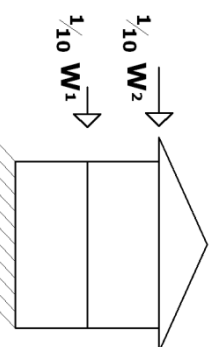


Figura 2.6 – Effetto ondulatorio

Considerando pertanto edifici aventi 1, 2 o 3 piani, il rapporto tra taglio resistente alla base e peso totale dell'edificio valeva:

Edificio	I° Categoria	II° Categoria
Un piano	$C = \frac{V_b}{W} = \frac{1}{8}$ =0.125	$C = \frac{V_b}{W} = \frac{1}{10}$ = 0.100
Due piani	$C = \frac{V_b}{W} = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{6}\right) / 2$ =0.145	$C = \frac{V_b}{W} = \frac{1}{10}$ = 0.100
Tre piani		$C = \frac{V_b}{W} = \frac{1}{10}$ = 0.100

In seguito ad altri eventi sismici vennero emanate ulteriori normative, tra queste anche il RD 23 marzo 1935, n. 640 nella quale si delinea, ancora una volta, un nuovo quadro normativo.

Questo decreto si apriva con riferimento a tutti i comuni del regno non colpiti da terremoti, facendo obbligo agli stessi di adottare un regolamento edilizio per l'osservanza delle buone regole dell'arte del costruire, in relazione anche ai materiali e ai sistemi costruttivi adottati nei loro rispettivi territori. Seguivano poi una serie di indicazioni e prescrizioni di carattere generale riguardanti l'idoneità dei siti, le modalità di esecuzione delle opere fondali nonché dei solai e la qualità dei materiali.

Il decreto proseguiva con riferimento alle località sismiche della I° e II° categoria riprendendo molti dei concetti già contenuti nei precedenti decreti e introducendo alcune variazioni che esponiamo di qui di seguito.

Di primaria importanza era la modifica della parte riguardante i "calcoli di stabilità" (art. 30) nella quale venivano quantificate le azioni dinamiche. Infatti, furono introdotti alcuni cambiamenti che portavano ad una diminuzione delle forze sismiche statiche equivalenti da applicare alla struttura sia per simulare il moto sussultorio sia per quello ondulatorio. Tali azioni statiche equivalenti venivano così determinate:

1. le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sovraccarico massimo, aumentate del 40% per la prima categoria (Figura 2.7) e del 25% per la seconda categoria (Figura 2.9) in modo da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
2. i rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi dovevano essere uguali per la prima categoria a 0.1 qualunque sia l'altezza del fabbricato ed il numero di piani (Figura 2.8), mentre per la seconda categoria dovevano essere uguali a 0.07 sempre per tutti i livelli della costruzione (Figura 2.10).
3. con riferimento al contributo fornito dai carichi accidentali per la determinazione delle forze statiche equivalenti viene introdotto il fattore di partecipazione "s" assunto pari ad 1/3. Pertanto la determinazione delle forze avveniva come segue:

$\rightarrow F_v = 0.4 (G+sQ)$ I° categoria (2.4)	$F_v = 0.25 (G+sQ)$ II° categoria (2.5)
$\rightarrow F_h = 0.1 (G+sQ)$ I° categoria (2.6)	$F_h = 0.07 (G+sQ)$ II° categoria (2.7)

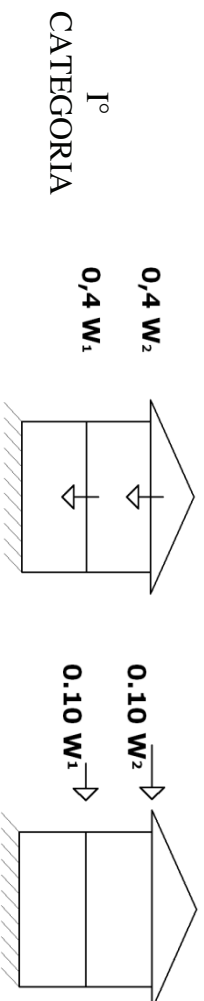


Figura 2.7 – effetto sussultorio

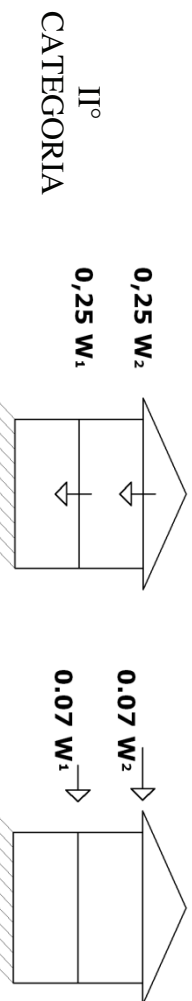


Figura 2.9 – Effetto sussultorio

Figura 2.10 – Effetto ondulatorio

Da questo impianto normativo esce una più semplice progettazione nei confronti delle forze orizzontali ma al tempo stesso una progettazione che trascura la natura dinamica dell'azione sismica che, soltanto nelle norme del 1975, verrà recuperata.

Nel medesimo decreto veniva inoltre richiamata la necessità di tenere conto, nei calcoli, dell'azione del vento, di evitare le strutture spingenti, di eseguire cordoli sui muri in corrispondenza di ogni ripiano e al piano di gronda.

Relativamente alle località sismiche, furono stabiliti nuovi limiti di altezza per gli edifici, portandoli a 16 metri e 4 piani fuori terra per la I° categoria e 20 metri e 5 piani fuori terra per la II° categoria. Tali limiti, come nelle precedenti norme, erano derogabili in casi eccezionali previo parere del Consiglio Superiore dei LL.PP.; tuttavia, non era più prevista l'assoluta inderogabilità per gli edifici aventi particolari destinazioni d'uso (ospedali, caserme, alberghi, etc.).

Scompareva anche la precisazione riguardo alle caratteristiche del piano cantinato (se incassato o meno nel terreno).

Gli edifici in muratura armata non erano più espressamente citati; veniva stabilito che gli edifici, salvo quelli in muratura ordinaria o in legno, dovevano essere realizzati con strutture atte a resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione o trazione, flessione e taglio.

In I° categoria l'uso della muratura ordinaria era consentito per gli edifici "a solo pianterreno, anche se cantinato"; in II° categoria per gli edifici di altezza fino a 12 m.

Nel rispetto di ulteriori prescrizioni, si potevano realizzare, in I° categoria, edifici in muratura ordinaria a due piani, oltre il cantinato (altezza media non superiore a m 8).

Le sporgenze dei balconi erano ammesse fino a 1 metro; il peso dei materiali di copertura, nel caso di tetti a falde, non poteva eccedere i 70 kg/mq.

Con specifico riferimento agli edifici in cemento armato il testo non conteneva più le regole di dettaglio per il dimensionamento delle membrature, richiamando invece le specifiche norme di cui al RD 29 luglio 1933, n. 1213).

Infine, il Decreto del 1935 introdusse l'obbligo di presentare all'Ufficio del Genio Civile un progetto completo delle opere da realizzare, all'atto della denuncia dei lavori. Erano previste ammende, in caso di contravvenzione. Scompare, invece, l'ipotesi di temporanea sospensione dall'esercizio della professione o dell'arte.

Successivamente alla Seconda Guerra Mondiale e dopo altri terremoti (es.: Irpinia, 21 agosto 1962) fu emanata la Legge 25 novembre 1962, n. 1684. Questa legge non apportò sostanziali innovazioni rispetto alla precedente legge del 1935, sebbene la cultura scientifica avesse fatto importanti passi avanti. Eliminati gli effetti sismici in direzione verticale, tranne che per le strutture a sbalzo (Figura 2.11), vennero ritoccate le aliquote di carico accidentale da considerare ai fini della valutazione degli effetti del sisma. Infatti, per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale era stato limitato, nel RD del 1935, ad un terzo di quello assunto nel progetto qualunque tipologia di carico accidentale fosse, mentre con questa legge si prescrive venga considerato integralmente qualora esso sia riconducibile a funzioni di immagazzinamento.

I rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi rimasero invariati. Le strutture dovevano essere calcolate per forze orizzontali comunque dirette, valutando, sia pure con procedimenti approssimati, la distribuzione di dette forze tra i vari elementi, in ragione della loro rigidezza.

Riguardo alle limitazioni di altezza in funzione della larghezza stradale, le nuove costruzioni dovevano avere verso la prospiciente strada altezza non maggiore di due volte la larghezza della strada stessa (nel 1935 questo rapporto era di una volta e mezzo).

In I° categoria l'altezza dei nuovi edifici non doveva eccedere 21 metri o 6 piani, oltre un piano seminterrato alto non più di 4 metri, mentre in II° categoria detta altezza non doveva superare 24,50 metri o 7 piani, oltre un piano seminterrato.

Precisato che gli edifici potevano essere costruiti con muratura non intelaiata, la norma ne ammetteva quindi l'utilizzo fino a due piani (oltre il cantinato), in I° categoria, e fino a tre piani (oltre il cantinato) in II° categoria. Per la muratura di pietrame listata era invece previsto un piano in meno.

Le strutture a sbalzo non erano generalmente permesse; tuttavia erano consentiti “profondimenti” fino a 1 m per tetti e cornicioni e a m 1,50 per i balconi (non tamponati) purché le strutture in aggetto fossero solidamente connesse alla struttura resistente dell'edificio. Per tenere conto dell'azione sussultoria dette strutture dovevano essere calcolate con una maggiorazione del carico permanente e accidentale del 40% (Figura 2.11).

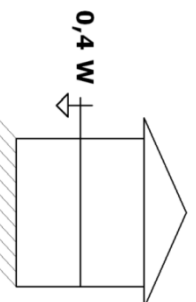


Figura 2.11 – Effetto sussultoria

Era, ammessa una riduzione dei coefficienti sismici qualora le caratteristiche geomorfologiche della zona risultassero particolarmente favorevoli in base ad una relazione geologica, redatta da persona di riconosciuta competenza in materia, sulle caratteristiche del suolo e sul suo prevedibile comportamento nei riguardi delle azioni sismiche.

Infine erano date dalla stessa legge, numerose indicazioni di carattere costruttivo, ispirate a criteri di buon senso e alle buone regole dell'arte.

2.3 Le Leggi sismiche dal 1974 ad oggi

La Legge 2 febbraio 1974, n. 64, ha innovato fortemente il quadro normativo che attiene alla sicurezza delle costruzioni, sia in generale che per le zone sismiche.

Anzitutto è opportuno ricordare che questa legge ha risentito, durante la sua fase di formazione, degli effetti del processo di attuazione del decentramento amministrativo già avviato dal DPR 14 gennaio 1972, n. 8, in particolare per quanto riguardava il trasferimento delle competenze dello Stato in materia urbanistica alle Regioni.

Di ciò ha dovuto tener conto la nuova legge nel disciplinare aspetti che potessero interferire con la disciplina urbanistica, generale e di settore (ad esempio, questioni riguardanti l'idoneità dei siti all'edificazione, le larghezze stradali, le altezze degli edifici in rapporto alla larghezza delle strade, gli intervalli di isolamento).

La legge 64, a differenza delle precedenti, non contiene più precise prescrizioni da seguire per le costruzioni in zone sismiche, ma rinvia alla disciplina di specifiche norme tecniche da emanarsi da parte del Ministero dei lavori pubblici, di concerto col Ministero dell'interno, e da aggiornarsi, eventualmente, ogni qual volta sia necessario, in relazione al progredire delle conoscenze dei fenomeni sismici. Vengono però stabiliti dalla legge stessa gli argomenti che dovranno essere disciplinati dalle norme tecniche e vengono fornite indicazioni di carattere generale.

In forza dell'art. 3 della legge 64 del 1974, fu emanato il 3 marzo 1975 il primo D.M. contenente la prima normativa sismica.

Sotto il profilo culturale, la normativa di cui al decreto del 3 marzo 1975, si distingue essenzialmente per l'introduzione dello spettro di risposta in funzione del periodo proprio della struttura e la possibilità di eseguire l'analisi dinamica. Torna quindi in evidenza il carattere dinamico dell'azione sismica, anche se il livello delle azioni è fissato in maniera convenzionale e sostanzialmente pari a quello già adottato nel 1935.

La richiesta di valutazione degli effetti del sisma verticale rimaneva limitata a strutture a sbalzo (Figura 2.12) e, inoltre, veniva estesa anche a strutture di grande luce (Figura 2.13).

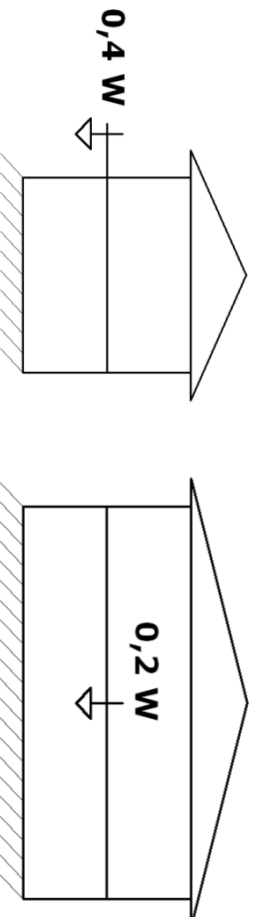


Figura 2.12 - Azione sussultoria su sbalzi

Figura 2.13 - Azione sussultoria su grandi luci

L'azione sismica orizzontale era valutata come segue:

$$\underline{F}_{hi} = CR\beta_{i,j}W_i \quad (2.8)$$

$$\underline{W}_i = G_i + sQ_i \quad (2.9)$$

$$\underline{I}^{\circ} \text{ Categoria } (S = 12) \rightarrow C = (S-2)/100 = 0.10$$

$$\underline{II}^{\circ} \text{ Categoria } (S = 9) \rightarrow C = (S-2)/100 = 0.07$$

$$R = 1 \quad (T < 0.8 \text{ sec})$$

$$R = 0.862T^{-2/3} \quad (T < 0.8 \text{ sec}) \quad (\text{rif.: Figura 2.14})$$

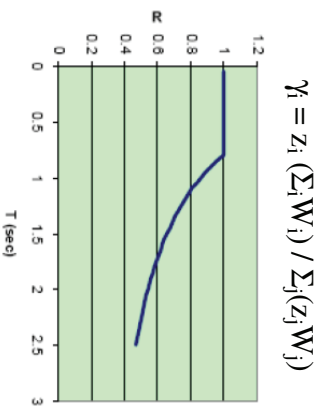


Figura 2.14 – Spettro di progetto

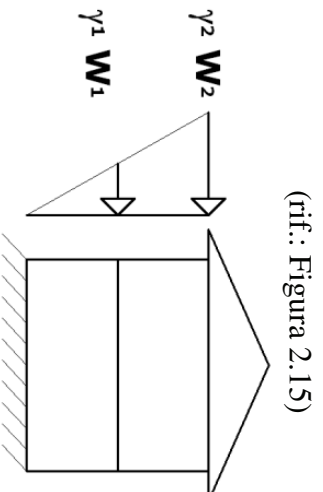


Figura 2.15 – Distribuzione di forze

Si può constatare come, in sostanza, rimase invariato il rapporto tra le forze orizzontali e i rispettivi pesi.

È interessante notare, a proposito della valutazione degli spostamenti, la precisazione lineare quando è soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere. La norma affermava che dette verifiche specifiche andavano effettuate “*se necessario*”, lasciando quindi alla consapevolezza e responsabilità del progettista la decisione di effettuarle o meno.

Oltre alla possibilità di effettuare analisi di tipo dinamico fu specificato che la forzante F_n doveva essere valutata secondo due direzioni non contemporanee ed inoltre venne specificato che V ed H dovevano essere combinate con combinazione SSR.

Con riferimento alla determinazione delle masse sismiche venne modificato il coefficiente di contemporaneità “s” che diventava:

$$s = 0.33 \text{ edifici residenziali}$$

$$s = 0.50 \text{ ospedali e luoghi affollati}$$

$$s = 1.00 \text{ magazzini e serbatoi}$$

Al punto C.3 del decreto ministeriale erano contenute le prescrizioni sull'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale. Confermando il criterio di sicurezza già adottato nella precedente legge 1684 del 1962, veniva riaffermato nei Comuni ubicati in zone sismiche (indifferentemente per S=9 e per S=12) il rapporto 2/1, tra altezza dell'edificio e larghezza della strada. Tali prescrizioni riguardavano tuttavia soltanto gli edifici con più di due piani.

Quanto alla larghezza degli intervalli d'isolamento (distanza minima fra i muri frontali di due edifici, separati da spazi chiusi alla pubblica circolazione dei veicoli e/o dei pedoni), si rinviava a quanto prescritto dai regolamenti comunali.

Il successivo D.M. 19 giugno 1984 apportò due significative modifiche al suddetto punto C.3. La prima consisteva in un'ulteriore limitazione per gli edifici prospettanti su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, i quali non solo, come già stabilito, non potevano elevarsi per più di due piani, ma la loro altezza non poteva superare i 7 metri.

La seconda consisteva in una sorta di deroga, che permetteva, limitatamente alle zone con grado di simmetria S=9, di realizzare edifici, su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima m 10, purché con le prescrizioni relative ad S=12. La normativa del 1984 ripropose anche il concetto di differenziare il livello di protezione sismica per particolari categorie di edifici. A tal fine

era previsto un coefficiente maggiorativo dell'azione sismica, pari a 1,2 per le opere che presentino un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, pari a 1,4 per quelle la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile.

L'ultimo aggiornamento, effettuato col D.M. 16 gennaio 1996, è avvenuto sullo stesso impianto delle precedenti norme. Sono presenti, tuttavia, alcune interessanti novità.

Innanzitutto la norma consente di utilizzare anche nelle zone classificate sismiche il metodo di verifica agli stati limite in aggiunta a quello delle tensioni ammissibili. Ciò in armonia con la normativa per le costruzioni in cemento armato e in acciaio (D.M. 9 gennaio 1996), che ha permesso di utilizzare, per la prima volta in Italia, gli Eurocodici EC2 ed EC3 (riguardanti, rispettivamente, la progettazione delle strutture in calcestruzzo ed in acciaio).

L'introduzione nella normativa sismica del metodo agli stati limite è stata comunque improntata sia all'esigenza di mantenere l'impostazione originaria della norma, sia al conseguimento di una sostanziale equiparazione dei livelli di sicurezza, nei riguardi delle azioni sismiche, ottenibili col metodo delle tensioni ammissibili.

Tra i criteri generali di progettazione è prevista, tra l'altro, la possibilità di realizzare, previa dichiarazione di idoneità da parte del Consiglio Superiore dei lavori pubblici, costruzioni dotate di sistemi di isolamento sismico o di dispositivi per la dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma (apposite linee guida sono state emanate con circolare del 28.10.96 n. 256, emanata dal Consiglio Superiore dei lavori pubblici).

Anche le disposizioni relative agli edifici in muratura sono state riviste per renderle più coerenti con la normativa generale per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura di cui al D.M. 20 novembre 1987. Altra novità di rilievo riguarda la muratura armata, le cui interessanti potenzialità tornano ad essere prese in considerazione dalle norme.

Da segnalare anche le modifiche apportate al testo del punto C.3., finalizzate a conseguire una riduzione della vulnerabilità dei centri abitati attraverso una più graduale variazione dei limiti di altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale, soprattutto nel caso di edifici prospettanti su strade di limitata larghezza. Ciò ovviamente non senza traumatiche conseguenze sul piano applicativo, data l'immediatezza dell'entrata in vigore delle nuove disposizioni rispetto ad una prassi ben diversa e consolidata. Da notare, infine, che il testo non fa più riferimento al numero di piani dell'edificio ma soltanto alla sua altezza. Tale modifica, com'è evidente, si riflette sulla possibilità di realizzare eventuali piani sottotetto o interrati in aggiunta a quelli che valgono a determinare l'altezza massima dell'edificio.

Successivamente alla normativa del 1996, seguita da alcune circolari, fu presentata l'Ordinanza P.C.M. 3274/2003 che introdusse molti aspetti innovativi.

La vera rivoluzione di queste norme tecniche consistette nel passaggio da norme di tipo prescrittivo a norme di tipo prestazionale. Questo implica che le norme siano prescrittive solo per quanto riguarda gli obiettivi da perseguire:

1. La sicurezza nei confronti della stabilità (Edifici – cap. 2.1)
2. La protezione nei confronti del danno (Edifici – cap. 2.2)

Questo significa che sotto l'effetto di una azione con una determinata probabilità di accadimento gli edifici non devono crollare e sotto l'effetto di azioni che hanno la probabilità di accadimento più elevata, ovvero un periodo di ritorno teorico più breve, gli edifici non devono subire danni tali da renderli completamente inutilizzabili, irreparabili e non più funzionali.

Questi principi potevano essere soddisfatti in molti modi ed era possibile seguire diverse strade il che significava che si passava dal concetto in cui tutto ciò che non era esplicitamente permesso e previsto era proibito al concetto in cui tutto ciò che era possibile provare soddisfacesse la sicurezza era consentito.

Altro aspetto estremamente innovativo riguardava il problema degli edifici esistenti che rappresentava uno degli aspetti più difficili ad essere trattato perché c'era molto poco nella normativa italiana precedente e c'era molto poco su questo tema anche a livello internazionale. Quello che nella norma si volle fare è far sì che chi si accingesse a fare lavorazioni su un edificio esistente avesse chiaro il percorso da seguire. Inoltre fu introdotto il concetto che maggior conoscenza dell'edificio significava possibilità di adottare coefficienti di sicurezza minori.

Vennero definite quattro tipologie di spettri elastici, per azioni orizzontali e verticali, e per Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Danno (SLD). Gli spettri venivano differenziati poi per tipologia di sottosuolo (Figura 2.16).

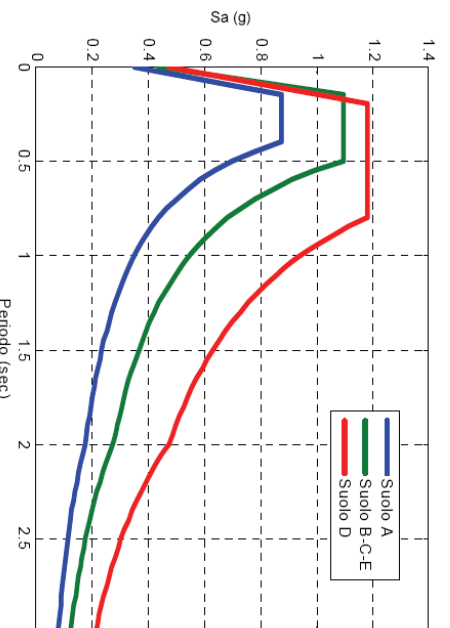


Figura 2.16 – Spettro di risposta elastico

Per gli edifici vennero anche dati dei criteri generali di progettazione, che facevano la differenza tra il buon comportamento strutturale ed il collasso prematuro.

Il primo tra i criteri andava sotto il nome di *regolarità strutturale* sia in pianta che in elevazione. Da questo criterio discendeva anche il concetto, appreso dopo il terremoto di Kobe, di distribuzione regolare ai diversi piani degli edifici delle resistenze. Infatti, questo terremoto mostrò come eccessiva differenza di resistenza tra i piani poteva comportare il collasso per piano debole. Un ulteriore criterio che venne inserito fu quello della *gerarchia delle resistenze*, ossia pilastro forte e trave debole. Quello che si voleva era la integrità delle strutture verticali e la localizzazione dei danni negli elementi orizzontali.

Un ulteriore innovazione fu l'introduzione del *fattore di struttura* che consentiva di ridurre le azioni sismiche in funzione della capacità della struttura di dissipare energia e di

deformarsi in modo anelastico. Tale fattore, identificato con “ q ”, veniva utilizzato per abbattere gli spettri elastici dividendone le ordinate e trasformarli in spettri di progetto.

Dal punto di vista delle analisi delle sollecitazioni fu introdotta l'analisi statica non lineare che consisteva nell'applicare alla struttura un sistema di forze crescenti sino all'esaurimento delle capacità resistenti. Questa indagine consentiva di individuare eventuali punti deboli della struttura.

Vennero poi introdotte una serie richieste a livello di particolari costruttivi per tutte le tipologie costruttive e per tutti i materiali da costruzione.

Infine fu inserita la necessità per gli edifici rilevanti o strategici di effettuare la verifica di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, il cui programma temporale fu definito dal dipartimento di protezione civile e dalle regioni nei mesi successivi all'emanazione dell'ordinanza. Questa operazione rappresentò sicuramente l'inizio di un processo di conoscenza dello stato di rischio oggettivo degli edifici strategici e rilevanti esistenti ma fu anche dal punto di vista delle risorse da impiegare sul territorio per l'esecuzione delle verifiche stesse di grande impatto. La conseguenza fu il continuo prorogare della scadenza di deposito di dette verifiche fino a fissarla, almeno ad oggi, al 31 dicembre 2012.

Successivamente all'emanazione dell'ordinanza 3274/2003 fu emanato il D.M. 14 Settembre 2005 che utilizzava la stessa classificazione sismica del territorio introdotta con l'Ordinanza. Questa normativa fu molto discussa ed ebbe un percorso molto travagliato e pertanto, visto anche l'effettivo utilizzo che fu molto ridotto, ne tralasciamo la descrizione.

Con il D.M. 14 Gennaio 2008 sono state emanate le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (in seguito denominate NTC08) che entrarono in vigore in data 01 Luglio 2009 con un anno di anticipo rispetto a quanto fissato originariamente. L'ingresso in maniera definitiva di questo impianto normativo fu accelerato dal sisma che colpì L'Abruzzo nella primavera del 2009 e rappresentò per gran parte del mondo professionale una svolta di grande importanza.

Con l'entrata in vigore delle nuove norme tecniche le procedure di calcolo e di verifica delle strutture, nonché le regole di progettazione ed esecuzione delle opere, risultano in linea con i seguenti indirizzi:

- mantenimento del criterio prestazionale, per quanto consentito dall'esigenza di operatività della norma stessa;
- coerenza con gli indirizzi normativi a livello comunitario, sempre nel rispetto delle esigenze di sicurezza del Paese e, in particolare, coerenza di formato con gli Eurocodici, norme europee EN ormai ampiamente diffuse;
- approfondimento degli aspetti normativi connessi alla presenza delle azioni sismiche;
- approfondimento delle prescrizioni ed indicazioni relative ai rapporti delle opere con il terreno e, in generale, agli aspetti geotecnica.

Le norme sono suddivise in dodici capitoli ed, in particolare:

- il **Capitolo 2** individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza, definendo altresì gli **Stati Limite Ultimi (SLU)** e gli **Stati Limite di Esercizio(SLE)** per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle

- opere; introduce, inoltre, i concetti di Vita nominale di progetto, Classi d'uso e Vita di riferimento delle opere; classifica, infine, le possibili azioni agenti sulle costruzioni ed indica le diverse combinazioni delle stesse e le verifiche da eseguire;
- il **Capitolo 3** codifica i modelli per la descrizione delle azioni agenti sulle strutture (pesi e carichi permanenti, sovraccarichi variabili, azione sismica, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura, azioni eccezionali);
 - il **Capitolo 4** tratta le diverse tipologie di costruzioni civili ed industriali in funzione del materiale utilizzato (calcestruzzo, acciaio, legno, muratura, altri materiali);
 - il **Capitolo 5** disciplina i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari;
 - il **Capitolo 6** tratta il problema della progettazione geotecnica distinguendo, in particolare, il progetto e la realizzazione:
 - delle opere di fondazione;
 - delle opere di sostegno;
 - delle opere in sotterraneo;
 - delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
 - dei fronti di scavo;
 - del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
 - del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.
 - il **Capitolo 7** tratta la progettazione in presenza di azioni sismiche ed introduce un importante paragrafo riguardante esplicitamente i criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture, per la evidente riconosciuta importanza che assume nella progettazione la corretta modellazione delle strutture, anche in relazione all'ormai inevitabile impiego dei programmi automatici di calcolo;
 - il **Capitolo 8** affronta il delicato problema della costruzioni esistenti; dopo i criteri generali sulle diverse tipologie di edifici e le variabili che consentono di definirne lo stato di conservazione, introduce la distinzione fondamentale dei tre diversi tipi di intervento che possono essere effettuati su una costruzione esistente:
 - interventi di adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC;
 - interventi di miglioramento, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC;
 - riparazioni o interventi locali, che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.
 - il **Capitolo 9** riporta le prescrizioni generali relative al collaudo statico delle opere e le responsabilità del collaudatore. Indicazioni sono fornite sulle prove di carico, con particolare attenzione alle prove di carico su strutture prefabbricate e ponti;
 - il **Capitolo 10** tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo, ovvero della completezza della documentazione che caratterizza un buon progetto esecutivo. Qualora l'analisi strutturale e le relative

verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, un apposito paragrafo indica al progettista i controlli da effettuare sull'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti;

- il **Capitolo 11** completa i contenuti tecnici delle norme fornendo le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le procedure consolidate del Servizio Tecnico Centrale e del Consiglio Superiore e le disposizioni comunitarie in materia;
- il **Capitolo 12**, infine, segnala a titolo indicativo, alcuni dei più diffusi documenti tecnici che possono essere utilizzati in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle norme in esame e per quanto con esse non in contrasto.

3. Inquadramento normativo per la valutazione degli edifici esistenti in c.a.

3.1 Premessa

La problematica della valutazione della sicurezza strutturale e della relativa riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in Italia è un tema che purtroppo, negli ultimi anni, è diventato di estrema importanza, anche a causa di gravi eventi sismici che hanno colpito il territorio nazionale negli ultimi trent'anni (Irpinia 1980, Umbria e Marche 1997, Molise 2002, Abruzzo 2009) con ingenti danni provocati in termini economici ma soprattutto di vite umane.

L'Italia, come mostrato nei capitoli precedenti, è un paese caratterizzato da una pericolosità sismica medio-alta e possiede un'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio soprattutto perché la classificazione sismica del territorio è stata effettuata in gran parte soltanto a partire dal 1981 e sostanzialmente completata con le recenti normative. Inoltre, anche nei casi di progettazione antisismica, le prime normative italiane non erano in grado di conseguire in modo soddisfacente i livelli di prestazione oggi richiesti rispetto al danno ed al collasso. Pertanto, il problema del deficit di protezione sismica delle costruzioni in generale, e di quelle in c.a. in particolare, riguarda, oltre agli edifici progettati a soli carichi verticali in zone poi classificate, anche quegli edifici progettati con normative sismiche ormai obsolete o in zone in cui classificazioni successive hanno determinato un incremento di sismicità.

L'emanazione di norme per la progettazione in zona sismica sia a livello europeo che internazionale (Eurocodice 8, FEMA 547), sia a livello nazionale (O.P.C.M. 3274, D.M. 14/09/2005, D.M. 14/01/2008 e relativa circolare applicativa n°617 del 2 febbraio 2009), che affrontano in modo specifico la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, ha messo in evidenza la necessità di effettuare un controllo globale della vulnerabilità sismica del patrimonio esistente ed incoraggiato la comunità tecnico – scientifica ad avviare numerosi studi sulle strategie e tecniche di intervento per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti.

3.2 Prestazioni degli edifici esistenti

L'analisi strutturale di un edificio esistente, finalizzata alla determinazione del suo livello di sicurezza nei confronti dei carichi agenti o prevedibili durante la sua vita residua, in particolare dell'azione sismica, presenta molti più problemi di quella relativa agli edifici di nuova costruzione. Problematiche legate alla presenza di fattori di vulnerabilità sismica dipendenti dalla morfologia della struttura, dalla tipologia di materiali impiegati che riflettono la prassi e norme progettuali vigenti all'epoca della costruzione, se non addirittura soggette a modificazioni incontrollate che si sono susseguite durante la vita del manufatto.

La progettazione sismica prestazionale, a cui ormai la normativa nazionale ed internazionale si riferisce, ha la finalità di richiedere determinate “prestazioni strutturali” agli edifici, in particolare quelli esistenti, sottoposti a determinati eventi sismici. Si basa sulla definizione di livelli di prestazione strutturale multipli, intesi in genere come livello di danneggiamento delle membrane e/o degli elementi secondari, che possono essere

raggiunti, o non superati, quando la struttura è soggetta a vari (multipli) livelli dell'azione sismica, identificati in genere con parametri quali l'accelerazione di picco al suolo. Infatti richiedere che l'edificio rimanga in campo elastico indipendentemente dall'azione sismica a cui è sottoposto porterebbe a costi elevati di costruzione dei nuovi edifici e costi elevati di adeguamento per gli edifici esistenti. Il livello prestazionale previsto dai maggiori Codici nazionali e internazionali è allora quello di minimizzare i costi totali, prendendo in conto anche l'ipotesi di adeguare o addirittura demolire l'edificio a seguito di eventi sismici con determinati periodi di ritorno. Il parametro che riveste un ruolo fondamentale in tal senso è il "livello di pericolosità sismica" del sito ove è ubicato l'edificio, definito come una misura dell'entità del fenomeno sismico atteso nel sito stesso in un assegnato periodo di tempo. Come tutte le pericolosità essa è quindi una caratteristica del territorio, indipendente dai beni e dalle attività umane eventualmente presenti su di esso. I parametri descrittivi del moto del terreno utilizzati per un'analisi di pericolosità sismica possono essere vari, in dipendenza dai dati disponibili e dalle finalità dello studio; tra i più diffusi ci sono l'intensità macrosismica, il picco di velocità (PGV) o di accelerazione (PGA), i valori spettrali. La progettazione sismica prestazionale deve quindi prevedere, per una data struttura, che essa sia in grado di:

- rimanere in campo elastico per eventi sismici caratterizzati da modeste accelerazioni di picco, senza subire danni;
- resistere ad un livello moderato di sisma senza danni strutturali, accettando solo eventuali danneggiamenti ad elementi non strutturali. Cioè la struttura deve garantire una capacità sismica superiore della domanda in termini di forze;
- resistere ad un livello maggiore del sisma, senza crollare ma accettando anche importanti e diffusi danneggiamenti agli elementi strutturali e non strutturali. Cioè la struttura deve essere sufficientemente duttile da sviluppare un comportamento non lineare dissipativo.

Sulla base delle precedenti considerazioni, ormai tutti i codici normativi individuano i seguenti livelli di prestazione richieste alle strutture (Figura 3.1):

1. **Operational – O** (operatività): l'intera costruzione, sia nelle sue parti strutturali che non strutturali, mantiene un comportamento elastico lineare ed è immediatamente fruibile anche a valle di un evento sismico.
2. **Immediate occupancy- IO** (Occupazione immediata): la costruzione mantiene un comportamento sostanzialmente elastico lineare in tutta la sua struttura portante, mentre sviluppa danneggiamenti limitati nelle porzioni non strutturali, che comunque possono esser riparati in tempi relativamente brevi.
3. **Life Safe – LS** (Salvaguardia della vita): sia le parti strutturali che le parti non strutturali della costruzione possono subire danneggiamenti anche consistenti con sviluppo di deformazioni anche in campo non lineare, ma è garantito il "non crollo" delle varie membrature in modo da garantire la salvaguardia delle vite umane.
4. **Near Collapse – NC** (prevenzione del collasso): viene garantito il "non collasso" della intera costruzione anche se porzioni limitate – o parametri – non strutturali possono subire crolli parziali).

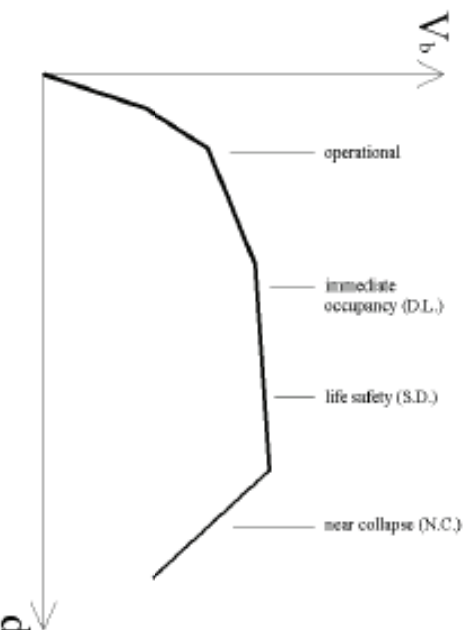


Figura 3.1 – Livelli prestazionali

La normativa italiana per le costruzioni, emanate col D.M. 14/01/2008,. Individua i seguenti livelli prestazionale attesi (Figura 3.1):

- Per gli Stati limite di esercizio:

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

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

- Per gli Stati limite ultimi:

3. **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

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

La norma prescrive che la valutazione della sicurezza e l'eventuale progettazione dell'adeguamento sismico sugli edifici esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli S.L.U.; si aggiunge inoltre che le verifiche agli S.L.U. possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

La verifica nei confronti degli stati limite di esercizio può essere effettuata stabilendo di concerto col il Committente, i relativi livelli di prestazione.

L'opportunità di poter trascurare la verifica allo stato limite di danno trova giustificazione nella precisa scelta del normatore di focalizzare l'attenzione verso quegli stati limite di verifica che più si avvicinano al collasso, ritenendo quindi che una costruzione esistente debba essere soprattutto preservata dall'eventuale crollo; tuttavia, almeno per alcune categorie di edifici quali ad esempio gli ospedali, dove anche un piccolo danneggiamento può provocare l'interruzione di servizi di primaria importanza, la valutazione dello stato limite di esercizio diventa assolutamente imprescindibile.

Quindi, per certi edifici può essere molto importante controllare che per piccoli e più ricorrenti terremoti, l'edificio non riporti danni alle parti non strutturali, tuttavia la norma non dà criteri né indicazioni per definire quali sono i casi in cui la verifica agli stati limite di esercizio si renda necessaria, rimandando tutto al concerto tra Progettista e Committente.

3.3 La valutazione di sicurezza

La circ.617/09 definisce il concetto di “valutazione della sicurezza” di un edificio esistente come un procedimento quantitativo finalizzato a stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC08, oppure a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC08, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

La procedura di valutazione di un edificio esistente dovrà essere caratterizzata da un insieme di attività preliminari finalizzate alla corretta conoscenza della struttura. Gli edifici esistenti, infatti, si differenziano in modo significativo da quelli di nuova progettazione per i seguenti elementi, così come indicato anche al §. 8.2 delle NTC 08:

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili;
- la struttura può essere stata soggetta a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono palesemente emersi;
- Gli elementi strutturali possono presentare segni di degrado e/o modificazioni significative rispetto alle situazioni iniziali.

Le NTC08, ma già precedentemente l'Ordinanza P.C.M. 3274/2003 e s.m.i., stabilisce la fondamentale importanza dell'esecuzione di una fase preliminare in cui deve essere pianificata una campagna di indagine con l'obiettivo di arrivare ad una precisa “conoscenza” del manufatto, tradotto analiticamente da un opportuno Fattore di Confidenza (FC). La conoscenza approfondita delle caratteristiche delle strutture di un edificio, attraverso l'esame dei progetti originari, delle relazioni di calcolo, dei certificati di prova sui materiali impiegati e di collaudo, il tutto integrato con la stima in situ delle proprietà meccaniche dei materiali, col rilievo dei dettagli costruttivi e il loro stato,

fornisce il “livello di conoscenza” della struttura indagata, fondamentale per la valutazione del grado di sicurezza posseduto dall’edificio nei confronti delle azioni sismiche. Le vigenti normative nazionali (NTC08) ed Europee (EC8), prevedono tre livelli di conoscenza (LC):

- LC1 - conoscenza limitata;
- LC2 - conoscenza adeguata;
- LC3 - conoscenza accurata.

A seconda del livello di conoscenza che si vuole raggiungere, variano la quantità di elementi da indagare e il numero di campioni di materiale da sottoporre a indagini in situ e/o in laboratorio.

KNOWLEDGE LEVELS	GEOMETRY AND REINFORCEMENT	STRUCTURAL DETAILS	MATERIAL PROPERTIES	ANALYSES ALLOWED	C.F
KL1	From original drawing or from site investigation on specimens Or Full new site investigation	From simulated design according with relevant practice and limited in-situ inspections	Default values in accordance with standards of the time of construction and from limited in-situ testing	Linear Static or Linear Dynamic	1,35
KL2		From incomplete original construction drawings and limited in-situ inspections Or From extended in-situ inspections	From original design specifications and limited in-situ testing Or From extending in-situ testing	Linear (static or dynamic) and Non-Linear (Static or Dynamic)	1,20
KL3		From original construction drawings and limited in-situ verifications Or From comprehensive in-situ verifications	From original test reports and limited in-situ testing Or From comprehensive in-situ testing	Linear (static or dynamic) and Non-Linear (Static or Dynamic)	1,00

Tabella 3.1 – Livelli di Conoscenza e rispettivi Fattori di Confidenza previsti dall’EC8

LIVELLO DI CONOSCENZA	GEOMETRIA (CARPENTERIE)	DETTAGLI STRUTTURALI	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	METODI DI ANALISI	F.C.
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione Oppure Rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’ opera e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Disegni costruttivi incomplete con <i>limitate</i> verifiche in-situ Oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ Oppure <i>estese</i> prove in situ	Tutti	1,20
LC3		Disegni costruttivi complete con <i>limitate</i> verifiche in-situ Oppure <i>esauritive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in-situ Oppure <i>esauritive</i> prove in-situ	Tutti	1,00

Tabella 3.2 - Livelli di Conoscenza e rispettivi Fattori di Confidenza previsti da NTC08 e CIRC09

La stima delle caratteristiche dei materiali è tanto più attendibile quanto maggiore è l’estensione delle indagini eseguite sul costruito da analizzare. Sia l’EC8 che le NTC08 utilizzano un coefficiente di sicurezza, detto fattore di confidenza FC, che riassume l’attendibilità e l’estensione delle indagini eseguite (Tabella 3.1, Tabella 3.2).

Il livello di conoscenza è un parametro che influenza anche la metodologia di analisi da effettuare sull'edificio. Una conoscenza approssimativa delle proprietà meccaniche dei materiali richiede una definizione di modelli di calcolo semplificati ed a comportamento lineare, in quanto l'utilizzo di modelli e teorie più sofisticate permetterebbe di pervenire a risultati più precisi basati però su dati approssimati. Una conoscenza approfondita della costruzione, sia in termini di dettagli strutturali che meccanici, consente la realizzazione di modelli di calcolo sofisticati, in grado di cogliere anche la risposta non-lineare dei materiali sottoposti ad azioni sismiche.

Entrambe le norme (NTC08 - EC8) prendono in considerazione i seguenti quattro diversi metodi di analisi:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica modale;
- analisi statica non-lineare;
- analisi dinamica non-lineare.

La scelta tra un metodo e l'altro dipende dalle caratteristiche (regolarità, periodi propri caratteristici) e dall'importanza della struttura che si sta studiando. I metodi di analisi elastica (statica equivalente e dinamica modale con spettro di risposta) sono approcci originariamente pensati per la progettazione di nuovi edifici in zona sismica, in cui viene utilizzato un valore dell'azione sismica opportunamente ridotto di un fattore q che dipende dalle caratteristiche di duttilità globale della struttura, nell'ipotesi che siano comunque attuate tutta una serie di prescrizioni di dettaglio costruttivo tese a garantire il suddetto comportamento duttile.

Relativamente alle strutture esistenti in c.a., il D.M. 14/01/2008 permette di eseguire le verifiche solo con riferimento agli SLU, considerando facoltativa l'eventualità di effettuare verifiche agli SLE. Con riferimento alla verifica agli SLU, ed in particolare allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (per il quale le norme consentono anche l'utilizzo dello spettro ridotto), le NTC08 permettono due modalità di analisi lineare: l'analisi statica lineare con spettro elastico e l'analisi statica lineare con fattore q . Il primo metodo è applicato utilizzando lo spettro elastico determinato per il sito in cui sorge la struttura, e non quello di progetto, eseguendo verifiche di deformabilità sugli elementi a comportamento duttile e verifiche di resistenza sugli elementi a comportamento fragile, considerati nella condizione di collasso, ovvero in cui tutti gli elementi duttili ad essi collegati hanno raggiunto la loro massima deformazione. In tal modo, la verifica si svincola dal dover considerare il coefficiente di struttura, spostando il problema dall'esecuzione di verifiche di resistenza per tutti gli elementi strutturali ad una verifica della capacità strutturale deformativa che si traduce nella possibilità di sviluppare un meccanismo dissipativo dell'energia. Infatti, a parte il caso in cui una costruzione possieda la resistenza necessaria ad assorbire il sisma in campo elastico, i metodi di analisi lineare non sono in grado di restituire adeguatamente la richiesta sismica di ogni singolo elemento strutturale. Questo perché con tale metodo non è assolutamente possibile stimare la risposta strutturale in campo inelastico.

Con il secondo metodo è possibile utilizzare lo spettro di progetto che si ottiene riducendo le ordinate dello spettro elastico di un coefficiente detto fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1.5 e 3. In particolare, per elementi caratterizzati da un meccanismo di tipo duttile, ovvero definiti da un comportamento prevalentemente flessionale, il fattore di struttura q viene scelto nell'intervallo pari [1.5, 3.0] sulla base della regolarità ed ai tassi di lavoro dei materiali; mentre gli elementi definiti da un meccanismo fragile il fattore di struttura è univocamente definito e pari a 1.5.

Le verifiche da effettuare sono quelle classiche in termini di resistenza. Il problema principale è che la normativa non fornisce ulteriori indicazioni per la quantificazione di q , a differenza del caso degli edifici di nuova costruzione, dove sono assegnati determinati valori in funzione: del livello di duttilità attesa, della tipologia strutturale e della regolarità dell'edificio, ma sempre nell'ipotesi che siano comunque attuate tutta una serie di prescrizioni di dettaglio costruttivo tese a garantire un comportamento duttile globale.

Nel caso degli edifici esistenti risulta infatti piuttosto complicato definire in modo affidabile il fattore di struttura q che li caratterizza. Questo per le difficoltà di poter considerare implicitamente l'assorbimento in campo non lineare, essendo tale fattore dipendente fortemente dalle proprietà post-elastiche dei materiali, dalla localizzazione delle deformazioni plastiche nonché dalla configurazione morfologica della costruzione.

4. Conclusioni e cenni sul convenzionalismo del calcolo strutturale

Nei capitoli precedenti si è passata rapidamente in rassegna l'evoluzione compiuta, negli ultimi cento anni circa, dalla normativa tecnica per le costruzioni e dalla classificazione sismica del territorio. Una così rapida e mutevole evoluzione ha dato luogo nell'ambito della tecnica delle costruzioni a un gigantesco accrescimento di nozioni e di metodi di calcolo particolari. Le norme sono figlie della cultura tecnica del momento, e in quanto tali continuamente si evolvono nella prassi e nell'emergere di nuove culture, diverse per ipotesi e proposte, ma pur sempre accomunate da un sostanziale carattere convenzionale.

Tale carattere convenzionale è particolarmente accentuato per le norme riguardanti la progettazione in zona sismica e ancor di più per ciò che riguarda la verifica dell'esistente nei confronti di questo tipo di sollecitazioni.

Infatti, se per la progettazione sismica di nuove costruzioni tale carattere convenzionale è limitato, si fa per dire, alla semplificazione di problemi complessi attraverso l'utilizzo di metodi di calcolo che discretizzano la realtà in qualche cosa di gestibile dal punto di vista numerico, la verifica delle strutture esistenti somma a questa semplificazione una grande aleatorietà riguardante la conoscenza e l'interpretazione del comportamento di ciò che è già realizzato e di cui il professionista è chiamato a posteriori ad esprimere un giudizio di sicurezza.

La costante richiesta di risposte da parte della collettività, che necessità di una definizione "netta" della soglia della sicurezza, ha portato all'illusione di poter descrivere la situazione reale del costruito attraverso l'espressione di un singolo numero figlio di molteplici ipotesi e caratterizzato da una forte componente di variabilità. Questo bisogno incessante di tracciare una linea precisa tra ciò che viene reputato "sicuro" e ciò che invece non lo è, ha fatto sì che venisse meno la visione globale del problema.

Con riferimento a quanto appena accennato si riporta di seguito un breve passaggio, estratto dall'articolo "*Il convenzionalismo nel calcolo strutturale sismico*"[8], del professore emerito ing. Piero Pozzati:

"...mi sembra opportuno concludere osservando in via generale che, relativamente ai metodi di calcolo e alle normative, si debba evitare di dar loro importanza eccessiva, per non mettere in ombra la progettazione vera e propria. La quale ha nel calcolo soltanto una delle sue fasi, seppure fondamentale, mentre trova in altre questioni aspetti altrettanto qualificanti: intendo soprattutto la concezione generale delle strutture; l'armonica distribuzione delle masse; i particolari costruttivi; l'analisi dei problemi esecutivi e dei costi; l'esame critico del comportamento generale della costruzione comprendente anche, e non secondariamente, la presenza di elementi non strutturali e della parte del terreno coinvolta dalla struttura. Fatti, questi, che debbono entrare nel vivo del processo progettuale, divenendo una forza unica e ogni volta diversa. Fatti che non possono essere unitariamente colti da elaborazioni numeriche e computers come invece può riuscire a fare la mente umana con gli insostituibili ausili, peculiari soltanto ad essa, dell'intuizione, dell'inventiva, della fantasia, della creatività."

BIBLIOGRAFIA PARTE PRIMA

- [1] Bramerini F., Di Pasquale G. “Contributo per la proposta di definizione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche”, 2002.
- [2] Calvi G.M. et al., “Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”, 2003.
- [3] Coull A., Stafford Smith B., “Tall Buildings”, 1966.
- [4] De Marco R., Martini M.G., Di Pasquale G., Falleone A., Pizza A.G., “La classificazione e la normativa sismica dal 1909 al 1984”, 2000.
- [5] Fajfar P., Duhovnik J., Reflak J., Fischinger M., Breska Z., “The Behavior of Buildings and Other Structures during the Earthquakes of 1979 in Montenegro”, 1981.
- [6] Lucantoni A., Bosi V., Bramerini F., De Marco R., Lo Presti T., Naso G., Sabetta F. “Il rischio sismico in Italia”, 2001.
- [7] Lucantoni A., Bramerini F., Naso G., “Sviluppo di metodologie innovative per il calcolo della pericolosità sismica del territorio nazionale”, 2001.
- [8] Pozzati P., “Il convenzionalismo nel calcolo strutturale sismico”, 2004.
- [9] Romeo R., Pugliese A., “Analisi probabilistica della scuotibilità del territorio italiano”, 1997.
- [10] Circolare n° 6177/C.S.LL.PP. “Circolare esplicativa alle NTC2008”, 2009.
- [11] D.M. 14/01/2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, 2008.
- [12] Eurocodice 8, “Design provisions for earthquake resistance of structures”, 1998.
- [13] FEMA 547, NEHRP, “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, Federal Emergency Management Agency, 2006.
- [14] Ordinanza P.C.M. n. 3247, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2003.
- [15] Ordinanza P.C.M. n. 3431, “Norme tecniche per il progetto la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”, Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2005.
- [16] Legge 64 del 02/02/1974, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”, 1974.

Parte Seconda

5. Premessa

Nella presente Parte Seconda si riporta lo stato dell'arte in merito al comportamento sismico delle pareti in conglomerato cementizio armato. Si farà riferimento, oltre che alle normative tecniche di maggiore rilievo, come per esempio Norme Tecniche per le Costruzioni "NTC2008" e relativa Circolare esplicativa n. 617/2009, Eurocodici EC2 ed EC8 ed A.C.I. 318, anche ai testi classici di R. Park e T. Paulay, T. Paulay e M.J.N. Priestley, B. Stafford Smith, A. Coull, F. Leonhardt e P. Pozzati.

Il ruolo determinante delle pareti in calcestruzzo armato nella risposta sismica degli edifici è ormai largamente riconosciuto. Tali pareti, infatti, se collocate nell'edificio in posizioni opportune, concorrono a formare un sistema sismo resistente di grande efficacia. Inoltre, contenendo gli spostamenti, esse sono in grado di garantire protezione anche agli elementi non strutturali. Mentre per edifici sino a venti piani il loro impiego rappresenta essenzialmente una scelta progettuale, per edifici più alti, soprattutto sopra i trenta piani, l'uso delle pareti in calcestruzzo armato diventa essenziale sia per il controllo degli spostamenti che per il contenimento dei costi di costruzione.

Dal momento che la massima parte delle forze orizzontali che agiscono sull'edificio vengono sopportate da queste pareti, esse sono spesso chiamate pareti di taglio. Ciò farebbe pensare che il comportamento inelastico di questi sistemi strutturali sia governato dall'azione tagliante ma, nonostante rare eccezioni, è vero il contrario. È infatti onere del progettista escludere meccanismi di rottura di tipo fragile. Nel seguito, quindi, per evitare questa errata connotazione si preferirà il termine di pareti strutturali a quello di pareti di taglio.

Nel progetto delle pareti strutturali, un progettista deve garantire prestazioni elevate in termini di rigidezza, di resistenza e di duttilità e le pareti strutturali sono in grado di soddisfare queste richieste in modo significativo. Innanzitutto, gli edifici che adottano questi sistemi strutturali sono di gran lunga più rigidi rispetto agli edifici intelaiati e ciò consente di evitare deformazioni eccessive, almeno in presenza di sismi non distruttivi. Grazie a ciò si può spesso evitare di isolare molti componenti non strutturali dell'edificio dal suo nucleo sismo resistente. Inoltre, opportune armature longitudinali e trasversali sono in grado di garantire la resistenza necessaria nei confronti di eventi eccezionali ossia terremoti distruttivi.

Tuttavia, la convinzione che le pareti strutturali siano sistemi fragili è ancora diffusa in alcuni paesi come conseguenza del collasso per taglio di pareti armate in modo non corretto. È da osservare a questo proposito che il fattore di struttura, impiegato in fase di progetto, è indirettamente correlato alla stima degli spostamenti ultimi dell'edificio. Per tale motivo, non è infrequente che edifici progettati con fattori di struttura troppo elevati e dunque in presenza di forze ridotte ma senza il controllo della effettiva diffusione delle plasticizzazioni, presentino spostamenti ultimi di progetto che possono provocare il collasso della struttura. Per evitare tale eventualità alcune normative, come ad esempio

l'Eurocodice 8 e le NTC2008 (D.M. 14.01.2008), richiedono che gli edifici con pareti strutturali siano progettate con fattori di struttura inferiori rispetto alle strutture intelaiate.

Il controllo degli spostamenti si è rivelato un problema di importanza sempre più rilevante e ha mostrato la sua importanza anche alla luce degli eventi sismici che hanno colpito la penisola italiana negli ultimi anni. Infatti, l'eccessiva deformabilità degli elementi strutturali ha provocato a volte ingenti danni economici e l'inagibilità degli edifici anche in presenza di danni trascurabili alle strutture. Il mancato controllo degli spostamenti è evidentemente da attribuire al metodo utilizzato per la progettazione sismica degli edifici.

L'approccio contemplato dalla normativa italiana ed europea per la progettazione di strutture in ambito sismico prevede che si adotti una distribuzione delle forze sismiche proporzionale ai modi elastici di vibrare del sistema strutturale e allo spettro elastico di risposta ridotto attraverso il fattore di struttura. Questo metodo, denominato analisi modale con spettro di risposta e conosciuto con il termine di approccio alle forze (LFDB), nonostante la sua diffusione è stato criticato da diversi autori, tra i quali Priestley e Calvi (1993). Infatti, uno dei principali limiti dell'approccio alle forze deriva dal fatto che gli spostamenti di progetto sono ricavati a partire da rigidzze elastiche mentre si tiene conto del degrado della struttura introducendo in modo forfaitario, per tutti gli elementi sismo-resistenti, una rigidzza di tipo fessurato che può essere considerata fino alla metà della rigidzza elastica.

Recentemente si è sviluppato un nuovo metodo di progetto basato sul contenimento degli spostamenti della struttura entro certi limiti ritenuti ammissibili, denominato *Direct Displacement Based Design* (DDBD). Tale metodo rappresenta una possibile procedura di progettazione agli spostamenti tra le diverse procedure DBD presenti in letteratura (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi e M.J. Kowalsky). Nella fattispecie gli autori G.M. Calvi e T.J. Sullivan hanno sviluppato un "codice modello" pubblicato in *IUSS Press, Pavia* nel 2009.

Lo studio che ha prodotto il detto "codice modello" è stato svolto nell'ambito di una convenzione triennale stipulata fra il Dipartimento della Protezione Civile e la Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS) (Dip. Prot. Civile – ReLUIS, 2005) ed ha coinvolto tredici enti di ricerca italiani, tra cui il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara (M. Rizzato, N. Tullini, F. Laudiero, 2009).

6. Comportamento globale di strutture a pareti sismo-resistenti

La prima problematica che si andrà ad affrontare sarà quella relativa al comportamento globale delle strutture a pareti in cemento armato e il relativo calcolo delle sollecitazioni di progetto.

6.1 Analisi del comportamento di pareti snelle (slender walls)

Si analizzerà in primo luogo il comportamento di pareti snelle di elevata altezza dette “*tall walls*”. Tali strutture, si comportano essenzialmente come travi essendo lo sforzo normale praticamente trascurabile nella maggioranza dei casi, poiché le stesse pareti non sono deputate a portare carichi gravitazionali ad eccezione del peso proprio. Inoltre, le ridotte sezioni possono far nascere problemi di instabilità dell’armatura al lembo compresso. Le azioni orizzontali sono trasmesse a tali elementi attraverso i solai che sono considerati come diaframmi infinitamente rigidi nel loro piano. Pertanto una parete di questo tipo è assimilabile ad una lunga mensola soggetta a momento flettente, a forze di taglio generate dai carichi orizzontali, e a compressione assiale causata dalla gravità.

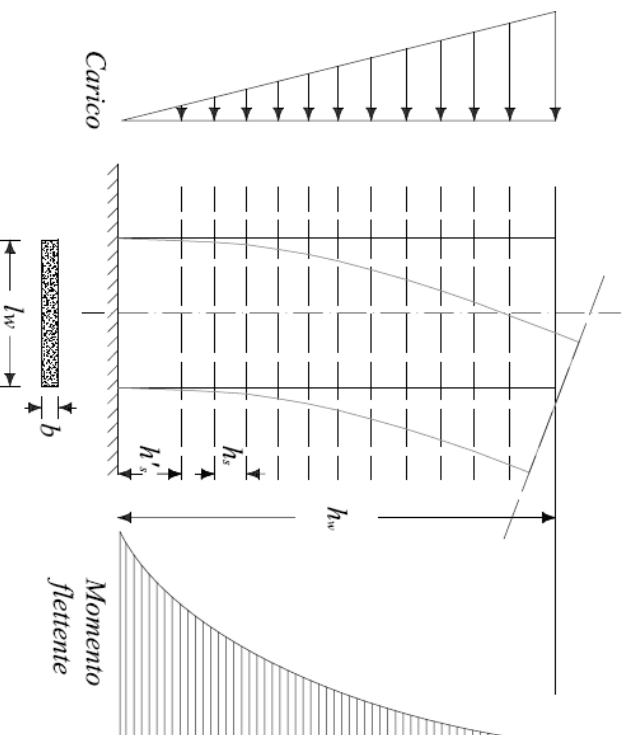


Figura 6.1 – Parete di taglio

6.2 Analisi del comportamento di pareti tozze (squat walls)

Le pareti tozze, definite “*squat walls*”, presentano un rapporto tra altezza e lunghezza molto basso e generalmente la resistenza a taglio e i relativi rinforzi non possono essere valutati usando le tecniche applicate alle pareti alte, inoltre la flessione e il taglio non possono essere trattati separatamente perché risultano strettamente correlati tra loro. Sarà necessario predisporre una limitata armatura metallica per sostenere la flessione in quanto è presente un braccio interno di elevate dimensioni e, di conseguenza, sarà opportuno distribuire il rinforzo verticale uniformemente sull’intera lunghezza.

In risposta a forzanti di origine sismica la perdita di duttilità in queste pareti non assume una grande importanza, infatti, per tali elementi solitamente non si oltrepassa il limite elastico.

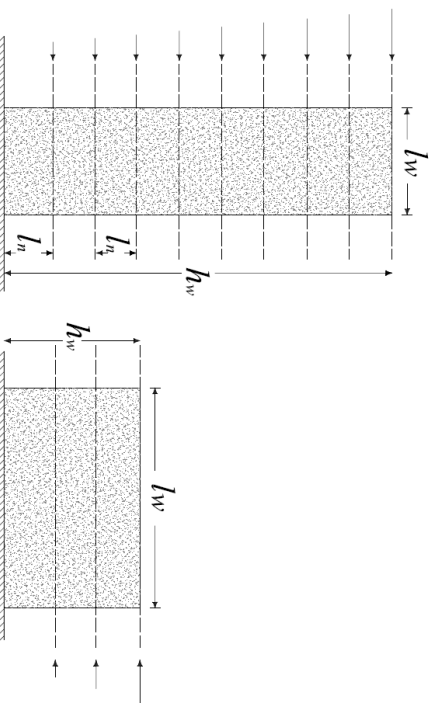


Figura 6.2 – Pareti di taglio snelle e tozze

Le pareti tozze possono suddividersi in tre tipologie di pareti.

Le prime sono dette “*elastic walls*”, ossia strutture che rimangono in campo elastico anche sotto l’azione di terremoti di normale intensità. La maggior parte delle squat walls, come anticipato, appartiene a questo gruppo.

Le seconde sono dette “*rocking walls*”, ossia strutture che, sostenendo una piccola forza assiale, hanno resistenza limitata alle azioni laterali per via del loro stesso ribaltamento.

Per ultime vengono considerate le “*ductile walls*”. Questi elementi in genere si incontrano in edifici relativamente bassi dove poche pareti devono resistere totalmente all’azione orizzontale. In molti casi la resistenza flessionale di queste pareti è molto grande ed è difficile abbinarla con la corrispondente resistenza a taglio. Queste pareti possono quindi andare in crisi per taglio. Tale crisi si può accettare a condizione che il muro richieda una duttilità molto minore rispetto a quella prevista per le pareti snelle. Tali pareti sono classificate come strutture con ridotta duttilità.

6.3 Analisi del comportamento di pareti accoppiate (coupled walls)

Un’ulteriore tipologia di pareti molto interessanti dal punto di vista applicativo, sono le cosiddette “*coupled walls*” ossia le pareti accoppiate. Spesso, infatti, per motivi architettonici è necessario lasciare delle aperture nelle pareti, per esempio finestre o porte, e queste sono trattate come pareti accoppiate attraverso travi. L’accoppiamento avviene sostanzialmente a mezzo di piccole travi che permettono di trasmettere le forze di taglio da una parete all’altra come è possibile notare nella Figura 6.3, in questo modo le travi di accoppiamento sono soggette sia a taglio che a flessione. Essendo, per queste travi, molto piccolo il rapporto luce/altezza le deformazioni dovute al taglio possono essere molto significative. La loro grande rigidezza fa sì che siano sensibili ai movimenti relativi tra i due elementi che collegano, quindi le deformazioni assiali delle pareti accoppiate, che generano tali movimenti, devono essere assolutamente considerate nello studio globale del

sistema. Per tali motivi le tecniche di analisi delle normali travi non possono essere facilmente applicate alle travi di accoppiamento.

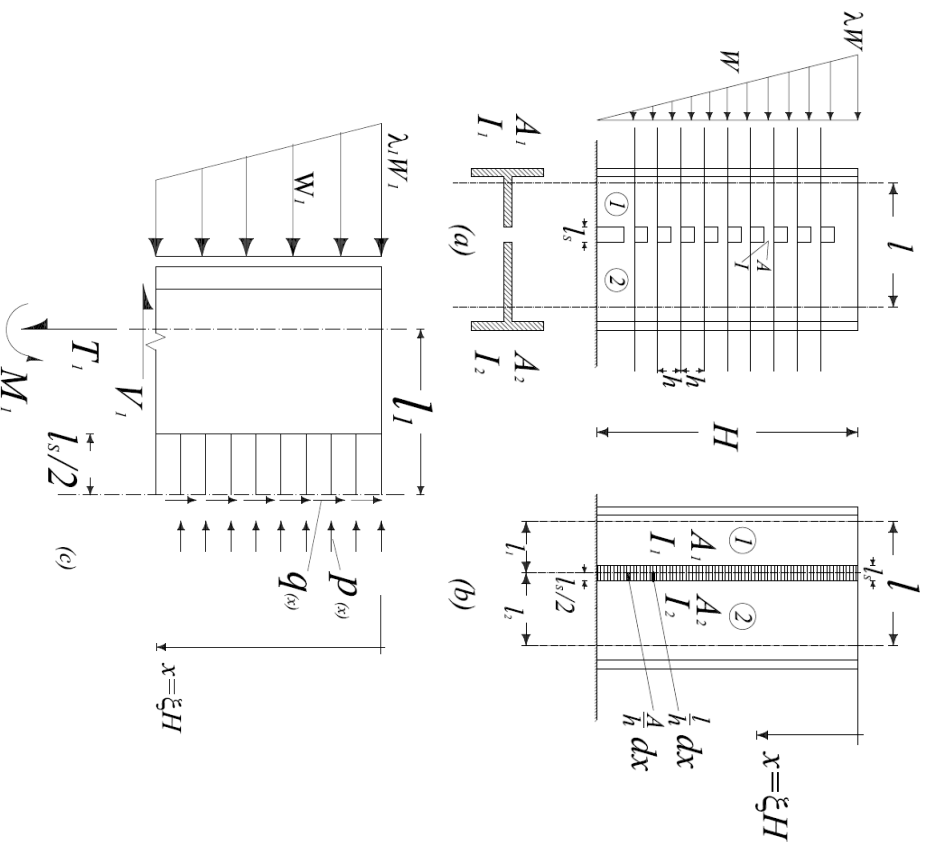


Figura 6.3 – Pareti accoppiate: a) Struttura prototipo; b) Modello matematico; c) Azioni interne ed esterne

L'analisi di queste pareti risulta essere più complessa rispetto a quella effettuata per le pareti piene, è possibile usare il metodo laminare di *Rossmann-Beck* che sostanzialmente sostiene che l'equilibrio di un'azione esterna, come momento flettente, deve essere supportata, in ogni sezione orizzontale, da tutta la struttura della parete. Quindi:

$$M_0 = M_1 + M_2 + l \cdot T \quad (6.1)$$

Dove M_0 è il momento esterno, M_1 e M_2 sono i momenti interni generati nel muro 1 e nel muro 2 e T indica la forza assiale indotta nei muri, trazione nel muro 1 e compressione nel muro 2. I diversi segni sono visibili nella precedente Figura 6.3 e tutto ciò deve essere considerato ad una generica sezione x del muro. Lo scopo dell'analisi laminare è quello di determinare le sollecitazioni interne sopra esposte. Ogni lamina è soggetta a forze taglianti, carichi assiali e ad una quota parte delle azioni esterne come è mostrato nella Figura 6.3c. Chiaramente proprio per l'espressione vista in precedenza si ha una migliore efficienza quando il contributo $l \cdot T$ risulta essere predominante perché in questo modo si ha che i due momenti supportati dalle pareti risultano essere minori a parità di momento esterno M_0 . Il contributo del prodotto $l \cdot T$ si può vedere graficamente nella Figura 6.4 da cui risulta oltremodo evidente che minore è lo spessore della trave di accoppiamento e minore risulta essere il contributo di $l \cdot T$.

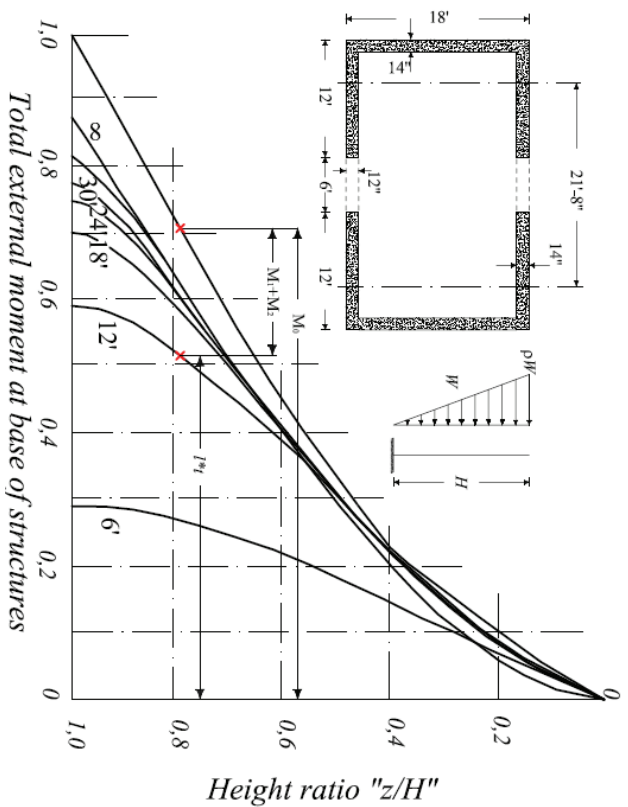


Figura 6.4 – Comportamento a momento di pareti accoppiate

Queste pareti, come già accennato, sono connesse da elementi che trasferiscono solo carichi assiali, quando viene applicato un momento esterno questo viene ripartito proporzionalmente sui due muri laterali in base alla loro rigidezza. Se le due pareti sono connesse da travi rigide, come per esempio travi di accoppiamento, il momento applicato sarà sopportato dall'intera sezione della parete come è rappresentato in Figura 6.5c.

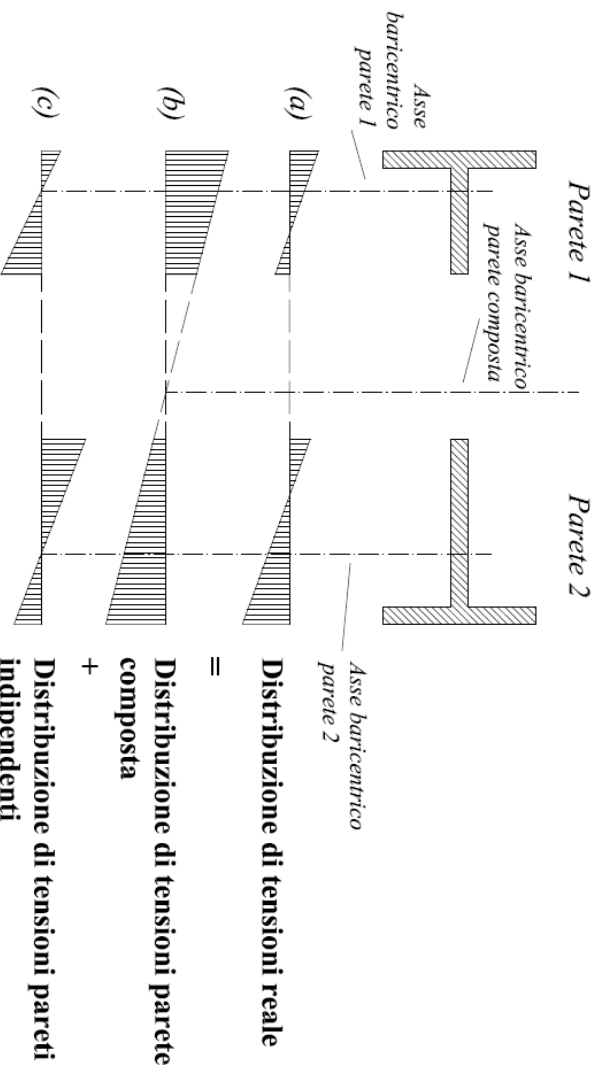


Figura 6.5 – Ripartizione del Momento in pareti accoppiate

Quando le pareti sono soggette all'azione dei carichi laterali le estremità delle travi di accoppiamento ruotano e si spostano verticalmente come mostrato in Figura 6.6. La flessione genera azioni taglianti nelle travi le quali rispondono generando momenti di senso opposto a quello esterno su entrambe le pareti. Inoltre tali azioni trasferiscono carichi assiali che possono essere di trazione o di compressione.

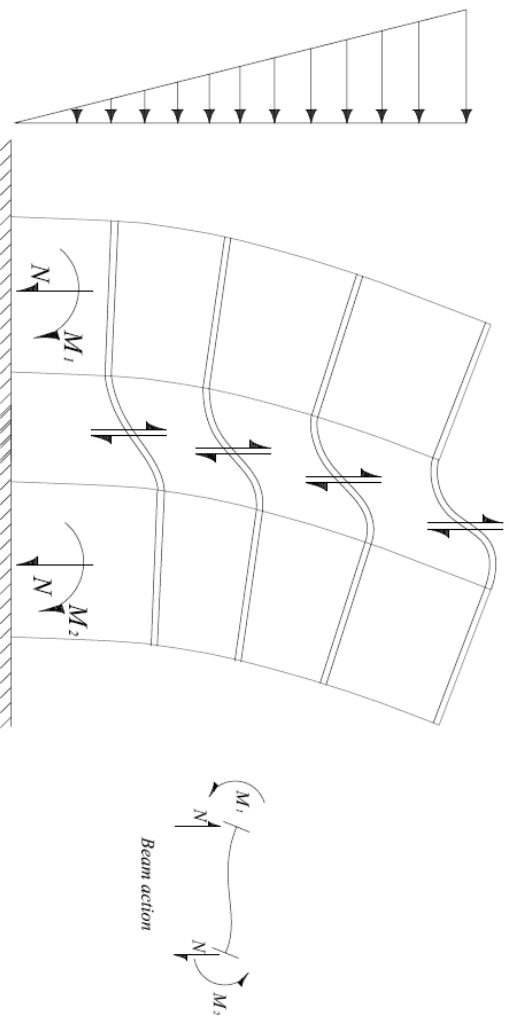


Figura 6.6 – Comportamento a carichi laterali di pareti accoppiate

Il metodo di analisi proposto da Smith e Coull è quello del mezzo continuo. Si basa sull'assunzione secondo cui le connessioni orizzontali sono efficacemente spalmate lungo l'altezza dell'edificio in modo da produrre una connessione equivalente tra gli elementi verticali della struttura. La rappresentazione schematica di tale metodo è visibile nella Figura 6.7.

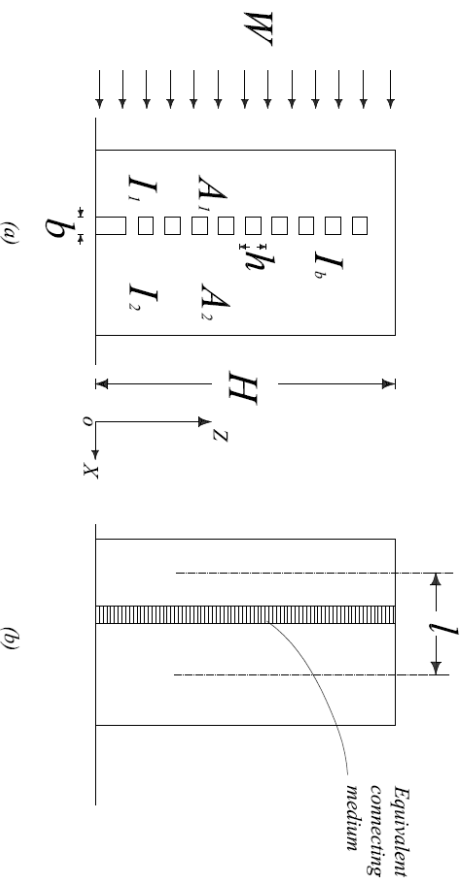


Figura 6.7 – Rappresentazione di una parete accoppiata (a) attraverso un modello continuo (b)

Le ipotesi fondamentali del metodo del mezzo continuo sono:

- 1) Le proprietà delle pareti e delle connessioni non variano lungo l'altezza e l'altezza di ogni piano risulta essere costante.
- 2) Conservazione delle sezioni piane.
- 3) L'insieme delle travi di collegamento, che hanno rigidezza flessionale pari a EI_b , deve essere rimpiazzato da un mezzo continuo equivalente con rigidezza flessionale pari a EI_b/h per unità di lunghezza, dove h è l'altezza di piano.
- 4) Lo spostamento orizzontale così come la curvatura delle due pareti deve essere uguale lungo l'altezza della struttura e da questo ne segue che il momento flettente in ogni parete sarà proporzionale alla rigidezza flessionale della stessa.

- 5) Le azioni flettenti, quelle taglianti e quelle assiali devono essere portate dal discreto al continuo ed avranno intensità m , q ed n per unità di lunghezza.

In particolare, come si nota nella Figura 6.8, nei mezzi di connessione agiscono i tagli di piano di intensità $q(z)$ e le forze assiali $n(z)$. Quindi la forza N in ogni parete ad un determinato livello z sarà:

$$N = \int_z^H q dz \quad (6.2)$$

O, differenziando:

$$q = -\frac{dN}{dz} \quad (6.3)$$

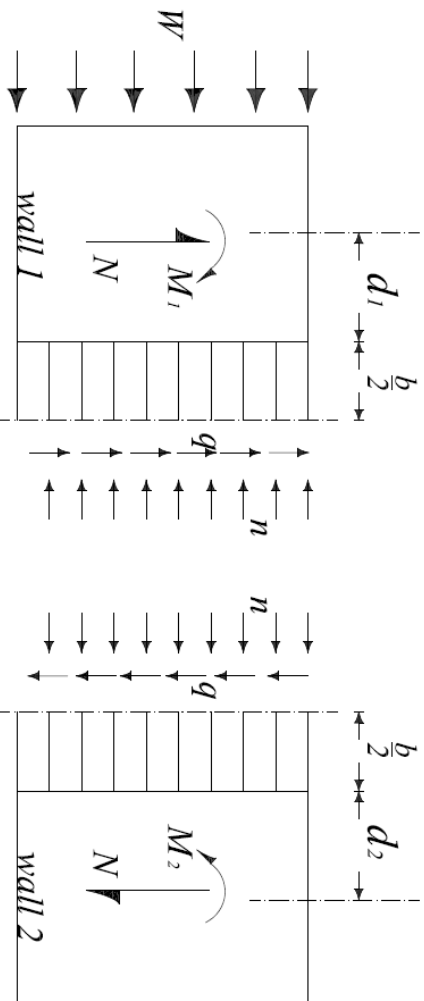


Figura 6.8 – Sforzi interni in una parete accoppiata

Con riferimento sempre alla Figura 6.8 si considererà la condizione di compatibilità degli spostamenti verticali tenendo conto che questi sono dovuti a quattro diverse azioni.

La prima è una rotazione della sezione della parete dovuta alla flessione. Sotto l'azione del momento flettente la stessa si curva e le sezioni ruotano. Ci sono due forme di azioni flettenti, la prima è dovuta all'applicazione del carico esterno mentre la seconda alle forze di taglio ed alle forze assiali che nascono nelle travi di collegamento. Lo spostamento verticale relativo sarà:

$$\delta_1 = \left(\frac{b}{2} + d_1\right) \frac{dy}{dz} + \left(\frac{b}{2} + d_2\right) \frac{dy}{dz} = l \cdot \frac{dy}{dz} \quad (6.4)$$

$$\psi = \frac{dy}{dz}$$

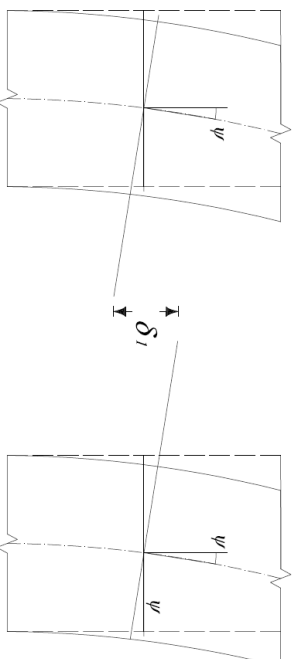


Figura 6.9 – Schematizzazione dello spostamento δ_1

In secondo luogo bisogna considerare le deformazioni flessionali e taglianti delle travi di connessione sotto l'azione del taglio di piano. Si prende un tratto elementare del mezzo di connessione di spessore dz che viene considerato come una mensola incastrata all'estremità interna della parete. La sua rigidezza flessionale è pari a $(EI_x/n)dz$ e tale

mensoia risulta essere caricata all'estremità libera da una forza pari a qdz . In seguito alla flessione lo spostamento relativo sarà:

$$\delta_2 = -2 \cdot \frac{qdz}{3\left(\frac{EIb}{h}\right)dz} \cdot \left(\frac{b}{3}\right)^3 = -\frac{qb^3h}{12EIb} \quad (6.5)$$

dove b è la lunghezza della trave.

Gli effetti della deformazione possono essere valutati sostituendo la reale rigidezza flessionale EI_b con una equivalente I_c dove:

$$I_c = \frac{I_b}{1+r} \quad (6.6)$$

dove r è:

$$r = \frac{12EI_b}{B^2GA} \quad (6.7)$$

Tenendo conto della relazione tra sforzo normale e taglio di piano e considerando anche la rigidezza flessionale appena definita, il δ_2 visto in precedenza diventa:

$$\delta_2 = \frac{b^3h}{12EI_c} \frac{dN}{dz} \quad (6.8)$$

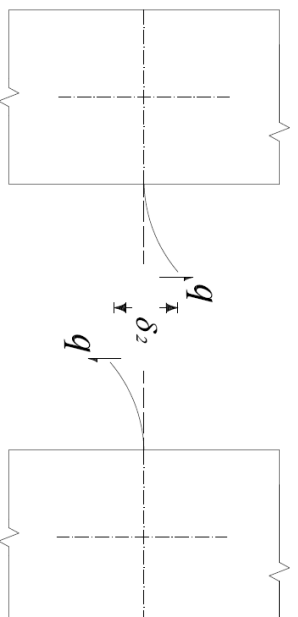


Figura 6.10 – Schematizzazione dello spostamento δ_2

Consequentemente bisognerà tener conto delle deformazioni assiali delle pareti dovute all'azione delle forze N . Queste genereranno ad ogni livello z degli spostamenti relativi pari a:

$$\delta_3 = -\frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z N dz \quad (6.9)$$

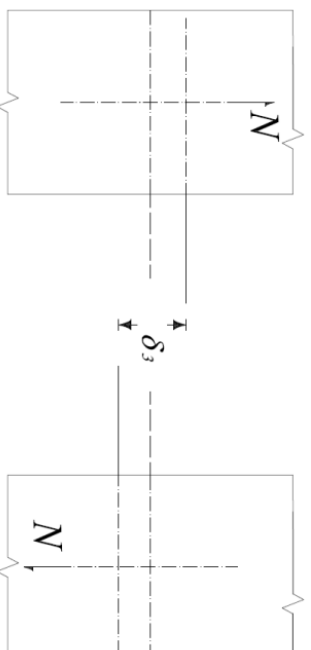
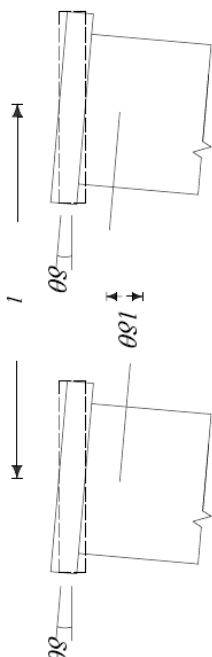
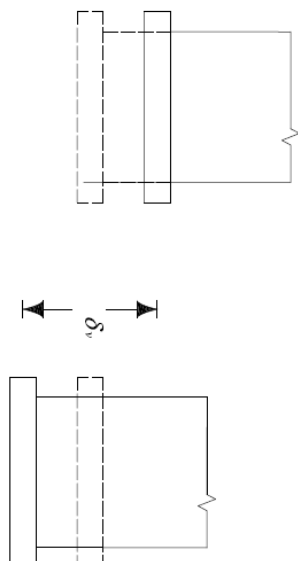


Figura 6.11 – Schematizzazione dello spostamento δ_3

Infine, spostamenti relativi verticali o rotazionali della base, come possono essere cedimenti delle fondazioni, inducono uno spostamento relativo pari a:

$$\delta_4 = -\delta_v + l\delta_\theta = \delta_b \quad (6.10)$$


 Figura 6.12 - Schematizzazione dello spostamento δ_a

Per soddisfare la condizione di compatibilità degli spostamenti relativi verticali la somma dei diversi contributi visti sinora deve essere nulla. Quindi:

$$l \cdot \frac{dy}{dz} + \frac{b^3 h}{12EI_c} \frac{dN}{dz} - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z N dz + \delta_h = 0 \quad (6.11)$$

Nei casi più comuni di fondazioni rigide l'ultimo termine risulta nullo.

Considerando entrambi i momenti derivanti dalla ripartizione del momento esterno e quello dovuto alle forze di taglio e ai carichi assiali nelle travi di accoppiamento si può scrivere la relazione momento-curvatura per i due muri laterali.

$$EI_1 \frac{d^2y}{dz^2} = M_1 = M - \left(\frac{b}{2} + d_1 \right) \int_z^H q dz - M_a \quad (6.12)$$

$$EI_2 \frac{d^2y}{dz^2} = M_2 = M - \left(\frac{b}{2} + d_2 \right) \int_z^H q dz + M_a \quad (6.13)$$

dove M_a è il momento dovuto alle forze assiali nelle travi di accoppiamento.

Sommando questi due contributi si ottiene:

$$E(I_1 + I_2) \frac{d^2y}{dz^2} = M - l \int_z^H q dz = M - lN \quad (6.14)$$

Differenziando la somma dei diversi spostamenti relativi rispetto a z e combinandola con l'equazione precedente si ottiene la relazione che governa il comportamento delle pareti accoppiate in funzione della forza assiale N :

$$\frac{d^2N}{dz^2} - (k\alpha)^2 N = -\frac{\alpha^2}{l} M \quad (6.15)$$

dove:

$$\alpha^2 = \frac{12I_c l^2}{b^3 h l}$$

$$k^2 = 1 + \frac{AI}{A_1 A_2 l^2}$$

$$l = I_1 + I_2 \quad A = A_1 + A_2$$

La soluzione generale dell'equazione risolutiva avrà la seguente forma:

$$N = C_1 \cosh(kaz) + C_2 \sinh(kaz) - \frac{1}{(k\alpha)^2} \left[1 + \frac{D^2}{(k\alpha)^2} + \frac{D^4}{(k\alpha)^2} + \dots \right] \left[\frac{\alpha^2 M}{l} \right] \quad (6.16)$$

dove D è l'operatore d/dz e C_1 e C_2 sono costanti di integrazione da determinare con le condizioni al contorno che devono essere definite alla base e alla sommità della parete in funzione della variabile N .

Generalmente le condizioni al contorno sono le seguenti:

→ per $z = H$ cioè in sommità si avrà che $N=0$

→ per $z = 0$ cioè alla base avrò $dN/dz = 0$ e quindi anche $dy/dz = 0$

Un caso standard risulta essere quello di una struttura soggetta ad un carico uniformemente distribuito di intensità w per unità di lunghezza. Quindi il momento esterno sarà:

$$M = \frac{w(H-z)^2}{2} \quad (6.17)$$

Così, risolvendo l'equazione fondamentale e ricavando come visto in precedenza le costanti di integrazione, risulta che la forza assiale nelle pareti sarà:

$$N = w \frac{H^2}{k^2 l} F_1 \left[\frac{z}{H}; k\alpha h \right] \quad (6.18)$$

dove F_1 è un fattore di forza assiale e la sua variazione in funzione dei due parametri z/H e $k\alpha h$ è rappresentata nella Figura 6.13.

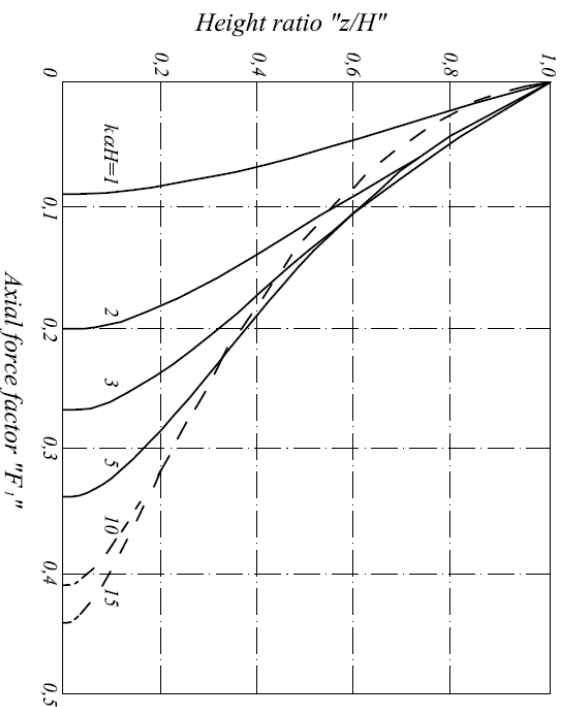


Figura 6.13 – Andamento dello sforzo normale nelle pareti

Quindi noto N si può ricavare q che rappresenta il valore del taglio negli elementi di connessione:

$$N = w \frac{H^2}{k^2 l} F_2 \left[\frac{z}{H}; k\alpha h \right] \quad (6.19)$$

Anche in questo caso il fattore del flusso di taglio F_2 può essere espresso in funzione di z/H e $k\alpha h$ come si vede nella Figura 6.14.

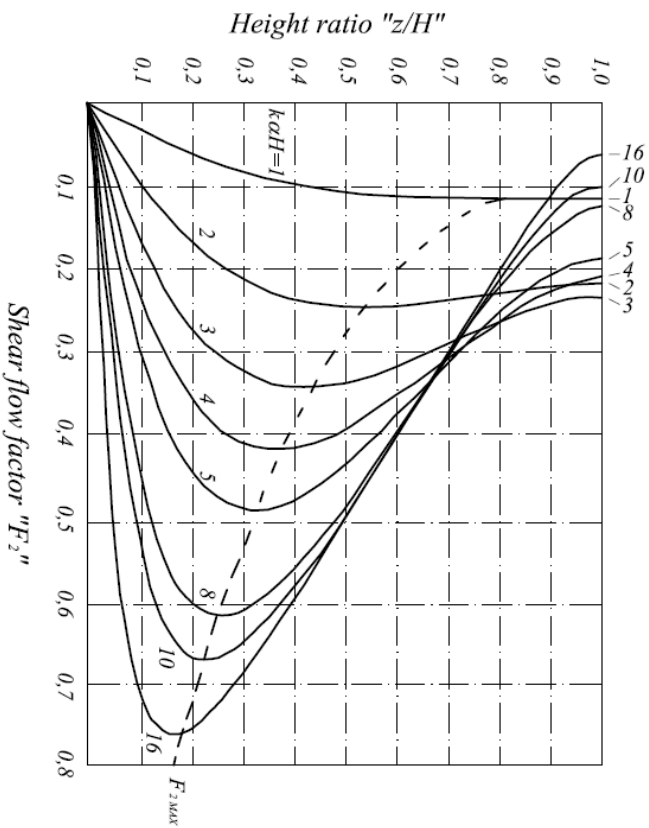


Figura 6.14 – Andamento del flusso di taglio nelle pareti

In seguito si possono ricavare i momenti flettenti nelle pareti laterali 1 e 2 che risultano dipendere entrambi dal fattore F_1 :

$$M_1 = \frac{1}{2} w H^2 \left| \left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 - \frac{2}{k^2} F_1 \right| \quad (6.20)$$

$$M_2 = \frac{1}{2} w H^2 \left| \left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 - \frac{2}{k^2} F_1 \right| \quad (6.21)$$

Inoltre si può valutare lo spostamento y . Ovviamente risulta di particolare interesse valutare lo spostamento in sommità dove quest'ultimo sarà massimo:

$$y_H = w \frac{w H^4}{8EI} F_3 [k; ah] \quad (6.22)$$

Lo spostamento come è evidente dipende da un fattore F_3 a sua volta dipendente da due parametri k e ah . L'andamento di F_3 in funzione di questi due parametri è visibile nella Figura 6.15.

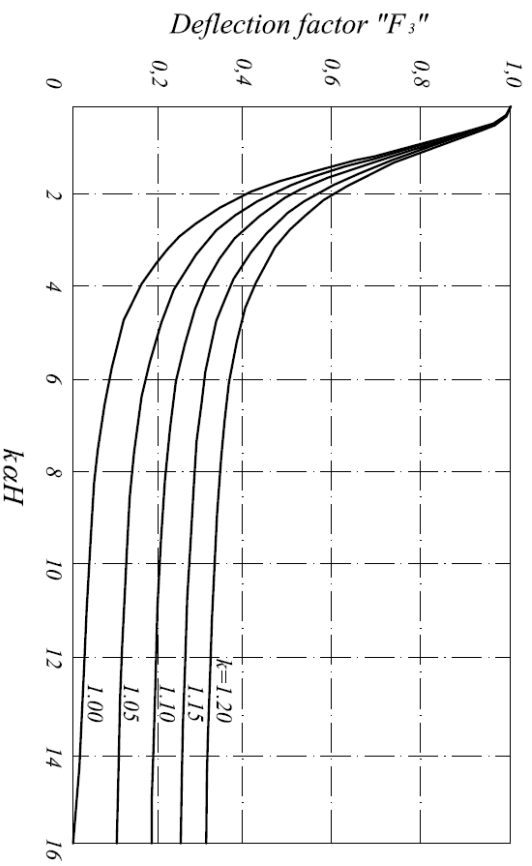


Figura 6.15 – Andamento del fattore di spostamento delle pareti

Facendo poi delle considerazioni di equilibrio per un tratto elementare di muro, rappresentato in Figura 6.16, è possibile valutare quali siano le forze di taglio S_1 e S_2 nelle due pareti sempre considerando il caso di carico esterno uniformemente distribuito.

$$S_1 = wH \frac{l^2}{l} \left(1 - \frac{z}{H}\right) - \left(\frac{l^2}{l} l - \frac{b}{2} - d_1\right) q \quad (6.23)$$

$$S_2 = wH \frac{l^2}{l} \left(1 - \frac{z}{H}\right) - \left(\frac{l^2}{l} l - \frac{b}{2} - d_2\right) q \quad (6.24)$$

Dove q , ricavato in precedenza, rappresenta il taglio negli elementi di connessione.

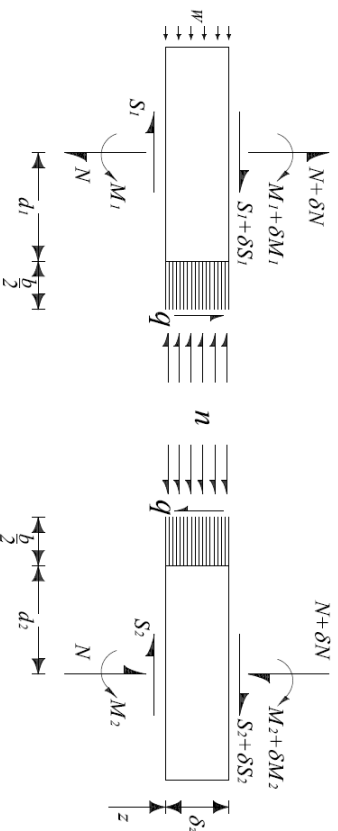


Figura 6.16 – Sforzi su tratto elementare di parete

Un'ultima considerazione può essere fatta sul parametro di rigidità relativa $k\alpha H$ che come visto interviene nella distribuzione delle forze assiali e dei momenti flettenti nelle pareti e nell'espressione del flusso di taglio nel mezzo di connessione. Tale parametro è definito dalla seguente espressione:

$$k\alpha H = \left[\frac{12I_c l^2}{b^3 h I} \left(1 + \frac{AI}{A_2 A_1 l^2}\right) H^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6.25)$$

e può essere visto come un parametro che fornisce la rigidità delle travi di connessione e che aumenta al crescere di I_c oppure al diminuire di b .

Se le travi di connessione hanno rigidità trascurabile, quindi $k\alpha H=0$, il momento esterno sarà supportato interamente dalle pareti e lo sforzo assiale si potrà trascurare. Se le connessioni sono infinitamente rigide la struttura si comporterà come un unico elemento con una distribuzione lineare delle tensioni flessionali lungo l'intera sezione. Nella Figura 6.17 sono rappresentate le variazioni dei fattori K_1 e K_2 in funzione del parametro $k\alpha H$ e si nota che se quest'ultimo risulta essere maggiore di 8 le travi di accoppiamento sono rigide e quindi l'intero sistema si comporta come una mensola composta.

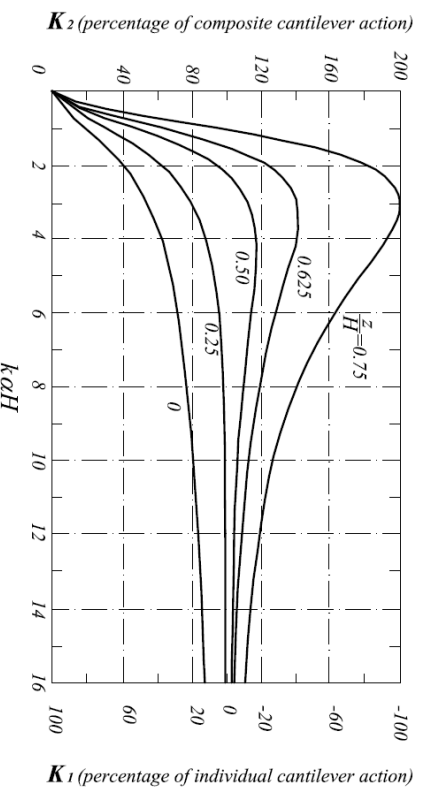


Figura 6.17 – Andamento dei fattori di Momento K_1 e K_2

6.4 Comportamento globale di pareti di controvento solidali a telai ortogonali

Si è accennato nelle note introduttive a questo capitolo a particolari schemi strutturali di fabbricati multipiano costituiti, come a titolo d'esempio mostra la Figura 6.18, da due pareti di controvento solidali a telai ortogonali ad esse.

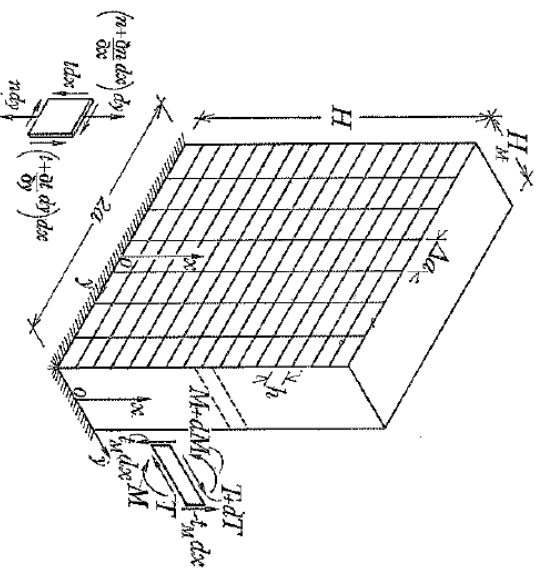


Figura 6.18

Se consideriamo l'azione orizzontale, questa verrà trasferita per mezzo dei solai alle due mensole laterali di controvento. Queste, nell'inflettersi, chiameranno in gioco anche la resistenza dei telai, in quanto le dilatazioni ai lembi delle pareti comportano, per ragioni di congruenza, spostamenti differenziali delle travate dei telai e conseguenti azioni di taglio fra mensole e telai, tali da attenuare lo stato di sollecitazione delle mensole pensati a sé stanti.

Anche in questo caso è possibile pervenire in modo abbastanza semplice a valutazioni approssimate dello stato di sollecitazione, facendo ricorso a strutture continue equivalenti. Il telaio, che si trova soggetto, per la connessione, a carichi contenuti nel suo piano trasmessi lungo lo spigolo comune a quello della parete irrigidente, viene assimilato ad una particolare lastra piana soggetta a un regime di soli sforzi normali "n" (Figura 6.18).

Se si prende in esame un elemento infinitesimo della lastra, per soddisfare l'equilibrio nella direzione x deve risultare:

$$\frac{\partial n}{\partial x} + \frac{\partial t}{\partial y} = 0 \tag{6.26}$$

Per gli sviluppi successivi occorre esprimere le azioni interne "n" e "t" in funzione degli spostamenti "u", oltre che delle caratteristiche del telaio, per il quale supporremo sia le travate sia i piedritti di sezione costante.

Indicando con Δa l'interasse costante dei pilastri e con A_p l'area della sezione di ciascun pilastro, risulta

$$n = \frac{A_p}{\Delta a} E \frac{\partial u}{\partial x} = s_1 E \frac{\partial u}{\partial x} \tag{6.27}$$

avendo posto $s_1 = \frac{A_p}{\Delta a}$;

Per il taglio, presa in esame una travata, è facile riconoscere che risulta, tenendo conto della sola traslazione relativa Δu di due nodi consecutivi e indicando con J il momento d'inerzia della sezione di una trave:

$$T = \frac{12EJ}{\Delta a^3} \Delta u \quad (6.28)$$

per cui il taglio specifico vale

$$t = \frac{T}{h} = \frac{12EJ}{\Delta a^3} \frac{\Delta u}{h} = \frac{12EJ}{h\Delta a^2} \frac{\Delta u}{\Delta a} \quad (6.29)$$

e, passando al continuo ponendo $s_2 = \frac{12J}{h\Delta a^2}$:

$$t = s_2 E \frac{\partial u}{\partial y} \quad (6.30)$$

In definitiva, l'equazione differenziale che interpreta il comportamento del telaio prende la forma seguente.

$$s_1 E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + s_2 E \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \quad (6.31)$$

che, ponendo $k^2 = \frac{s_2}{s_1}$, possiamo riscrivere come segue.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \quad (6.32)$$

Nel caso in esame le condizioni al contorno impongono che per $x = 0$ sia $u = 0$ e per $x = H$ sia $n = 0$. Mentre in direzione y si deve avere la congruenza tra telaio e mensola di controvento.

Attraverso gli opportuni passaggi matematici possiamo scrivere:

$$F_n(y) = C_n \cosh \frac{a_n y}{k} \quad (6.33)$$

e quindi:

$$u = \sum_n C_n \cosh \frac{a_n y}{k} \operatorname{sen} a_n x \quad (6.34)$$

Non resta allora che imporre le condizioni al contorno per $y = a$. Si consideri, a tal fine, un tronco di mensola di altezza infinitesima; dalla condizione di equilibrio giratorio, detto t_M il taglio che mutuamente si scambiano telaio e mensola, si ottiene:

$$t_M dx H_M + T dx - dM = 0 \quad (6.35)$$

ossia:

$$\frac{dM}{dx} = T - t_M H_M \quad (6.36)$$

Considerando la curvatura della mensola $\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}$ si può scrivere che:

$$M = -EJ_M \frac{d^2 v}{dx^2} = -\frac{2EJM}{H_M} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)_{y=a} \quad (6.37)$$

In definitiva si determinano gli sforzi normali nei pilastri ed i tagli e momenti agli estremi delle travi:

$$N = n\Delta a \quad T = th \quad M = \frac{TAa}{2}$$

7. Analisi della capacità resistente di strutture a pareti sismo-resistenti

In questo capitolo si affronterà il problema legato all'individuazione della capacità resistente delle strutture a pareti sismo-resistenti in cemento armato.

7.1 Analisi della capacità resistente delle pareti snelle (slender walls)

Generalmente, nelle aree non sismiche, la resistenza a flessione richiesta è molto bassa. Ciò implica che nella pratica progettuale si predispone una quota di armatura, pari allo 0,25% dell'area lorda della parete, uniformemente distribuita lungo la profondità della parete. Naturalmente, per ottimizzare l'efficienza, è necessario disporre l'armatura anche ai bordi di trazione. Come riportato nella Figura 7.1 nelle sezioni di parete in cui è stata disposta una distribuzione non uniforme di acciaio, quindi con una particolare presenza di acciaio nelle zone di estremità, si ottiene un miglioramento sia dal punto di vista della duttilità che da quello della resistenza dell'elemento.

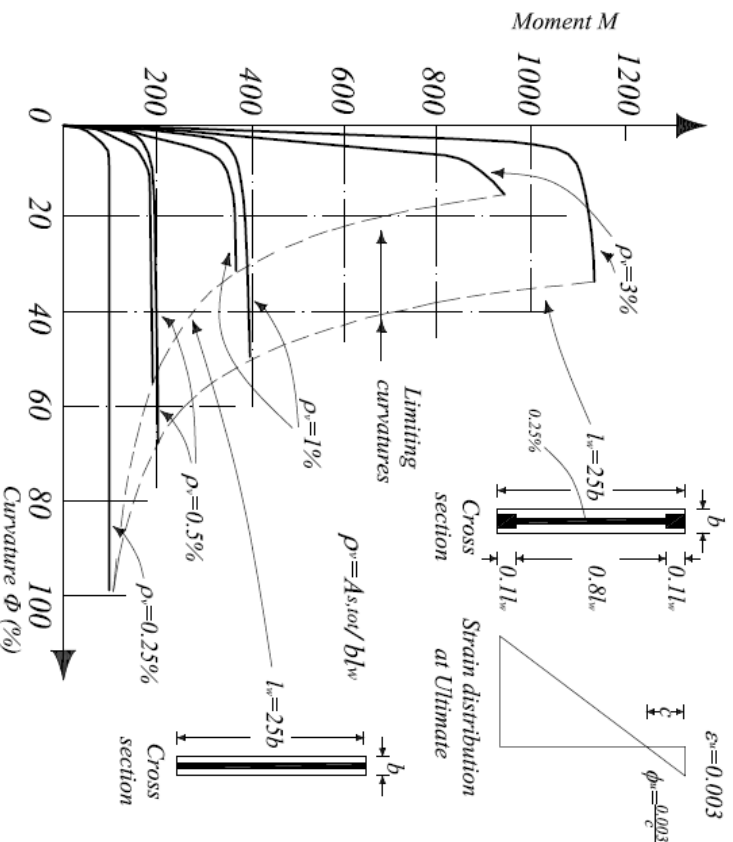


Figura 7.1 – Effetti della quantità e della disposizione di armatura verticale sulla curvatura ultima

Generalmente queste pareti hanno una sezione estesa e quindi la compressione assiale dovuta ai carichi gravitazionali risulta essere molto bassa. Si ricorda che gli effetti di un'elevata compressione assiale sono l'aumento della capacità in termini di momento flettente e una contestuale riduzione della duttilità. Per aumentare quest'ultima è fondamentale operare un confinamento del calcestruzzo nella zona compressa.

R. Park e T. Paulay propongono di calcolare la resistenza a flessione di una sezione rettangolare uniformemente armata con la seguente espressione:

$$M_u = 0.5A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \quad (7.1)$$

Dove N_u è il carico assiale e A_g l'area totale di acciaio. Gli altri simboli sono visibili nella Figura 7.1.

La resistenza a taglio di queste pareti può essere valutata come nel caso delle travi. Occorre tenere in considerazione l'effetto del carico assiale nel valutare il meccanismo di resistenza a taglio e, nei casi in cui ci sia azione sismica, tenere conto dell'accelerazione verticale indotta dal sisma.

Alla base del muro, dove è possibile un cedimento dell'acciaio dovuto alla flessione, il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio può essere trascurato se $P_u/A_g < 0,2f_c'$ dove il primo termine indica la compressione assiale sull'intera sezione. Quando si verifica questa condizione i rinforzi, che sono costituiti da staffe orizzontali, devono essere posizionati alla base del muro almeno per l'intera lunghezza della cerniera plastica in modo da riuscire a sostenere tutte le forze di taglio.

Il rinforzo minimo dello 0.25% nella direzione orizzontale, quando opportunamente ancorato, fornisce una resistenza nominale a taglio di circa $0,166\sqrt{f_c'}$ [MPa], almeno lo stesso contributo viene fornito dal calcestruzzo quando l'acciaio usato a flessione è nel campo elastico, perciò, in una sezione rettangolare minimamente armata, la resistenza a taglio equivalente sarà pari a $0,333\sqrt{f_c'}$ [MPa].

L'osservazione dei danni da sisma su strutture come queste ha fatto concentrare l'attenzione soprattutto nei giunti di costruzione dove si sono verificati danni da scorrimento. È quindi necessario assicurare un sufficiente rinforzo verticale che provveda ad eliminare le rotture dovute questi fenomeni. Nelle pareti soggette a carichi sismici l'effetto benefico del carico assiale non deve essere sovrastimato perciò si assume una tensione di taglio nominale, trasmessa attraverso i giunti di costruzione, pari a:

$$v_{uf} = \varphi \frac{0.8N + A_{vf}f_y}{0.8bl_w} \quad (7.2)$$

dove il fattore di riduzione $\varphi = 0,85$.

Essendo $v_u = \frac{V_u}{0.8bl_w}$, devo avere che $v_{uf} \geq v_u$ e quindi l'acciaio richiesto attraverso il giunto di costruzione è dato da:

$$\rho_{vf} = \frac{A_{vf}}{A_g} \geq \left(v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{0.94}{f_y} \geq 0.0025 = \rho_{vf, min} \quad (7.3)$$

Tale condizione viene soddisfatta già con un piccolo contributo di compressione assiale, ma in assenza di questo il valore minimo di rinforzo pari allo 0.25% può non essere sufficiente. La Figura 7.2 mostra il contributo del rinforzo verticale che deve essere fornito attraverso un giunto di costruzione orizzontale.

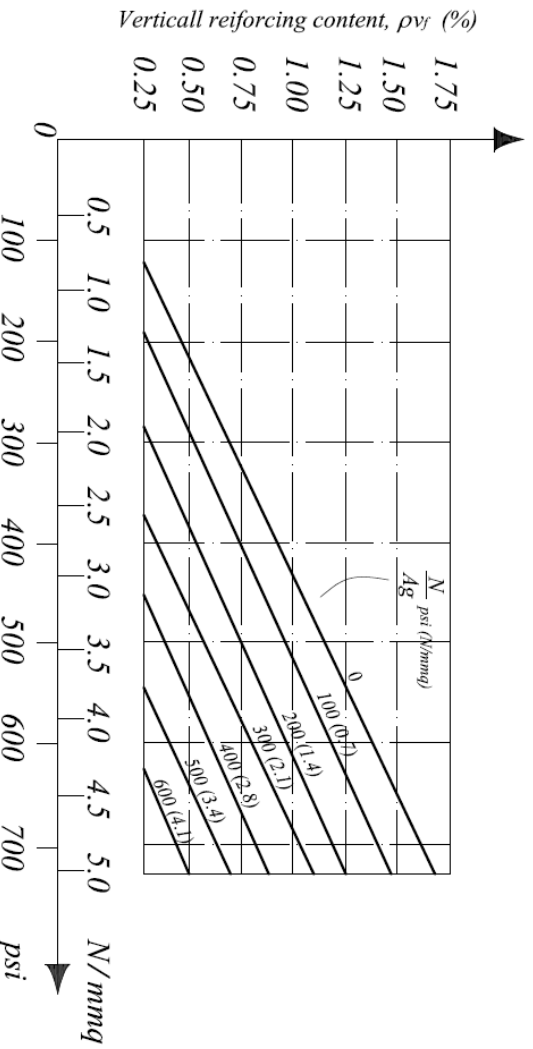


Figura 7.2 – Armatura verticale necessaria nei collegamenti costruttivi di pareti di taglio

7.1.1 Resistenza a flessione

La dissipazione di energia in una struttura caricata lateralmente deve essere sostanzialmente legata al cedimento dei rinforzi flessionali presenti nella zona in cui si forma la cerniera plastica, come si vede nella Figura 7.3 (a) e (b).

Devono essere assolutamente impediti meccanismi di rottura dovuti alla formazione di diagonali compressi o tesi causati dalle forze di taglio (Figura 7.3(c)) e meccanismi di rottura legati allo scorrimento giunti di costruzione come per esempio alla base (Figura 7.3(d)). Si devono anche evitare rotture legate all'instabilità delle sezioni sottili soggette a carichi di compressione e rotture legate all'instabilità dei rinforzi nelle zone compresse.

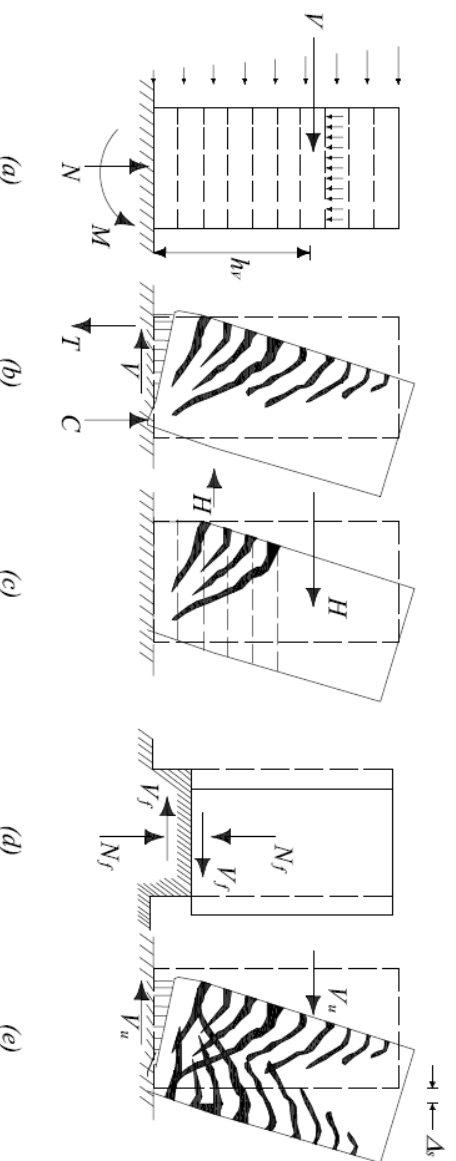


Figura 7.3 – Meccanismi di collasso in pareti a mensola

Nel calcolo della resistenza a flessione di una sezione come quella in Figura 7.4, dove sono noti sia il momento M che lo sforzo P, bisogna valutare la quantità di rinforzo verticale da inserire nei segmenti 1, 2 e 3.

Generalmente nel segmento di area 2 si mette l'area minima prevista dai codici normativi e assumendo che tutte le barre in 2 sviluppino la stessa resistenza si può

calcolare la forza di trazione T_2 essendo nota la quantità di rinforzo nel segmento 2. Assumendo adesso che $M_a = e_a P_a$ e conoscendo la posizione di C_1 si può calcolare T_3 come:

$$T_3 \approx \frac{x_a P_a - x_2 T_2}{x_1 + x_2} \quad (7.4)$$

Nota T_3 si può trovare l'area di rinforzo per il segmento considerato.

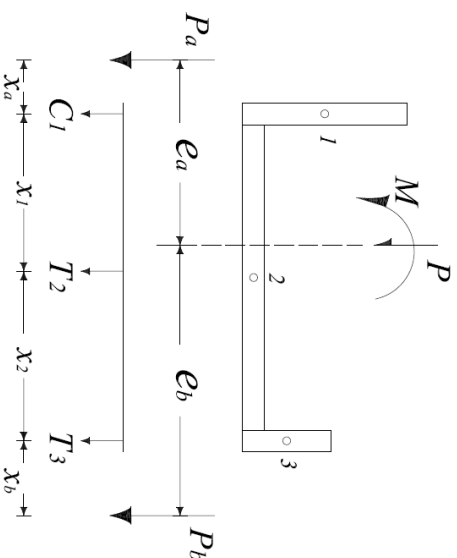


Figura 7.4 – Esempio di sezione di parete

Sono presenti anche delle limitazioni per quanto concerne il rinforzo longitudinale delle pareti. Infatti, il rapporto tra area del rinforzo longitudinale e area di calcestruzzo deve essere compreso tra $0.7f_y [MPa]$ e $16f_y [MPa]$.

Inoltre, è necessario assicurare che la cerniera plastica si formi alla base della parete. Per evitare che questa si formi in un punto qualsiasi della parete si usa, generalmente, come diagramma del momento resistente dell'intera struttura quello rappresentato in Figura 7.5. Usare questo diagramma del momento resistente assicura che la cerniera plastica si formerà alla base della parete e questo risulta di primaria importanza perché nelle zone in cui si ha cedimento del rinforzo flessionale si nota anche una diminuzione del taglio resistente della sezione di calcestruzzo e quindi se non si utilizzasse tale involucro sarebbe necessario prevedere un incremento del rinforzo orizzontale per tutta la parete in modo da assicurare comunque una rottura lato flessione che come noto risulta essere notevolmente più duttile rispetto a una rottura tagliante che è di tipo fragile.

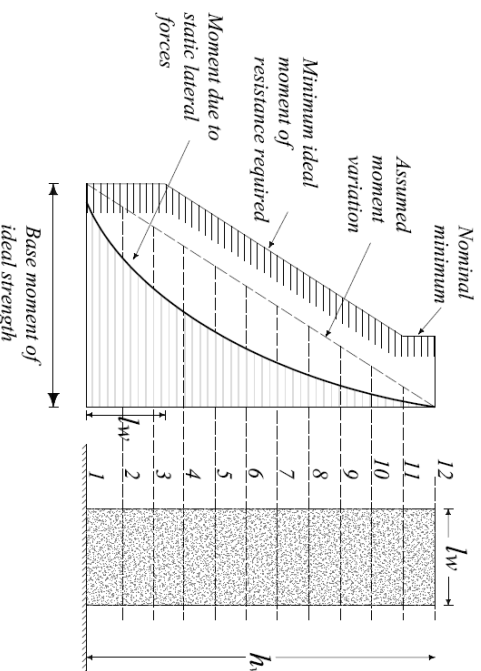


Figura 7.5 – Involucro del Momento di Progetto in pareti a mensola

Molti aspetti della progettazione di strutture a pareti dipendono dalla massima resistenza a flessione sviluppata dalla stessa. Questa viene quantificata attraverso un fattore di sovra resistenza flessionale che è definito come segue:

$$\phi_{0,w} = \frac{M_{0,w}}{M_E} \quad (7.5)$$

dove il numeratore indica la sovra resistenza flessionale e il denominatore il momento risultante dovuto alle forze applicate. Per assicurare un comportamento duttile, a mezzo della formazione di una cerniera plastica alla base del muro, sarà necessario amplificare per tale fattore le forze di taglio che agiscono sulle fondazioni e comunque proporzionare gli altri componenti in modo che rimangano in campo elastico sotto l'effetto di tali azioni. Quando il fattore di sovra resistenza supera il valore ottimale di λ_0/ϕ la parete possiede una riserva di resistenza. Spesso possono essere ottenuti dei benefici quando un criterio di progettazione, che si basa sulla capacità duttile, può essere soddisfatto per un valore ridotto (μ_{Δ}) piuttosto che per quello previsto (μ). Il valore di duttilità ridotta è dato da:

$$\mu_{\Delta r} = \frac{\lambda_0/\phi}{\phi_{0,w}} \mu_{\Delta} \quad (7.6)$$

7.1.2 Duttilità e instabilità

La capacità duttile di una parete espressa come $\mu_{\Delta} = \Delta_r/\Delta_y$ dipende dalla capacità rotazionale della cerniera plastica che si forma alla base della parete. Spesso però è conveniente esprimere la duttilità in termini di curvatura. Il parametro principale che determina la curvatura in una parete è la lunghezza della cerniera plastica l_p che difficilmente può essere definita con precisione. Valori tipici di l_p sono ricompresi all'interno del seguente intervallo: $0.3 < l_p/l_w < 0.8$.

Un'altra caratteristica importante è quella che per una data duttilità in spostamento definita μ_{Δ} , la richiesta di duttilità in termini di curvatura μ_{ϕ} aumenta al crescere del rapporto $A_r = h_w/l_w$ come mostrato in Figura 7.6.

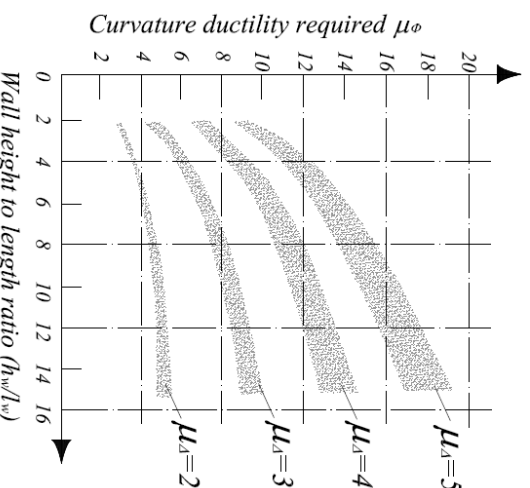


Figura 7.6 – Variazione della richiesta di duttilità di curvatura in funzione del rapporto di forma della parete per una imposta duttilità di spostamento

Un altro importante aspetto da considerare è quello della stabilità delle pareti soggette a carichi assiali di compressione. Lo studio di tale aspetto si basa sulla teoria Euleriana e

fornisce varie indicazioni sullo spessore da utilizzare nelle zone in cui si possono formare le cerniere plastiche. Generalmente lo spessore della parete deve essere di almeno un decimo dell'altezza di piano e spesso si usa allargare lo spessore alle estremità della parete in modo da scongiurare problemi di instabilità.

Nella Figura 7.7 (a) e (c) viene mostrato il comportamento ideale di due pareti di larghezza b con, rispettivamente, uno e due strati di rinforzo verticale.

L'alternanza di sollecitazione provoca l'inversione degli spostamenti e, conseguentemente, la tensione in alcune barre si riduce fino a zero mentre l'ampiezza delle fessurazioni rimane elevata producendo tensioni di compressione nelle barre. Le forze di compressione all'interno della sezione del muro sono sostenute solo dall'armatura metallica. In questa fase la forza di compressione C interna al muro può non coincidere con il centro dei rinforzi come mostrato in Figura 7.7 (b) e (d). L'eccentricità può portare alla rotazione dei blocchi di calcestruzzo e alla formazione di fessurazioni orizzontali come si vede in Figura 7.7 (e) ed (f). Si genera così un momento $M = \delta C$ nella striscia centrale della parete che può causare una rottura per instabilità prima che venga raggiunta la capacità flessionale dell'elemento.

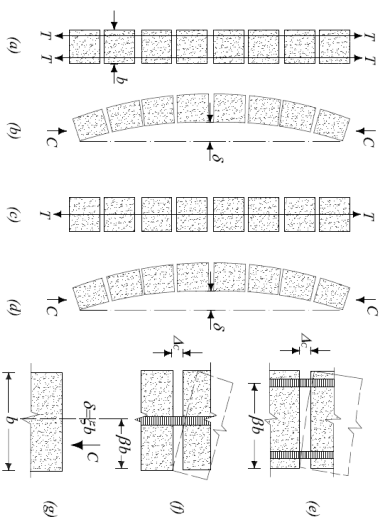


Figura 7.7 – Comportamento fuori piano di pareti

Detto questo, in letteratura sono presenti alcune espressioni che ci forniscono un valore di spessore critico al di sotto del quale è possibile che si verifichino problemi di instabilità nella parete. Queste espressioni dipendono generalmente dalla massima tensione di trazione che si può sviluppare nelle barre verticali oppure dalla richiesta di duttilità della struttura espressa in termini di curvatura. Per ovviare ai problemi di stabilità si propone di usare pareti con dimensioni prestabilite e soprattutto con elementi che rinforzano i bordi come mostrato in Figura 7.8.

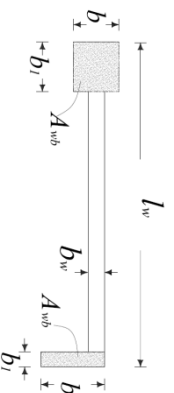


Figura 7.8 – Dimensioni minime di elementi di bordo nelle regioni plastiche di pareti

$$b > b_w \quad b_1 \geq \frac{b_c l_w}{10b}; \quad b > b_c \quad b_1 \geq \frac{b_c^2}{b}; \quad b > \frac{h_1}{16} \quad b_1 \geq \frac{h_1}{16}$$

La curvatura ultima della sezione di una parete è inversamente proporzionale alla profondità della zona di compressione, questo può portare alla conclusione che limitando

La zona compressa si può assicurare la duttilità richiesta in termini di curvatura. Però, bisogna anche ricordare che la relazione tra duttilità in termini di curvature e duttilità in termini di spostamento dipende dal rapporto tra le dimensioni della parete come visto in Figura 7.6. Essendo generalmente i carichi assiali gravitazionali molto piccoli lo spessore della zona di compressione è piccolo. Questo avviene generalmente in sezioni simmetriche con estremità allargate da flange. Quindi la capacità duttile di una sezione può essere superiore a quella richiesta dal sisma. È possibile stimare il massimo della zona compressa in:

$$c_c \approx \frac{l_w}{10} \tag{7.7}$$

e se viene superato questo valore è necessario confinare la zona di compressione.

La zona che richiede un confinamento, indicata con α'_c , è rappresentata in Figura 7.9 dove $\alpha' = 1 - (c_d/c)$.

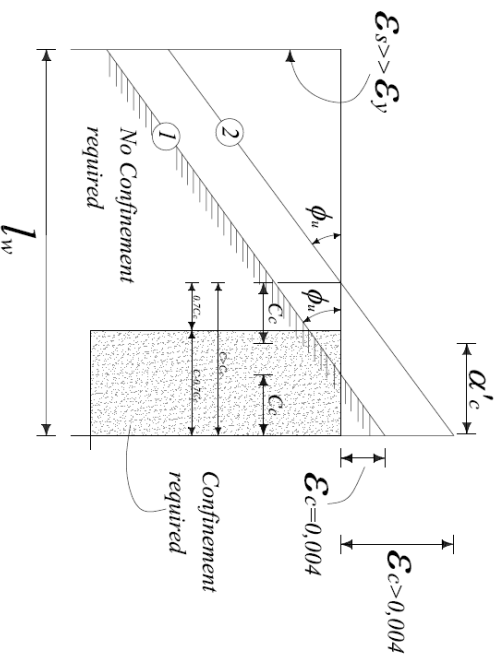


Figura 7.9 – Andamento delle deformazioni

Generalmente il rinforzo consiste in barre disposte in modo da seguire il perimetro da confinare e da elementi supplementari usati per connettere le barre longitudinali. Tali rinforzi devono essere estesi almeno per un'altezza pari alla lunghezza l_w del muro. Un modo di confinamento è rappresentato in Figura 7.10.

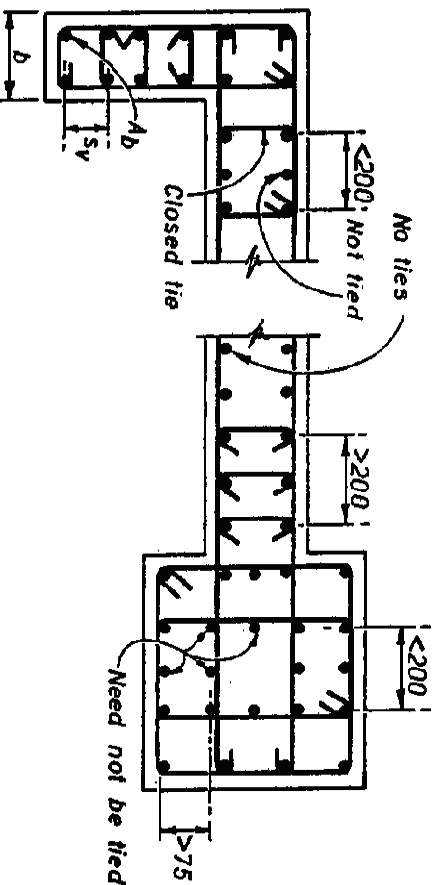


Figura 7.10 – Rinforzi orizzontali in zone di potenziale plasticizzazione

7.1.3 Resistenza a taglio

Il taglio non deve inibire il comportamento duttile del sistema parete perciò è necessario stimare la massima azione tagliante che il sistema può sopportare.

Bisogna analizzare il comportamento della struttura sotto l'azione sismica. Durante il primo modo di vibrare la distribuzione inerziale delle forze di piano sarà simile a quella mostrata in Figura 7.11 (a) e (b). Inoltre lo spostamento e le accelerazioni possono essere fortemente influenzate dal secondo e terzo modo di vibrare così nasce una distribuzione di forze come quella vista in Figura 7.11 (c) con la risultante che è posizionata più in basso rispetto ai casi delle mostrati in (a) e (b). Le forme del secondo e terzo modo di vibrare di una mensola incastrata o incernierata alla base sono molto simili, quindi la formazione di una cerniera plastica alla base del muro non influenzerà in modo significativo la risposta della struttura nel secondo e nel terzo modo di vibrare.

Sebbene la formazione di una cerniera plastica alla base ridurrà notevolmente le azioni sulla parete associate al primo modo di vibrare ci si può aspettare che quelle associate ai modi più alti di una mensola anelastica potranno essere paragonate con le azioni di risposta elastica. Il contributo dei modi più alti alle azioni taglianti crescerà con l'aumentare del periodo fondamentale delle strutture e questo implica che più alto sarà il numero di piani e maggiore sarà il taglio. È stato stimato che il taglio totale di progetto si può esprimere come:

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \phi_{0,w} V_E \quad (7.8)$$

dove V_E è il taglio ricavato dall'analisi della struttura, $\phi_{0,w}$ è il fattore di sovra resistenza flessionale già definito in precedenza e $\omega_v = h_1/h_2$.

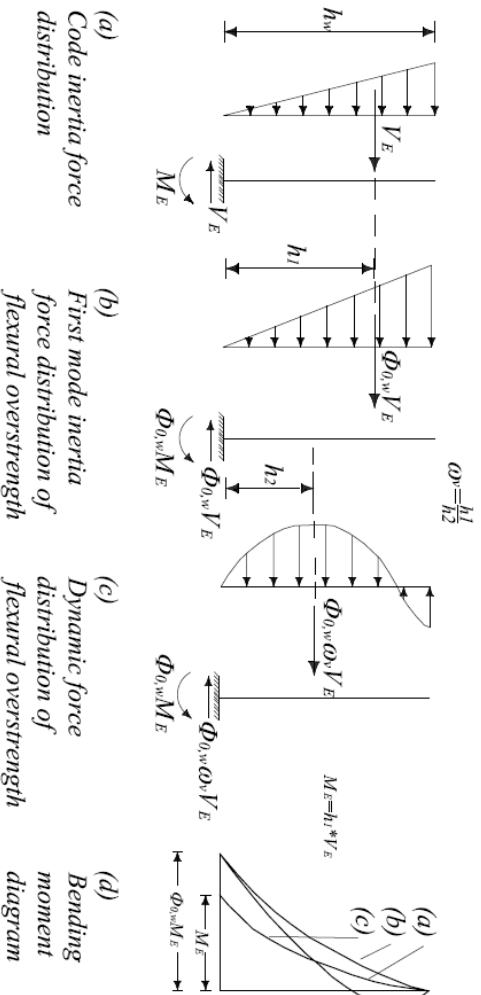


Figura 7.11 – Confronto tra specifiche normative e forze dinamiche laterali

Occorre considerare che l'azione di un carico ciclico che coinvolge la duttilità flessionale può ridurre la resistenza a taglio. Tuttavia spesso basta una distribuzione uniforme di rinforzo in entrambe le direzioni, verticale ed orizzontale, per preservare l'integrità del meccanismo di resistenza al taglio del calcestruzzo. La rete di rinforzo è costituita da barre orizzontali opportunamente ancorate alle estremità e da barre verticali posizionate con passo non superiore a 2.5 volte lo spessore o 450mm. Quanto appena detto vale nella regione anelastica del muro, mentre nella parte superiore, quindi nella regione

elastica, il muro può essere progettato tenendo conto dell'inviluppo dei momenti già visto in precedenza perché non si assisterà ad una riduzione della resistenza a taglio come invece avviene nella zona anelastica.

7.2 Analisi della capacità resistente delle pareti tozze (squat walls)

Le pareti tozze presentano uno schema di rottura con formazione di puntoni diagonali. Come possiamo notare nella Figura 7.12 le considerazioni di equilibrio sul triangolo 1 suggeriscono l'uso di staffe orizzontali per resistere alle tensioni di taglio applicate al bordo superiore. Inoltre la diagonale compressa richiede dei rinforzi verticali.

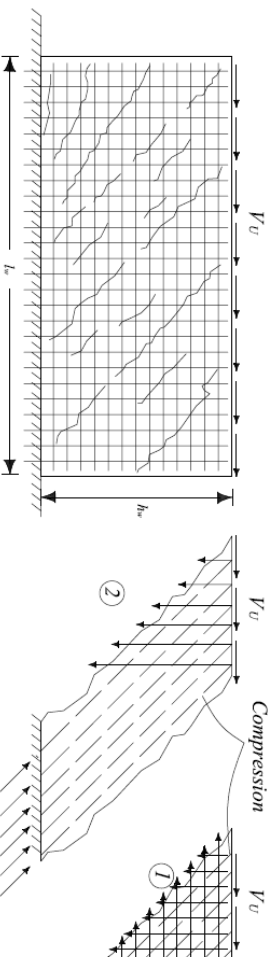


Figura 7.12 – Resistenza a taglio di pareti tozze

In assenza di carichi di compressione esterni il rinforzo verticale deve essere uguale a quello orizzontale in modo da permettere la formazione delle diagonali compresse a 45° .

Per comprendere meglio il comportamento a rottura di queste pareti sono stati condotti alcuni test in cui l'elemento è stato sottoposto ad un carico in modo tale che le forze di taglio fossero distribuite lungo il bordo superiore della parete. Si è espresso il carico applicato in termini di tensione di taglio nominale e di capacità ultima teorica. Sono state provate tre pareti simili ma con diverse percentuali di rinforzo. I risultati sono visibili nella Figura 7.13 dove la parete A è stata realizzata con rinforzi non sufficienti a sostenere l'azione tagliante, mentre la parete B presenta rinforzi a taglio tali da renderne maggiore la resistenza a taglio rispetto a quella flessionale dell'elemento e, per ultima, la parete C è stata realizzata in modo da avere una capacità flessionale pari a circa il doppio di quella della parete B.

I risultati delle prove sono stati valutati in termini di duttilità, eseguendo cinque cicli di carico. La duttilità è stata definita come il rapporto tra la massima rotazione raggiunta dalla parete e la rotazione al primo cedimento.

I test mostrano che la parete C è quella che possiede minore duttilità oltre a mostrare anche perdite di resistenza durante le fasi di prova. Il comportamento migliore viene registrato per la parete di tipo B.

In conclusione, si può affermare che per avere una rottura duttile la tensione di taglio nominale associata ad una sovra capacità flessionale della parete deve essere limitata. Inoltre, se è presente un meccanismo di rottura a flessione si formeranno delle fessurazioni nel conglomerato e pertanto è bene non fare affidamento sulla resistenza a taglio del calcestruzzo. Si conclude che le forze taglianti saranno sopportate interamente dai rinforzi orizzontali e verticali che insieme formano un reticolo.

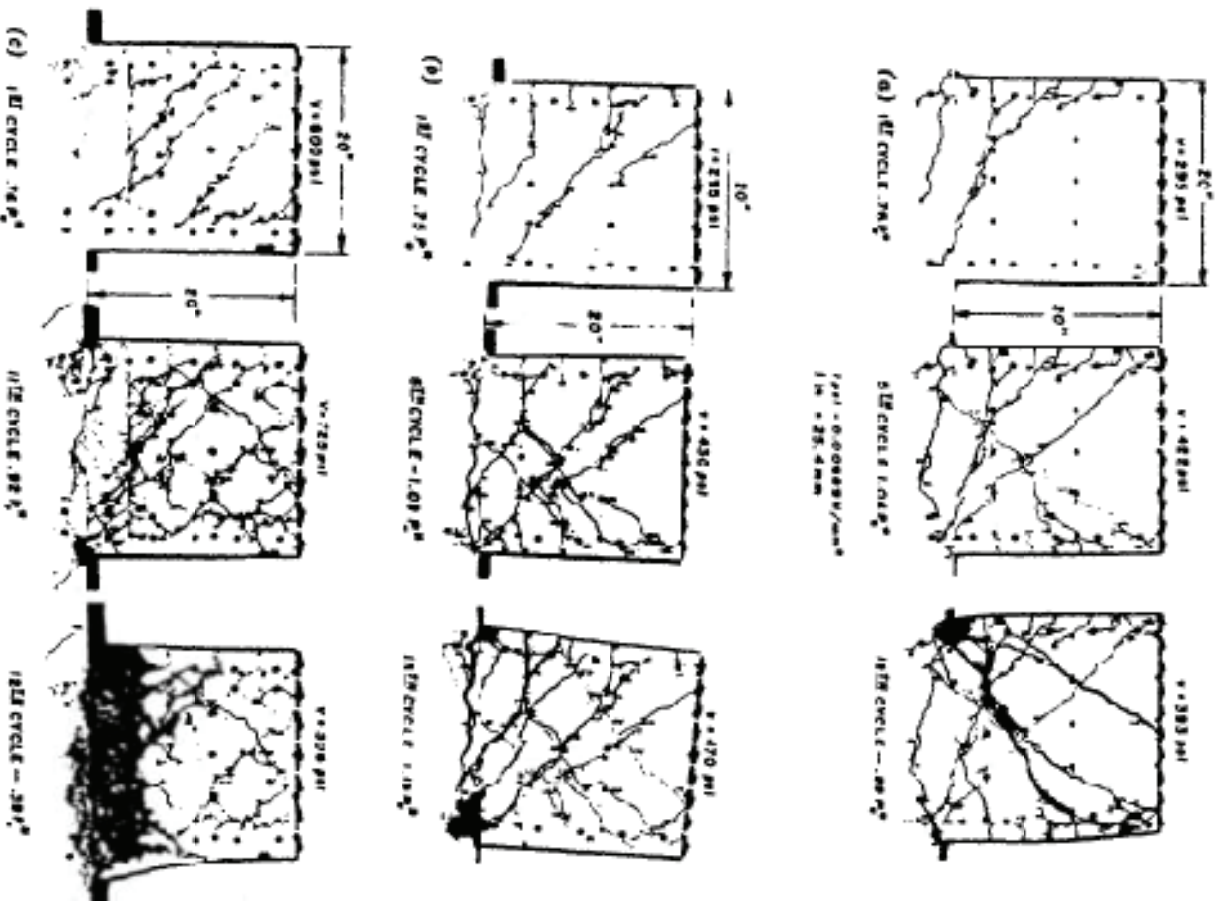


Figura 7.13 – Esempi di collasso di tre pareti tozze

Come già anticipato nei paragrafi precedenti il rinforzo minimo a taglio non deve essere inferiore allo 0.25% dell'area di calcestruzzo, inoltre per rapporti altezza/lunghezza inferiori a 0.5 è previsto un rinforzo verticale ρ_n uguale a quello orizzontale ρ_h , mentre per rapporti altezza/lunghezza compresi tra 0.5 e 2.5 si suggerisce l'uso di un'interpolazione lineare che fornisce:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (7.9)$$

$$\rho_n \geq 0.0025 \quad (7.10)$$

$$\rho_n \leq \rho_h = \frac{v_u - v_c}{f_y} \quad (7.11)$$

7.2.1 Resistenza a flessione

Sebbene nelle pareti tozze l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane può non essere soddisfatta questa non assume grande rilevanza quando si va a valutare l'intera resistenza a flessione e di conseguenza possono essere usati i metodi classici di calcolo della resistenza flessionale. Teoricamente un rinforzo uniformemente distribuito porta, allo stato ultimo, ad una minore duttilità in termini di curvatura, ma questa sistemazione del rinforzo viene comunque preferita perché aumenta la zona compressa nella fase di flessione e migliora le condizioni a taglio, tali caratteristiche sono fondamentali per valutare la resistenza a scorrimento. Tipicamente in queste strutture si hanno carichi assiali molto bassi che portano ad una trascurabile riduzione della duttilità in termini di curvatura.

7.2.2 Resistenza a taglio

A causa delle dimensioni relative, delle condizioni al contorno e del modo in cui vengono introdotti i carichi trasversali nelle pareti tozze, i meccanismi di resistenza a taglio studiati per rinforzare le semplici travi in calcestruzzo non possono essere completamente usati per queste strutture. In particolare, a parte il contributo di taglio assorbito dai rinforzi orizzontali, una parte delle forze introdotte alla sommità di una parete tozza viene direttamente trasmessa alle fondazione attraverso una diagonale compressa. Quando i rinforzi orizzontali sono insufficienti si può formare un piano di rottura diagonale come mostrato in Figura 7.14 (a).

La resistenza a trazione delle “*squat walls*” nel piano di rottura diagonale è fortemente influenzata dal modo in cui vengono introdotte le forze alla sommità della parete, ed è necessario tenerne in conto nelle diverse situazioni progettuali. La diagonale di rottura può essere anche di minore entità come si vede in Figura 7.14 (b).

Quando la tensione di taglio media nella sezione è alta viene supportata da un adeguato rinforzo orizzontale è possibile che la diagonale di calcestruzzo compresso vada in crisi per schiacciamento. Questa modalità di crisi è abbastanza comune in pareti flangiate, come quelle in Figura 7.14 (c), che hanno grande resistenza flessionale. Quando si applicheranno i carichi ciclici, come nel caso di un sisma, si formeranno le diagonali di rottura viste in precedenza, e la crisi nella diagonale compressa può sopraggiungere anche con valori di taglio molto bassi. La tensione di trazione trasversale e l'intersecarsi delle diagonali di rottura, che ciclicamente si aprono e si chiudono, riducono notevolmente la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Generalmente la frantumazione del calcestruzzo si propaga rapidamente su tutto il muro come si vede in Figura 7.14 (d). La crisi delle diagonali compresse porta ad una irreversibile perdita di resistenza che deve essere ovviata con la progettazione di pareti duttili. Si limiterà la massima tensione di taglio sulla parete in modo tale che un'eventuale rottura della diagonale compressa non influenzi negativamente la risposta duttile del sistema.

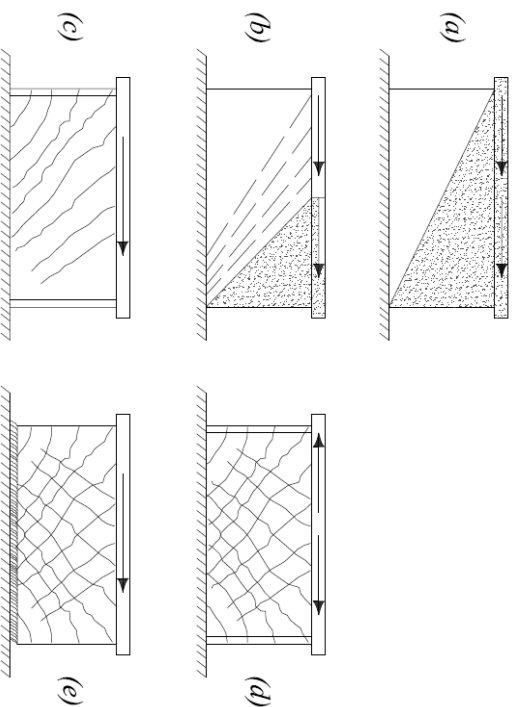


Figura 7.14 – Tipologie di collasso di pareti tozze

Le tensioni di post-cedimento che nascono nei rinforzi verticali sono quelle che assicurano delle deformazioni anelastiche richieste per dissipare energia. Però, dopo alcuni cicli di spostamento, che causano cedimenti significativi nei rinforzi flessionali, si possono verificare dei fenomeni di scorrimento alla base come mostrato in Figura 7.14 (e). Tali scorrimenti sono responsabili di una significativa riduzione della rigidezza e in conseguenza di ciò si riduce la capacità di dissipare energia. Lo sviluppo di questo meccanismo è illustrato in Figura 7.15 – Sviluppo del meccanismo per taglio scorrimento

. Nel primo ciclo la maggior parte delle forze di taglio alla base della parete devono essere trasmesse attraverso la zona di compressione come mostrato in Figura 7.15 (a). Avendo, in questa fase, una zona di compressione abbastanza ristretta e non avendo ancora raggiunto la rottura del calcestruzzo compresso gli spostamenti orizzontali dovuti alle forze di taglio sono trascurabili.

Quando si avrà l'inversione delle forze si formeranno delle fessurazioni nella zona che in precedenza era compressa e le barre che prima erano soggette a trazione saranno soggette ad uno sforzo di compressione. Si svilupperà così una lesione continua lungo la base del muro come si vede in Figura 7.15 (b). Lungo questa zona fessurata le azioni di taglio saranno trasferite principalmente dai rinforzi verticali e quindi si potranno verificare in questa fase degli spostamenti relativamente grandi dovuti alle azioni di taglio orizzontale. Questi scorrimenti si arresteranno solo una volta che sarà raggiunto lo snervamento delle barre così, come si vede in Figura 7.12 (c), la fessura all'estremità della parete si chiuderà consentendo che le azioni di compressione si trasmettano attraverso il calcestruzzo. Tale trasmissione avverrà attraverso superfici irregolari e questo porterà ad una diminuzione sia della resistenza che della rigidezza totale.

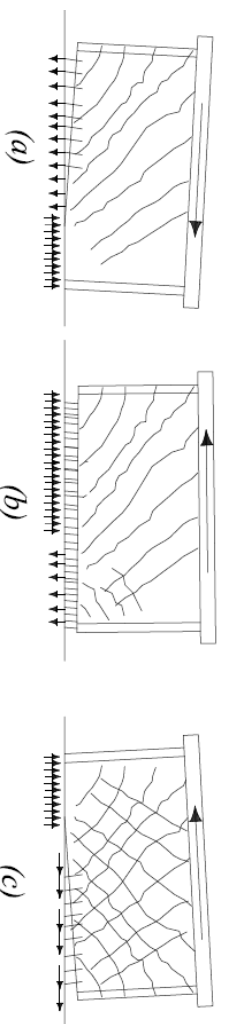


Figura 7.15 – Sviluppo del meccanismo per taglio scorrimento

Sono state eseguite diverse prove per valutare il comportamento delle strutture nei casi di scorrimento della base. Fino a che le lesioni che si formano sono piccole, l'azione tagliante può essere trasferita attraverso l'interazione tra i blocchi di calcestruzzo e l'interfaccia di trasmissione risulta essere tutta la sezione della parete. Perciò nella progettazione elastica valutare lo scorrimento non è fondamentale mentre nel caso di azione sismica si è visto che la zona compressa è limitata ad una estremità delle pareti e quindi il taglio può essere trasferito solo attraverso questa zona quindi proprio a causa della diminuzione dell'area di contatto si avrà che le tensioni di taglio cresceranno rapidamente nell'interfaccia considerata. Questo porta ovviamente alla diminuzione del fattore di attrito e quindi ad una riduzione della capacità di trasmissione delle azioni di taglio stesse. Tale capacità risulterà essere minore all'aumentare dei cicli di spostamento. Si può collegare la resistenza a flessione di una parete tozza, in termini di sovra resistenza, con la resistenza richiesta per assicurare un comportamento elastico attraverso la seguente relazione:

$$R_d = 1.6 - 2.2 \frac{\phi_{0,w}}{\mu_\Delta} \leq 1 \quad (7.12)$$

Se le forze cicliche entrano nel campo di risposta anelastico si crea una situazione critica che porta all'apertura di una fessura lungo tutta la base dell'elemento. Le forze di taglio sono trasmesse interamente dalle barre verticali e quelle presenti nella zona compressa sono soggette a significative tensioni di compressione prima che la lesione si possa chiudere. Tale azione sulle barre verticali è associata ad un significativo spostamento dovuto al taglio. Molte barre verticali si snerveranno prima che la fessura si possa chiudere, quindi solo alcune barre poste nel centro elastico della sezione potranno dare il contributo di resistenza allo scorrimento.

Per controllare lo scorrimento prima della chiusura della fessura è necessario assicurare un rinforzo diagonale che sia capace di assorbire almeno il 50% delle intere forze di taglio agenti sulla parete, inoltre un rinforzo diagonale assicurerà anche una maggiore resistenza a flessione permettendo così di poter incrementare il carico di taglio.

Dai test si è potuto stimare che la resistenza a taglio nei grani è dell'ordine di:

$$V_{d0} = 0.25 A_{sw} f_y \quad (7.13)$$

dove A_{sw} è l'area del rinforzo verticale.

È da sottolineare che la resistenza allo scorrimento fornita dalla sezione è dovuta soprattutto all'attrito che si sviluppa tra i grani della zona compressa. Prove sull'attrito hanno mostrato che nell'interfaccia che trasmette le azioni di taglio si può raggiungere un limite massimo per le forze di serraggio fornite dal rinforzo o da una compressione esterna oltre le quali non si incrementa la resistenza a taglio. Perciò la resistenza a scorrimento, dovuta alle azioni di taglio, nella zona compressa è fornita dalla seguente espressione:

$$V_f = 0.25 A_f f'_c \quad (7.14)$$

dove A_f è l'effettiva area in cui avviene l'attrito come mostrato Figura 7.16.

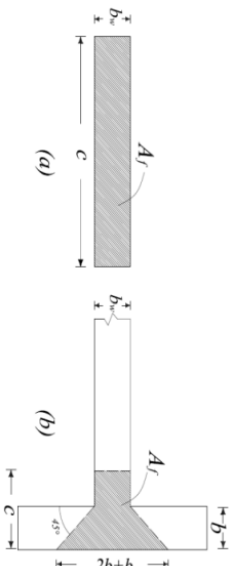


figura 7.16 – Area effettiva di trasferimento del taglio

Va osservato il ruolo significativo della profondità della zona compressa c . Se si ha un taglio costante applicato al muro il momento alla base di questo, e quindi anche c , aumenterà con l'aumentare dell'altezza h_w . Ovviamente se si ha un'altezza costante e un taglio applicato al muro anch'esso costante la profondità c diminuirà con l'aumentare della lunghezza del muro. Di conseguenza il contributo di resistenza allo scorrimento offerto dalla zona compressa della sezione aumenterà al crescere del rapporto altezza-lunghezza (h_w/l_w). Quindi un parametro fondamentale per valutare la profondità c è calcolare la posizione dell'asse neutro.

Per edifici non molto alti l'effetto benefico del carico di compressione assiale dovuto alla gravità non è significativo in quanto tale carico non assume valori elevati.

Per edifici più alti, invece, il carico assiale dovuto alla gravità raggiunge valori rilevanti e tale carico ha sicuramente un effetto positivo sull'incremento della resistenza a scorrimento.

Alcuni test hanno mostrato come pareti fianciate, come quelle di Figura 7.16 (b), possono presentare problemi di perforazione alle estremità rispetto a pareti che hanno una semplice sezione rettangolare. Normalmente si può inserire un rinforzo diagonale per controllare le problematiche relative allo scorrimento e tale rinforzo da anche un contributo alla resistenza flessionale della parete.

Barre che sono comunemente disposte come in Figura 7.17 (a) permettono di resistere ad un momento dato dalla seguente espressione:

$$M_d = 0.5l_d A_{sd} f_{yd} \sin \alpha = h_w V_1 \quad (7.15)$$

Il significato di tutti i termini presenti nell'espressione precedente sono visibili in Figura 7.17 (a). La somma delle componenti orizzontali delle forze che si sviluppano nell'acciaio delle diagonali è tuttavia maggiore del taglio V_1 che genera M_d e di conseguenza le barre diagonali forniscono la resistenza anche allo scorrimento generato da altri tipi di meccanismo come può essere per esempio la flessione di un muro in cemento armato. Questa resistenza aggiuntiva allo scorrimento può essere valutata come:

$$V_{di} = A_{sd} f_{yd} \cos \alpha - V_1 = A_{sd} f_{yd} \left[\cos \alpha - \frac{l_d}{2h_w} \sin \alpha \right] \quad (7.16)$$

Si è visto che l'efficienza di barre diagonali nel meccanismo di resistenza a scorrimento aumenta se si ha una piccola inclinazione delle barre e se diminuisce la distanza l_d . Perciò, spesso, le barre diagonali sono disposte come in Figura 7.17 (b) in modo da azzerare la distanza l_d .

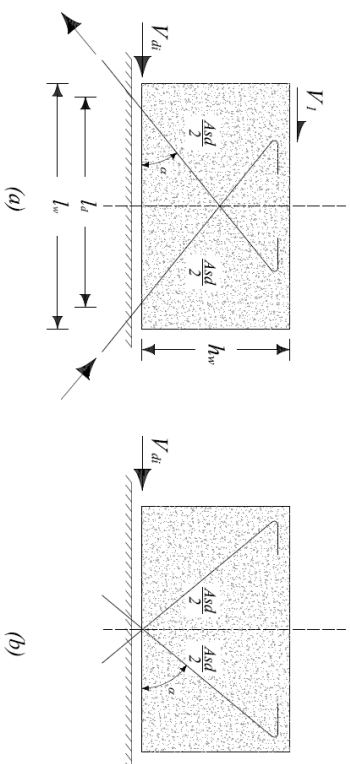


Figura 7.17 – Disposizione armatura in pareti tozze

Quando gli spostamenti dovuti al taglio saranno tali da provocare lo snervamento delle barre diagonali il loro contributo alla resistenza flessionale diminuirà e quindi tutta la resistenza fornita da tali barre potrà essere usata per resistere allo scorrimento e questa sarà poi associata alla resistenza allo scorrimento fornita dalle barre verticali.

Tutti i contributi visti sinora si possono sommare per valutare l'effettiva resistenza a taglio fornita dai rinforzi diagonali così si avrà:

$$V_{dt} = R_d = \frac{V_{E0} - V_{d0} - V_f}{V_{E0}} (V_{E0} - V_1) \quad (7.17)$$

dove $V_{E0} = \phi_{0,w} V_E$ è la resistenza alle forze di taglio sviluppata grazie alla sovra resistenza flessionale della sezione di base.

Per ultimo è possibile eseguire un controllo della tensione di trazione nella diagonale. Si può assumere che la forza di taglio V_{E0} , come si vede in Figura 7.18, sia introdotta uniformemente alla sommità della parete, quindi gli elementi che appaiono ombreggiati nella figura si possono considerare connessi ad un piano diagonale di rottura inclinato di 45° e tali elementi riceveranno una quota della forza di taglio pari a $h_w V_{E0} / l_w$ dove $h_w / l_w \leq 1$. Tale forza può essere trasferita attraverso le barre orizzontali in trazione di area A_{sh} e poste ad una distanza s_h e, se queste sono previste, dalla componente orizzontale della forza sviluppata dalla diagonale in trazione di area $A_{sd} / 2$.

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{h_w V_{E0}}{l_w} \leq V_c + V_s + V_{dn} \quad (7.18)$$

dove generalmente $V_c = 0$ e quindi:

$$V_s = \frac{h_w V_{E0}}{l_w} - V_{dn} \quad (7.19)$$

con

$$V_s = \frac{h_w A_{sh} f_{yh}}{s_h} \quad (7.20)$$

Mentre il contributo della barra diagonale in trazione è dato da:

$$V_{dn} = \frac{A_{sd}}{2} f_{yd} \cos \alpha \quad (7.21)$$

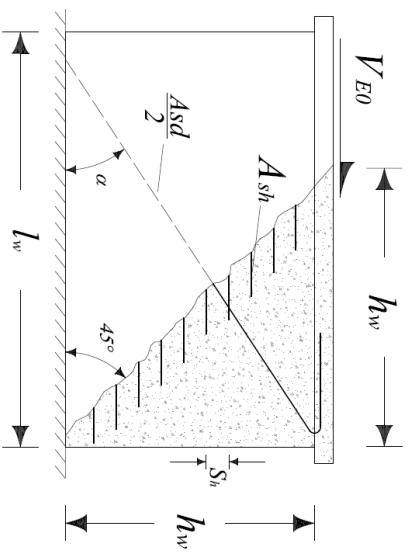


Figura 7.18 – Modello per controllare il collasso da taglio per tensioni diagonali

7.3 Analisi della capacità resistente delle pareti accoppiate (coupled walls)

La resistenza massima delle pareti accoppiate viene raggiunta quando si forma un meccanismo di collasso. Per avere un meccanismo di collasso completo è necessario che si formino delle cerniere plastiche sia nelle travi di accoppiamento che alla base delle pareti.

L'analisi del comportamento della maggior parte di queste strutture soggette a elevati carichi sismici mostra che la rottura avviene nelle travi di accoppiamento prima che venga raggiunta la resistenza massima delle pareti. Tuttavia è possibile che la capacità ultima delle pareti sia raggiunta prima della formazione delle cerniere plastiche nelle travi di accoppiamento. Le travi di accoppiamento sono soggette ad alte tensioni di taglio che non solo impediscono lo sviluppo dell'intera capacità flessionale ma riducono anche la duttilità ottenibile.

In Figura 7.19 si possono vedere i risultati in termini di richiesta di duttilità e curvatura alla sommità della struttura dedotti da un'analisi effettuata su di un edificio di 20 piani dove sono state incrementate gradualmente le forze laterali in sei fasi.

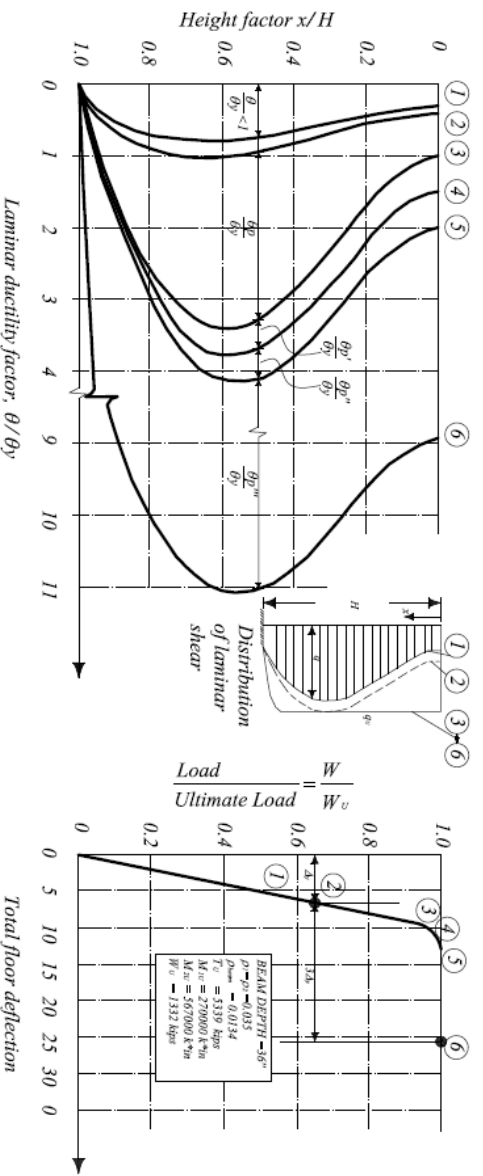


Figura 7.19 – Distribuzione forze di taglio, domanda di duttilità e spostamento in sommità per struttura di 20 piani a pareti di taglio accoppiate con travi a resistenza uniforme

La capacità ultima a flessione viene raggiunta nella parete 1 quando ci troviamo allo stato 4 dell'analisi dopodiché incrementando ulteriormente il carico laterale arriviamo allo stato 5 dove si raggiunge la massima capacità flessionale della parete 2. Quindi a questo stadio dell'analisi si ottiene la capacità massima dell'intero sistema. Le zone critiche di un sistema di pareti accoppiate sono quelle visibili nella Figura 7.20.

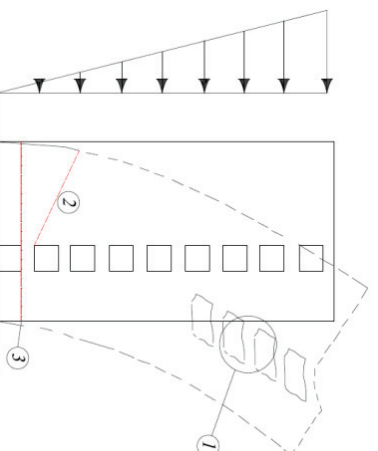


Figura 7.20 – Zone critiche nel comportamento di pareti accoppiate

Per evitare le rotture fragili nelle travi di accoppiamento è necessario assicurare una capacità di resistenza a taglio superiore a quella di resistenza a flessione, e questo si traduce in un limite di massimo di armatura resistente a flessione presente nelle travi di accoppiamento.

Una possibile formulazione per valutare la massima forza di taglio che una trave di accoppiamento può sostenere è la seguente:

$$V_u \leq 10\varphi_v b d \sqrt{f'_c} \quad (7.22)$$

Riferendosi alla precedente Figura 6.3 il taglio ultimo può essere ottenuto come:

$$V_u = \frac{2M_u}{l_s} = \frac{2}{l_s} \varphi_m (d - d') A_s f_y \quad (7.23)$$

dove φ_v è il fattore di riduzione della capacità tagliante pari a 0.85, φ_m è il fattore di riduzione della capacità flettente pari a 0.90 e l_s è la luce libera della trave di accoppiamento.

Unendo le due equazione viste in precedenza si ottiene:

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{4.7 l_s \sqrt{f'_c}}{(d - d') f_y} < \rho_{max} \quad (7.24)$$

I rinforzi in questo caso possono essere messi in modo che formino un reticolo.

Alcuni studi hanno mostrato come le forze di taglio, in una trave di accoppiamento, si possono scomporre in due forze, una di compressione e una di trazione, che hanno direzione diagonale come possiamo vedere in Figura 7.21.

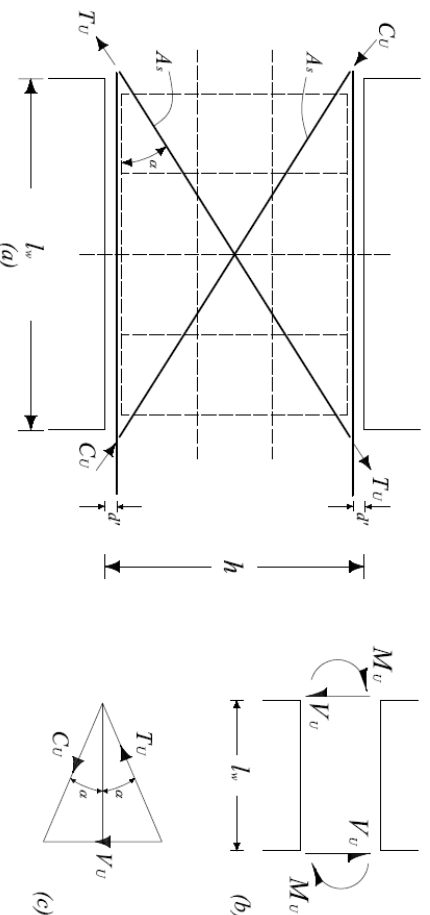


Figura 7.21 – Rinforzi diagonali in travi di collegamento. (a) Geometria di posizionamento rinforzi; (b) Azioni esterne; (c) Sforzi interni.

Proprio queste considerazioni suggeriscono di inserire delle armature diagonali. Inizialmente la compressione può essere assorbita dal puntone di calcestruzzo mentre la trazione da un'armatura in acciaio, però nelle zone sismiche dove si ha a che fare con carichi ciclici è necessario inserire due armature diagonali. Con riferimento alla figura precedente si ha che:

$$T_u = C_u = A_s f_y \quad (7.25)$$

e

$$V_u = 2T_u \sin \alpha \quad (7.26)$$

da cui si ricava:

$$A_s = \frac{V_u}{2f_y \sin \alpha} \quad (7.27)$$

dove:

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l_s} \quad (7.28)$$

Il momento resistente può essere ricavato o dalle forze di taglio:

$$M_u = \frac{V_u l_s}{2} = l_s T_u \sin \alpha \quad (7.29)$$

oppure dalle componenti orizzontali delle forze diagonali:

$$M_u = (h - 2d') T_u \cos \alpha \quad (7.30)$$

Una stessa quantità di acciaio deve essere assicurata per entrambe le diagonali e, se ci si assicura che le barre in compressione non abbiano problemi di instabilità, la perdita di contributo del calcestruzzo risulta essere trascurabile. Un tipo di disposizione delle barre diagonali è visibile nella Figura 7.22.

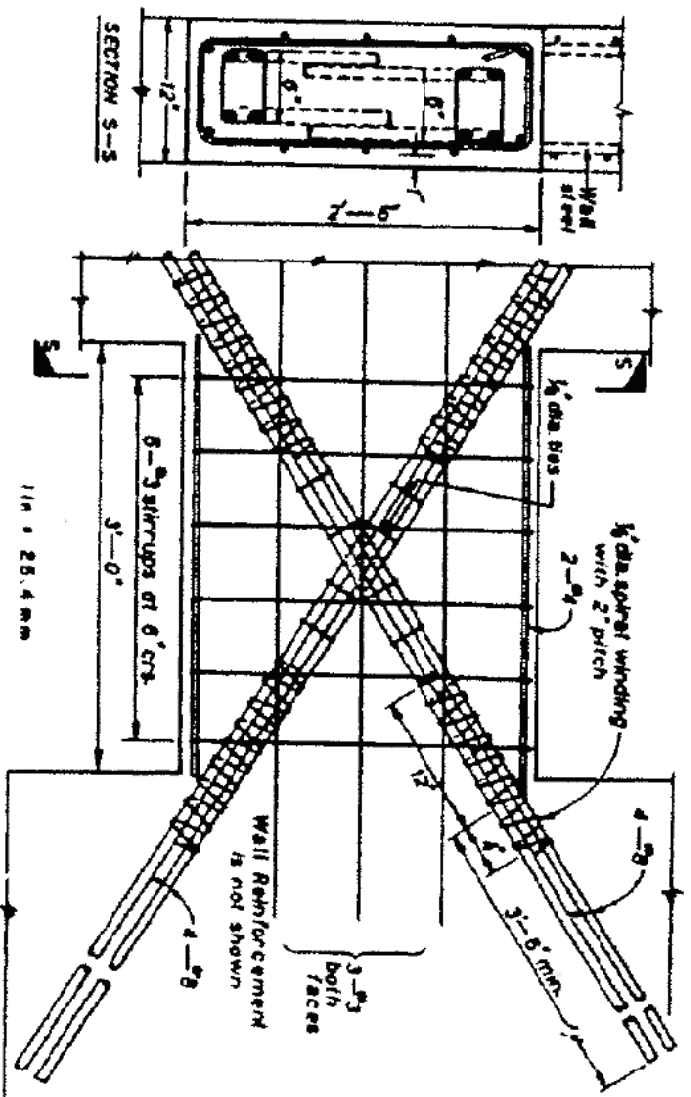


Figura 7.22 – Suggerimento di disposizione armatura aggiuntiva nelle travi di collegamento

Una volta definiti il momento flettente, le forze di taglio e il carico assiale dovuti alle azioni laterali agenti sull'intera struttura si può analizzare la resistenza delle pareti laterali che viene valutata come nel caso delle alte pareti snelle.

7.3.1 Resistenza a taglio delle travi di accoppiamento

L'obiettivo primario delle travi di accoppiamento è quello di trasferire il taglio da una parete all'altra durante l'azione sismica. Essendo il sisma un evento che genera un carico ciclico sia le travi che le pareti saranno soggette ad un grande numero di inversioni del taglio.

Ogni trave sarà soggetta ad una tensione che porterà ad una rottura diagonale come mostrato in Figura 7.23 (a). Evidentemente la zona di rottura dividerà la trave in due elementi triangolari. Inoltre, come si vede in Figura 7.23 (b), bastano poche inversioni di carico per generare una rottura per scorrimento alle estremità della trave di accoppiamento.

Per questi motivi si preferisce inserire all'interno delle travi di accoppiamento dei rinforzi diagonali, come mostrato in Figura 7.23 (c), che assorbono le tensioni di trazione e di compressione che si generano nella trave.

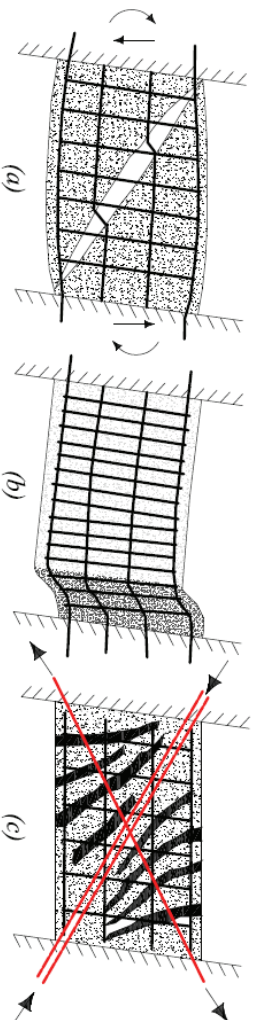


Figura 7.23 – Meccanismi di resistenza a taglio nelle travi di collegamento

Nella Figura 7.24 si mostra il caso in cui una lastra è connessa all'estremità superiore della trave. Si è visto che il momento resistente all'estremità destra della trave può aumentare fino al seguente valore:

$$M_r = M_l + T_h z_b = (A_{sd} \cos \alpha + A_{ss}) f_y z_b \quad (7.31)$$

E quindi la resistenza ideale a taglio della trave diventa:

$$Q_i = \frac{M_r + M_l}{l_n} = (2A_{sd} \cos \alpha + A_{ss}) f_y \frac{z_b}{l_n} \quad (7.32)$$

In seguito all'incremento della resistenza a momento e a taglio la forza di compressione diagonale sarà data da $C_c = T_h / \cos \alpha$ e sarà supportata dal puntone di calcestruzzo che nella Figura 7.24 è rappresentato in maniera tratteggiata. L'incremento della resistenza flessionale $\Delta M = T_h z_b$ dipende dalla posizione dell'acciaio orizzontale di area A_{ss} e influirà sia sulla parete di destra che su quella di sinistra.

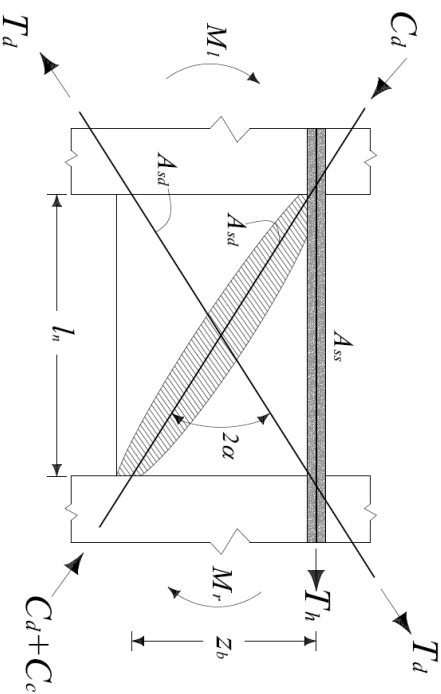


Figura 7.24 – Contributo alla resistenza della trave di collegamento dato dall'armatura a lastra

8. Normativa inerente la progettazione di strutture a pareti sismo-resistenti

Dopo aver riportato i concetti di funzionamento delle strutture a pareti sismo-resistenti si ripercorrono nel presente capitolo quelle che sono le principali indicazioni legislative in merito alla progettazione di strutture a pareti.

8.1 Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2008 e Circ. 617/2009

Le vigenti *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 14/01/2008 contengono prescrizioni ed indicazioni progettuali inerenti la determinazione delle sollecitazioni, il progetto e la verifica degli elementi “parete”.

Innanzitutto è riportata, all'interno del testo di legge, la definizione geometrica di tali elementi.

Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4.

Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc.

Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi dattili (“travi di accoppiamento”) distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

Associando al rapporto della sezione trasversale la prescrizione contenuta al § 7.4.6.1.4, che impone una larghezza minima pari a 15 cm, si ottiene la dimensione minima di una sezione per essere considerata parete strutturale che risulta pari a 15x60cm.

Da notare che difficilmente nella pratica progettuale si adatteranno sezioni minime per le pareti strutturali poiché le richieste di particolari costruttivi di dettaglio renderebbe economicamente svantaggiosa questa scelta. Inoltre, la scelta di adottare uno schema strutturale a pareti sismo-resistenti è sempre associata alla volontà del progettista di “incanalare” le sollecitazioni verso alcuni specifici elementi strutturali, le pareti appunto, e per farlo è necessario mettere in gioco elevate rigidzze rispetto ai rimanenti elementi verticali, che non possono essere rappresentate da pareti di sezione così ridotta.

Alle estremità delle pareti sono definite due zone critiche la cui altezza, salvo analisi più accurate, si può assumere come la maggiore tra la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza. La lunghezza l_c di dette zone critiche è pari alla maggiore tra lo spessore della parete e il 20% della sua lunghezza. In tali zone critiche la percentuale di armatura deve essere compresa, come per i pilastri, tra l'1% e il 4% e la staffatura deve essere tale da bloccare una barra ogni due e con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm.

Nelle rimanenti parti della parete deve essere comunque garantita una percentuale di armatura, sia verticale che orizzontale, almeno pari allo 0.20% per controllare la fessurazione da taglio.

Per definizione una struttura è definita:

- “*Struttura a Pareti*” se la resistenza alle azioni verticali e alle azioni orizzontali è affidata principalmente a pareti (singole o accoppiate) aventi resistenza a taglio alla base non inferiore al 65% della resistenza a taglio totale.
- “*Struttura mista Telaio-Pareti*” se la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai e la resistenza alle azioni orizzontali è affidata ad entrambi i sistemi. Si avranno strutture miste equivalenti a telai se l'azione orizzontale è assorbita per più del 50 % dai telai o, viceversa, si avranno strutture miste equivalenti a pareti;

Sotto il profilo della dissipazione di energia, e quindi della duttilità intrinseca delle strutture a pareti, il testo di legge fornisce i seguenti fattori q_0 massimi.

Tipologia	q_0	
	CD “B”	CD “A”
- Strutture miste		
- Strutture a pareti accoppiate	3,0 α_w/α_1	4,5 α_w/α_1
- Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0

dove il fattore di sovrarresistenza α_w/α_1 è così determinato:

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

Data l'importanza che rivestono nella resistenza alle azioni orizzontali gli elementi parete, la norma impone il calcolo di un ulteriore coefficiente correttivo del fattore q_0 denominato fattore k_w .

$$k_w = \begin{cases} 1.00 & \text{per strutture miste equivalenti a telai} \\ 0.5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1 & \text{per strutture a pareti o miste equivalenti a pareti} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Il calcolo delle sollecitazioni con eseguire la verifica delle sezioni delle pareti è ampiamente trattato all'intero del § 7.4.4.5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Se ne riportano alcuni estratti di seguito.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi, per le motivazioni riportate al precedente capitolo 7. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori:

- l'altezza della sezione di base della parete (l_w),
- un sesto dell'altezza della parete (h_w);

In ogni caso l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Figura 8.1, nella quale h_w è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a $0,5A$.

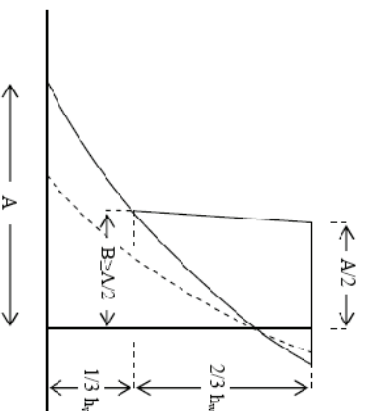


Figura 8.1 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

Per le strutture in CD "A" il taglio deve essere incrementato del seguente fattore:

$$1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{q M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)} < q \quad \text{per pareti snelle} \quad (8.1)$$

$$\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (8.2)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo $\gamma_{Rd}=1,2$ ed indicando con M_{Ed} ed M_{Rd} i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con T_1 periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando

la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra:

- effettiva larghezza dell'ala;
- metà della distanza fra anime adiacenti;
- 25% dell'altezza complessiva della parete h_w .

Per la verifica a pressoflessione viene imposto un limite allo sforzo normale di compressione che non deve superare il 40% in CD "B" (o il 35% in CD "A") della resistenza massima a compressione del solo calcestruzzo.

La determinazione del momento resistente viene effettuata come per i pilastri, tenendo in considerazione tutta l'effettiva armatura presente nella parete.

Per la verifica a taglio in CD "B" viene richiamata la necessità di verificare, oltre a quanto richiesto per un normale elemento verticale, anche la verifica di possibile rottura a scorrimento nelle zone critiche. Deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (8.3)$$

dove $V_{Rd,S}$ è la resistenza nei confronti dello scorrimento ed è fornita dalla seguente relazione:

$$V_{Rd,S} = V_{ada} + V_{ida} + V_{fd} \quad (8.4)$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinnotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{ada} = \min \begin{cases} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{cases} \quad (8.5)$$

$$V_{ida} = f_{yd} \sum A_{sj} \cos \phi_i \quad (8.6)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \mu_f \left[\left(\sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \right. \\ \left. 0.50 \eta f_{cd} \xi l_w b_{wo} \right\} \quad (8.7)$$

dove $\eta = 0.6 \left(1 - \frac{f_{tk}}{250} \right)$, μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

Per la verifica a taglio in CD "A" si deve anche verificare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo d'anima assumendo come braccio delle forze interne l'80% dell'altezza della sezione e come inclinazione del puntone 45°, ed inoltre nelle zone critiche la resistenza andrà moltiplicata per un fattore riduttivo pari a 0.4.

Sempre in CD "A" dovrà essere verificata la possibile rottura a taglio trazione dell'armatura d'anima. Il calcolo di tale armatura deve tenere in considerazione il rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \times l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Se $\alpha_s \geq 2$ la verifica a taglio trazione viene eseguita come per una normale sezione in c.c.a. assumendo come braccio

delle forze interne l'80% dell'altezza della sezione e come inclinazione delle diagonali compresse 45°. Se, viceversa, $\alpha_s < 2$ si utilizzano le seguenti formulazioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75\rho_h f_{y,d,h} b_w \alpha_s l_w \quad (8.8)$$

$$\rho_h f_{y,d,h} b_w \alpha_s z \leq \rho_v f_{y,d,v} b_w z + \min N_{Ed} \quad (8.9)$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{y,d,h}$ e $f_{y,d,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Infine, per i sistemi di pareti accoppiate, vengono riportate al § 7.4.4.6 le verifiche di resistenza da effettuarsi sulle travi di accoppiamento.

La verifica di questi elementi viene effettuata trattando tali elementi come normali travi in c.c.a. se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

- Il rapporto tra luce ed altezza è uguale o superiore a 3;
- Il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a $(b \cdot d \cdot f_{ctd})$

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad "X" sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 A_s f_{y,d} \sin \phi \quad (8.10)$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Inoltre, travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore. Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

8.2 Normativa europea Eurocodice 8

Nella normativa europea EC8, sono contenute le medesime indicazioni, già riportate al paragrafo precedente, inerenti le definizioni di tipologia strutturale ed i relativi valori dei fattori q_0 .

Anche le incertezze della distribuzione dei momenti flettenti sulle pareti sismiche snelle sono trattate introducendo la possibilità di effettuare, in via semplificata, una traslazione del diagramma del momento flettente che rispecchia quanto mostrato in Figura 8.1.

Con riferimento alla resistenza a taglio e flessione di pareti sismiche la norma europea raccomanda una limitazione dello sforzo normale agente al 40% della resistenza massima del solo calcestruzzo (35% per pareti progettate in alta duttilità). Per pareti di forma composta sono riportate le stesse limitazioni esposte al precedente paragrafo.

Con specifico riferimento alle travi di accoppiamento presenti tra due pareti strutturali, viene specificato che il mezzo di accoppiamento non può essere rappresentato da solette. Inoltre, le regole valide per le travi, possono essere utilizzate solamente qualora venga rispettata almeno una delle due condizioni seguenti:

$$\begin{aligned} & - V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \\ & - \frac{1}{h} > 3 \end{aligned}$$

Se nessuna delle due condizioni sopra riportate è verificata, allora è necessario predisporre una specifica armatura lungo le due diagonali della trave (Figura 8.2).

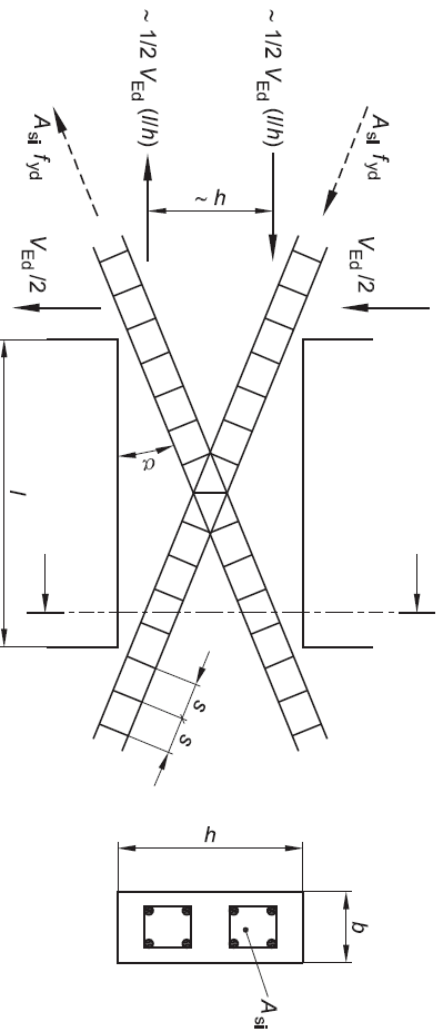


Figura 8.2 – Armatura diagonale da disporre nelle travi di collegamento

L'armatura predisposta dovrà essere tale da garantire la verifica della seguente relazione.

$$V_{Ed} \leq 2A_{sif}f_{yd} \sin\alpha \quad (8.11)$$

L'armatura dovrà essere “tipo-colonna” con base almeno pari alla metà dello spessore della trave di collegamento e dovrà possedere armatura di contenimento per evitare problemi di instabilità.

8.3 Normativa americana A.C.I. 318

Relativamente alle pareti strutturali la normativa americana pone particolare attenzione ai sistemi di pareti accoppiate e alle relative travi di accoppiamento.

I requisiti di armatura minimi sono assegnati già per il calcolo non sismico e vengono invece prescritti requisiti di regolarità nella disposizione dell'armatura trasversale con l'intento di controllare l'apertura delle fessure inclinate. Viene inoltre prescritta la doppia

armatura di parete in sostituzione di un'unica armatura posizionata centralmente rispetto allo spessore della parete.

Nelle zone in cui è probabile una plasticizzazione dell'armatura longitudinale le lunghezze di sviluppo delle stesse sono maggiorate attraverso un coefficiente pari a 1.25 rispetto a quelle di calcolo.

La resistenza a taglio di pareti strutturali non deve eccedere il valore V_n dato dalla seguente formula.

$$V_n \leq A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{F'_c} + \rho_t f_y) \quad (8.12)$$

dove α_c dipende dal rapporto di forma della parete e varia da 3 a 2 e A_{cv} è l'area del calcestruzzo.

Per la resistenza nei confronti della flessione e del carico assiale di una parete strutturale vengono richiamate le regole base della progettazione di sezioni in c.c.a.. Viene altresì richiamata l'attenzione al caso di presenza di aperture nella parete e al caso di pareti flangiata o di forma composta. Per quest'ultime, nel caso non si effettuino analisi specifiche, la larghezza efficace delle flange è assunta pari al valore più piccolo tra la metà della distanza dalla parete adiacente e il 25% dell'altezza totale della parete.

Nelle zone compresse, individuate attraverso la seguente relazione, viene prescritto un opportuno rinforzo attraverso la predisposizione di elementi di confine.

$$c \leq \frac{l_w}{600 (\delta_u / h_w)} \quad (8.13)$$

dove c corrisponde al maggiore asse neutro calcolato con riferimento allo sforzo normale e al momento flettente coerenti con lo spostamento δ_u . Il rapporto δ_u / h_w non può essere inferiore a 0,007.

Dove siano necessari opportuni elementi di confine, gli stessi devono estendersi verticalmente dalla sezione critica per una distanza non inferiore alla maggiore tra l_w e $M_u / 4V_u$.

Pareti strutturali, per le quali non è previsto il rispetto delle prescrizioni su riportate dovranno avere comunque elementi di confine ai bordi o attorno alle aperture quando la tensione di compressione supera il 20% di f'_c .

Dove siano necessari elementi di confine, essi devono rispettare i seguenti punti:

- L'elemento di confine deve estendersi orizzontalmente dal lembo compresso per una lunghezza non inferiore al maggiore tra " $c - 0,1l_w$ " e " $c/2$ ";
- Per sezioni flangiata, l'elemento di confine deve estendersi alla flangia efficace in compressione e deve estendersi per almeno 12 pollici;
- L'armatura trasversale degli elementi di confine deve soddisfare i requisiti richiesti in termini di diametro e passo di disposizione per le zone dove è prevista plasticizzazione;
- L'armatura orizzontale di parete deve essere ancorata in modo da sviluppare la tensione di snervamento e fornire confinamento al nucleo.

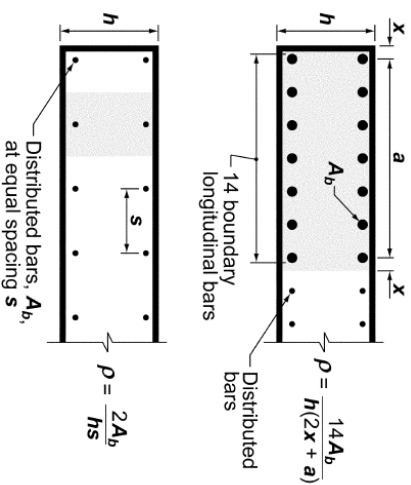


Figura 8.3 – Armatura longitudinale per elementi di confine delle pareti strutturali

Con riferimento alle pareti accoppiate la normativa americana prescrive, per gli elementi con rapporto $l_n/h \geq 4$, di rispettare le seguenti indicazioni:

- La forza di compressione non deve eccedere il valore $A_g f_c / 10$;
- Lo spessore della trave di collegamento deve essere almeno il 30% dell'altezza e comunque non inferiore a 10 pollici;
- Lo spessore della trave di collegamento non può eccedere lo spessore della parete che la supporta aumentata da ciascun lato di una quantità legata alla dimensione del supporto stesso;

La seconda e terza indicazione possono essere trascurate qualora si dimostri con apposite analisi che la trave di collegamento possiede un'adeguata stabilità laterale.

Per travi di collegamento aventi un rapporto $l_n/h < 2$ devono essere predisposti opportuni gruppi di armature diagonali.

Travi di accoppiamento di questo tipo devono soddisfare le seguenti prescrizioni:

- V_n è determinato con la seguente relazione $V_n = 2A_v d f_y \sin \alpha \leq 10 \sqrt{f_c} A_{cw}$;
- Ciascun gruppo di barre diagonali è realizzato attraverso un minimo di 4 barre disposte su due o più strati. Le barre diagonali devono essere inserite nelle pareti adiacenti per non meno di 1,25 volte la loro lunghezza;
- Ogni gruppo di barre diagonali devono essere provviste di opportune armature trasversali distanti, in profondità, non meno di metà dello spessore della trave di accoppiamento e in senso longitudinale dello spessore della stessa.
- L'armatura trasversale deve essere presente in tutta la trave di accoppiamento con spaziatura longitudinale non superiore al valore minore tra 6 volte il diametro delle barre diagonali e 6 pollici.

Per travi di collegamento sono possibili due diverse configurazioni di confinamento riportate nelle seguenti figure.

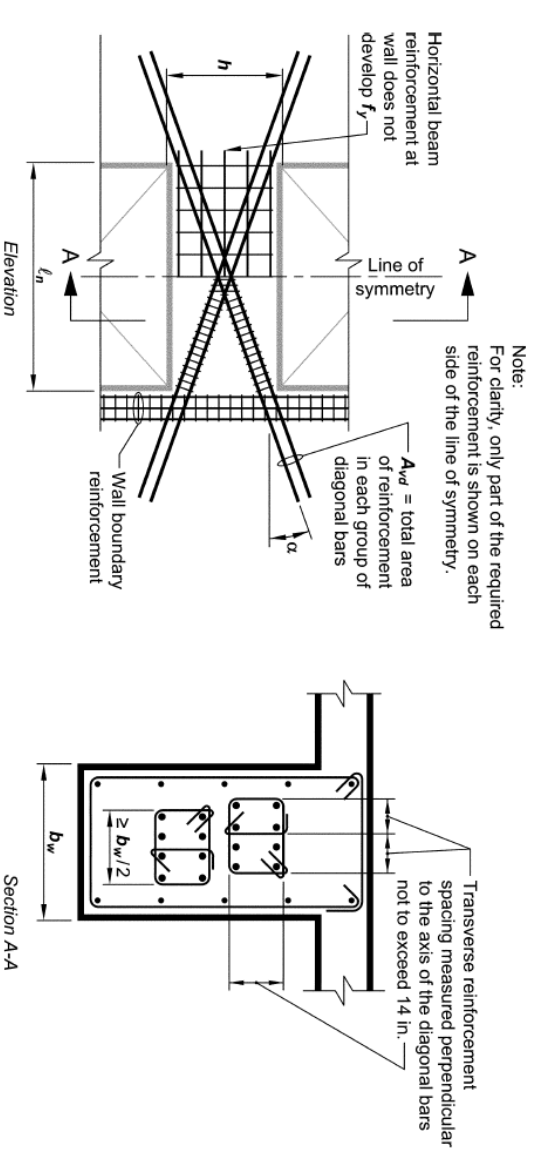


Figura 8.4 – Confinamento di ogni gruppo di barre diagonali

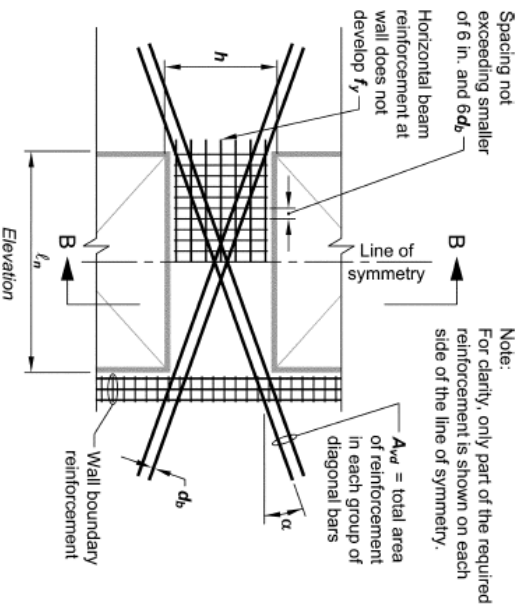


Figura 8.5 – Confinamento completo della trave di collegamento

Note: Consecutive crossites engaging the same longitudinal bar have their 90-degree hooks on opposite sides of beam.

9. Comportamento di elementi in parete sottile a sezione circolare cava

Il presente capitolo è stato sviluppato con specifico riferimento al caso di edificio esistente trattato nella presente tesi, che è dotato di elementi di controvento in c.c.a. in parete sottile a sezione circolare cava del tutto simili a quelli riportati in Figura 9.1.



Figura 9.1 – Edificio a controventi in c.c.a. in parete sottile a sezione circolare cava

Mentre lo studio del comportamento statico e sismico di pareti strutturali a sezione rettangolare, o riconducibile ad essa, è stato approfondito sempre più negli ultimi anni, lo studio del comportamento di pareti strutturali a sezione circolare è stato invece piuttosto trascurato nella letteratura tecnico-scientifica.

Ad oggi, le poche campagne sperimentali eseguite su questo tema, da cui sono nate le procedure di progetto disponibili, sono da ricondursi allo studio dell'ottimizzazione del rapporto costi-benefici per le pile da ponte.

9.1 Premessa

Una corretta valutazione della sicurezza in ambito sismico dei ponti in conglomerato cementizio armato (c.c.a.) è ritenuta un'importante sfida di ingegneria strutturale in considerazione dell'elevato numero di infrastrutture costruite senza applicare alcun tipo di accorgimento antisismico. Sul territorio internazionale sono presenti numerosi ponti aventi pile cave che hanno mostrato una maggiore resistenza alla flessione e una maggiore rigidezza rispetto a pile piene ma che risultano ancora poco studiate per ciò che riguarda il comportamento a taglio e la capacità di spostamento. Anche i più moderni codici di progettazione non riportano trattazioni specifiche per le sezioni cave, a causa della limitata conoscenza dell'argomento.

Sono state recentemente eseguite alcune campagne sperimentali con lo scopo di:

- Valutare l'influenza delle sollecitazioni cicliche sulla resistenza a taglio;
- Studiare l'eventuale variazione di resistenza quando la sezione critica non si trova alla base dell'elemento;
- Valutare l'influenza della deformabilità a taglio;
- Valutare l'influenza del carico verticale nella risposta globale degli elementi.

9.2 Resistenza a taglio

Le evidenze sperimentali prodotte negli ultimi anni hanno mostrato che le formulazioni tradizionali per stimare la resistenza a taglio di pareti circolari cave tendono ad essere eccessivamente conservative a bassi livelli di duttilità e non conservative per elevati livelli di duttilità. Al fine di uniformare i modelli descrittivi del comportamento a taglio sono state proposte differenti formulazioni che mirano a considerare il degrado della resistenza a taglio con il progredire della duttilità.

In generale, la maggior parte dei codici di progettazione segue l'approccio tradizionale che prevede di calcolare la resistenza a taglio come sommatoria dei contributi di acciaio e calcestruzzo.

Le principali novità contenute nelle recenti formulazioni consistono nel ridurre il contributo fornito dal calcestruzzo in funzione della domanda di duttilità a flessione, in particolare mettendo in conto il degrado che si ha nel fenomeno di “*aggregate interlock*”.

Si riportano di seguito alcuni modelli di calcolo pubblicati in letteratura per la valutazione del comportamento di pile cave che sono stati calibrati per confronto con risultati sperimentali disponibili:

- Modello adottato in normativa Eurocodice2, “standard” method ENV 1992-1-1 (denominato nel seguito EC2);
- Modello adottato in normativa FEMA 273 (denominato nel seguito FEMA);
- Modello proposto da Aschheim e Moehle, [1992] (denominato nel seguito UCB);
- Modelli proposti da Priestley e Kovalsky, [1994/2000] (denominati nel seguito UCSD-ORIG e UCSD-MOD)

I primi due modelli “EC2” e “FEMA” sono due codici semplificati e maggiormente adatti alla pratica progettuale, mentre i modelli “UCB” e “UCSD” sono modelli utilizzati in diversi casi studio e rappresentano gli strumenti più raffinati per la valutazione delle resistenze a taglio di elementi a sezione circolare cava in c.c.a. Nei paragrafi successivi verranno trattati i diversi metodi elencati, concentrandosi maggiormente sui più recenti metodi “UCSD”.

9.2.1 Modelli “EC2” e “FEMA”

Come appena anticipato questi modelli sono più adatti alla pratica progettuale e sono modelli recepiti da documenti normativi, per il metodo “EC2”, e da linee guida, per il metodo “FEMA”.

Il modello “EC2” è il classico modello di resistenza a taglio in cui la massima resistenza è associata ad un sistema tirante-puntone in cui il primo elemento ad entrare in crisi individua la resistenza a taglio dell'elemento. Particolarità di tale modello è che la resistenza ultima è indipendente dalle caratteristiche di spostamento della sezione.

Il modello “FEMA” è esplicitamente orientato alla valutazione sismica di edifici esistenti e prevede di calcolare il contributo del calcestruzzo secondo l'equazione seguente:

$$V_c = 0,3 \left(k + \frac{P}{14Ac} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.1)$$

dove k assume valore 1 o 0 in, rispettivamente, sezioni con domanda di duttilità bassa o sezioni con domanda di duttilità medio-alta.

Il metodo “FEMA”, contenuto nelle linee guida FEMA 273 è contenuto anche in American Concrete Institute Committee 318 (2002) *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-02).

9.2.2 Modello “UCB”

Secondo il modello “UCB” il contributo del calcestruzzo è dato dalla seguente espressione:

$$V_c = \alpha' \left(1 + \frac{P}{14A_c} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \leq 0.29 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.2)$$

$$\alpha' = \beta' \frac{\rho_v f_{yv}}{\mu_d} \quad (9.3)$$

dove P è il carico assiale (positivo se di compressione), A_c è l'area totale della sezione, f'_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo, b_w lo spessore di parete, d l'altezza utile della sezione. α' è un termine che tiene in considerazione la degradazione della resistenza dovuta alla duttilità in spostamento μ_d nonché per gli effetti del confinamento dato dall'armatura trasversale espressa attraverso il fattore ρ_v . β' è una costante e dipende dalla forma della sezione (rettangolare o circolare) e dal tipo di armatura trasversale (cerchi o spirali), f_{yv} è la resistenza dell'acciaio.

9.2.3 Modelli “UCSD-ORIG” e “UCSD-MOD”

Entrambi i modelli UCSD hanno il merito principale di riconoscere che la componente di resistenza non degradante con la duttilità non dipende solamente dal contributo dell'acciaio. Le espressioni proposte sono composte, sia per il modello originale (indicato con pedice “O”) che per quello modificato (indicato con pedice “M”), da tre componenti che rappresentano il contributo del calcestruzzo, dell'acciaio e del carico assiale.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (9.4)$$

Il significato fisico delle tre componenti è la descrizione del fenomeno di ingranamento (V_c), la descrizione della componente di taglio sopportata dall'acciaio in un meccanismo a traliccio (V_s) e la descrizione della quota parte di taglio sopportata da un puntone compresso, cioè la forza di taglio trasmessa attraverso la porzione compressa della sezione trasversale.

$$V_{c,O} = 0.8\gamma \sqrt{f'_c} A_g \quad (9.5) \quad V_{c,M} = \alpha \beta \gamma \sqrt{f'_c} (0.8 A_{sh}) \quad (9.6)$$

$$V_{s,O} = \frac{A_v f_y (h - c_0 + \phi_L)}{s} \cot \theta \quad (9.7) \quad V_{s,M} = \frac{A_v f_y (h - 2c_0 + \phi_L - c)}{s} \cot \theta \quad (9.8)$$

$$V_{p,O} = P \frac{(h-c)}{2a} \quad (9.9) \quad V_{p,M} = P \frac{(h-c)}{2a} \quad (9.10)$$

dove A_g è l'area totale della sezione mentre A_{sh} è la porzione di area dove si suppone concentrata la tensione di taglio, A_v è l'area di acciaio trasversale, f'_c è la resistenza del

calcestruzzo, f_y è la resistenza dell'acciaio, θ è l'angolo di inclinazione delle fessure, ϕ_t è il diametro dell'armatura trasversale, h è l'altezza della sezione, P è il carico assiale, s è il passo delle staffe. Il termine a è pari a "L" per schemi statici a mensola e pari ad "L/2" per schemi statici di doppio incastro (dove L è l'altezza dell'elemento). Il termine c rappresenta la posizione dell'asse neutro e il termine c_0 il copriferro delle armature. Questi ultimi due termini sono stati introdotti per considerare l'effettivo ruolo dell'apertura delle fessure nella mobilitazione dell'armatura trasversale.

Il metodo UCSD-MOD in particolare è stato derivato da risultati ottenuti parzialmente da prove sperimentali effettuate su colonne cave. In fase di progettazione gli autori raccomandano di ridurre il valore della resistenza del contributo del calcestruzzo e del contributo dato dal carico assiale per un fattore 0.85 e di utilizzare nel calcolo del contributo fornito dall'acciaio un angolo di inclinazione delle fessure pari a $\theta = 30^\circ$.

Nel calcolo del contributo del calcestruzzo l'area effettiva di taglio A_{sh} può essere considerata pari a $0.8A_g$ per sezioni piene e pari ai seguenti valori per sezioni cave:

$$A_{sh,rectangular} = b_w d \quad (9.11)$$

$$A_{sh,circular} = 0.54 \frac{\pi}{4} (R^2 - r^2) \quad (9.12)$$

dove R e r sono rispettivamente il raggio esterno ed interno della sezione circolare cava.

Il parametro γ nel calcolo del contributo del calcestruzzo tiene in considerazione l'effetto degradante della resistenza associato alla duttilità. Il suo valore è funzione della duttilità di spostamento μ_A ed è determinato attraverso la seguente Figura 9.2:

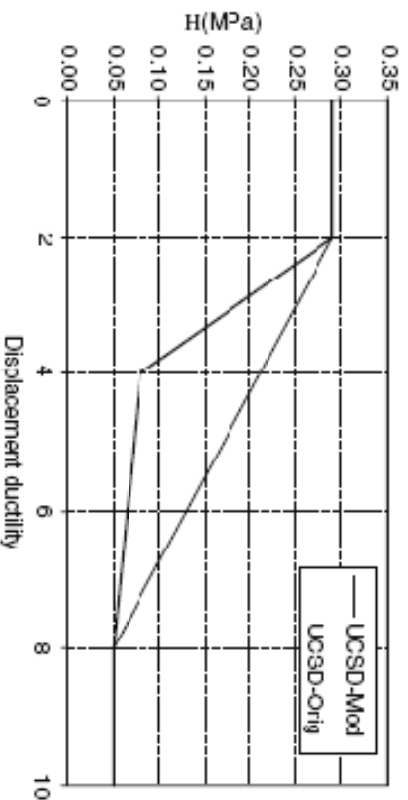


Figura 9.2 - Andamento del parametro g nel modello UCSD

Infine, i parametri α e β tengono in considerazione il rapporto di forma dell'elemento e la quantità di armatura longitudinale presente nella sezione.

$$1.00 \leq \alpha = 3 - \frac{l}{h} \leq 1.50 \quad (9.13)$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.00 \quad (9.14)$$

9.3 Valutazione in merito alle condizioni di collasso

L'applicazione del modello UCSD merita qualche considerazione riguardante la componente di resistenza dovuta al carico assiale e il valore del coefficiente β nel caso di sezioni cave.

È immediato osservare che la componente di resistenza dovuta al carico assiale è appropriatamente rappresentata dalla resistenza del calcestruzzo nella parte di sezione ancora compressa.

La componente V_p è assimilata al contributo di un puntone di calcestruzzo compresso in cui la profondità compressa dipende dal livello del carico e dal rapporto di forma.

Per quanto riguarda il fattore β si deve notare che la presenza della cavità interna alla sezione si traduce in una maggiore percentuale di rinforzo e di conseguenza un valore di β maggiore che porta ad avere un contributo del calcestruzzo superiore con quantità di calcestruzzo inferiori. Gli autori, pertanto, ritengono opportuno non considerare la presenza della cavità e riferire la percentuale d'armatura all'intera sezione.

I modelli UCSD-MOD e UCB-MOD hanno fornito risultati che ben aderivano a quanto ottenuto dalle evidenze sperimentali con errori dell'ordine del 2%-11%.

Contrariamente invece i modelli FEMA ed EC2 hanno mostrato una sensibile volubilità dei risultati con errori fino al 35%.

I risultati, presentati pocanzi, ottenuti da diversi autori, hanno mostrato che il problema della valutazione della resistenza a taglio di pareti circolari a sezione cava non può definirsi risolto interamente. Sono stati presentati diversi modelli di valutazione della resistenza a taglio e in particolar modo due sembrano mostrare buon accordo con i risultati sperimentali.

10. Metodi di analisi delle sollecitazioni in strutture a pareti sismo-resistenti

Come accennato nella premessa della seconda parte del presente testo, l'approccio contemplato dalla normativa italiana ed europea in fase di progettazione sismica delle strutture prevede che si adotti una distribuzione di forze sismiche proporzionale ai modi elastici di vibrare del sistema strutturale e allo spettro elastico di risposta eventualmente ridotto attraverso l'utilizzo di un fattore di struttura il cui valore racchiude in se le capacità dissipative della struttura stessa. Tale metodo è denominato "analisi modale con spettro di risposta" ed è definito come "Approccio alle forze". Recentemente, inoltre, si è sviluppato un ulteriore metodo di analisi denominato *Direct Displacement Based Design* che è definito come "Approccio agli spostamenti". Nel presente capitolo verranno introdotti i concetti base dei due approcci di progettazione.

10.1 Approccio alle forze – *Analisi Modale*

La procedura che adotta l'approccio alle forze per la valutazione sismica di un edificio esistente effettua il confronto tra richiesta e capacità strutturale in termini di forze. I passi basilari della procedura possono essere sinteticamente così rappresentati:

1. Certificate le proprietà meccaniche dei materiali costituenti l'edificio si determina la resistenza a taglio e a flessione dei diversi elementi, tralasciando in questa fase i deformati conseguenti a fenomeni ciclici di deformazione.
2. Determinazione del periodo fondamentale (elastico), T , di vibrazione della struttura.
3. Determinazione della domanda sismica attraverso l'utilizzo degli spettri in accelerazione.
4. Determinazione del tipo di meccanismo che si può formare e conseguentemente della capacità strutturale in termini di forza laterale sopportabile.
5. Determinazione del coefficiente di rischio sismico espresso come rapporto tra la capacità strutturale (V_{TOT}) e la domanda sismica (W^*a_g).

La procedura anzi detta prevede di determinare le caratteristiche dinamiche della struttura. L'analisi modale rappresenta un insieme di tecniche il cui scopo è proprio quello della caratterizzazione dinamica delle strutture.

L'analisi modale è un metodo che si è sviluppato in modo considerevole negli ultimi cinquant'anni, il cui utilizzo si è accelerato negli ultimi anni grazie agli sviluppi computazionali. Il suo successo è da ricercare nel semplice approccio meccanico unito ad una base matematica.

Il Teorema della sovrapposizione modale è diventato fondamentale nell'analisi dei sistemi lineari, poiché consente di risolvere un sistema complesso come blocchi di strutture minori.

Nel campo dell'analisi modale lineare, questo teorema si applica spesso a un sistema a più gradi di libertà (multi degree of freedom - MDOF) per suddividerlo in diversi sistemi indipendenti ad un solo grado di libertà (single degree of freedom - SDOF), ognuno dei quali è importante per studiare il comportamento di un dato modo del sistema originale.

Questa metodologia semplifica l'analisi dei grandi sistemi e riduce anche le equazioni da risolvere. Il comportamento strutturale viene infatti espresso come somma dei comportamenti dei sistemi ad un grado di libertà (SDOF) di cui si compone.

Teoricamente un sistema lineare presenta un numero di modi pari ai gradi di libertà. In realtà però il numero di modi considerati si restringe al range di frequenze misurato. Solo i modi definiti “dominanti” possono essere sufficienti a descrivere fisicamente il comportamento strutturale, essendo i rimanenti associati a comportamenti fisici insignificanti.

I parametri che descrivono il sistema fisico nello spazio modale sono detti “parametri modal” e sono autovalori (eigenvalues) e auto vettori (eigenvectors).

I modi propri di una struttura, supposta discretizzata come un sistema ad n gradi di libertà, rappresenta un insieme di possibili deformate della struttura compatibili con i vincoli presenti su di essa.

L'equazione del moto per sistemi a più gradi di libertà ha la stessa forma di quella per sistemi ad un grado di libertà:

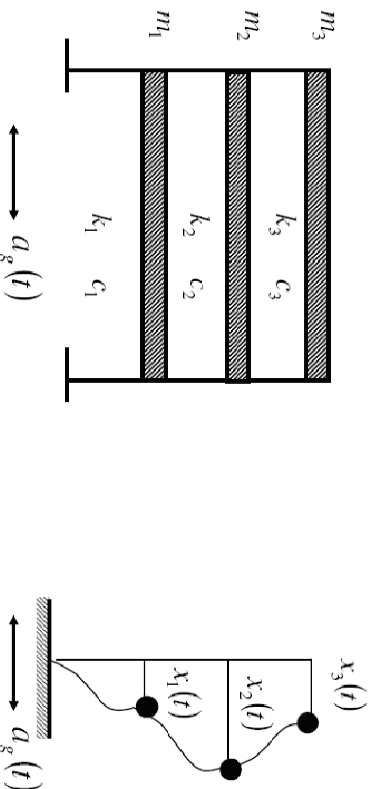


Figura 10.1

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M1a_g(t) \quad (10.1)$$

dove M, C e K rappresentano rispettivamente la matrice delle masse, la matrice degli smorzamenti e la matrice delle rigidzze del sistema, il termine $-M1a_g(t)$ rappresenta l'eccitazione di base del sistema ossia la forzante del sistema stesso. Risolvere l'equazione sopra riportata significa determinare l'andamento delle funzioni di spostamento $x_i(t)$.

Come accennato in precedenza, se la struttura ha comportamento elastico e lo smorzamento soddisfa determinate condizioni, il moto si può decomporre nella sovrapposizione dei moti di più oscillatori semplici ossia di sistemi ad un grado di libertà (modi).

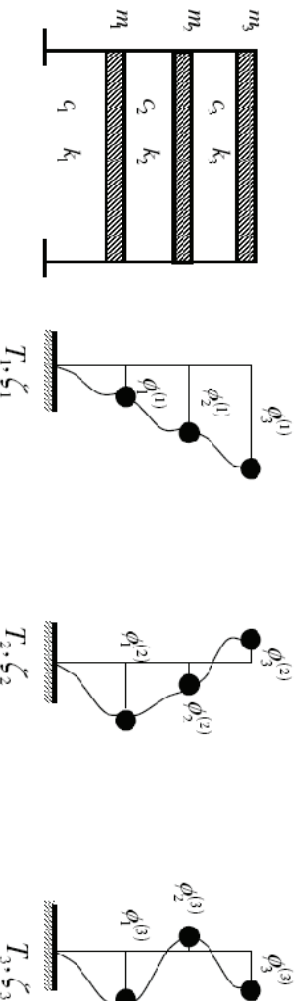


Figura 10.2 – Modi di vibrare

Ogni modo è caratterizzato da un periodo “ T ” di oscillazione e da un fattore di smorzamento ζ oltre che da una propria “forma”.

Quando il sistema oscilla secondo un modo proprio, l’ampiezza della deformata varia ma la sua “forma” rimane invariata. Detta forma è definita tramite i vettori delle forme modali $\phi^{(1)}$, $\phi^{(2)}$, $\phi^{(3)}$.

Se il sistema viene deformato secondo una delle forme principali di vibrazione e viene liberato, continuerà ad oscillare in vibrazioni libere con periodo proprio T_i .

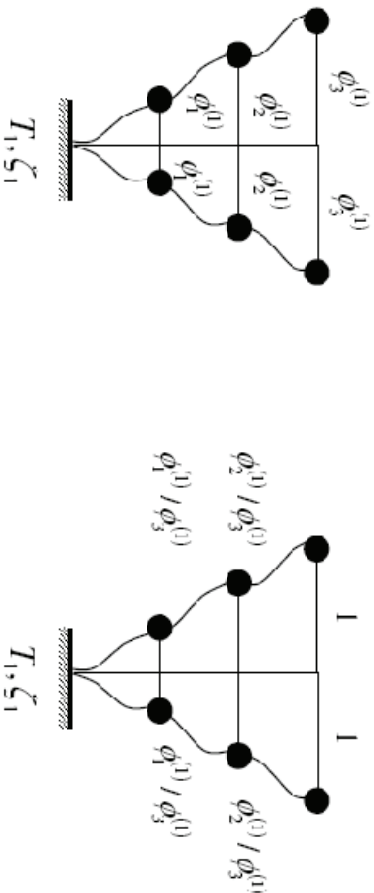


Figura 10.3

Le ampiezze sono via via decrescenti a causa della presenza dello smorzamento del modo ζ_i ma la “forma”, definita dai rapporti tra gli spostamenti dei piani, rimane la stessa. L’ampiezza iniziale dipende dalla deformata iniziale assegnata al sistema e la “forma” è costante e definita a meno di una costante.

Il periodo “ T ” e le forme modali “ ϕ ” possono essere determinate facilmente supponendo l’assenza del fattore di smorzamento e risolvendo il problema delle vibrazioni libere del sistema. In tal caso la formulazione (10.1) viene riscritta come segue:

$$M\ddot{x} + Kx = 0 \tag{10.2}$$

che ha soluzione di vibrazione naturale sincrona:

$$x_i^{(r)}(t) = \phi_i^{(r)} \text{sen}(\omega_r t) \tag{10.3}$$

dove:

$\phi_i^{(r)}$ rappresenta l’autovettore (incognito): il modo;

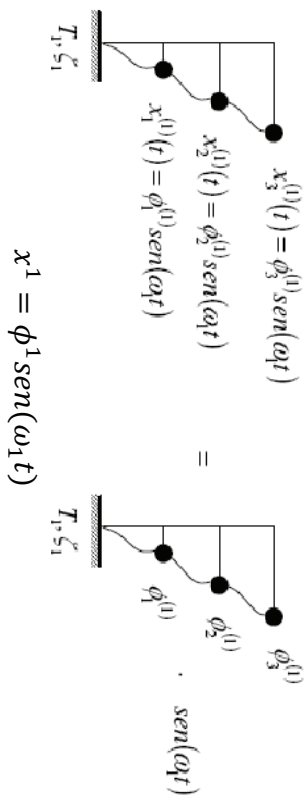
ω_r rappresenta l’autovalore (incognito): frequenza angolare di vibrazione naturale.

$$\omega_r = \frac{2\pi}{T_r} \tag{10.4}$$

Sostituendo nell’equazione omogenea si ottiene $K\phi_i^{(r)} = \omega_r^2 M\phi_i^{(r)}$ che, riscritto come problema omogeneo, diventa $[K - \omega_r^2 M]\phi_i^{(r)} = 0$ che ha soluzione non banale se $\det[K - \omega_r^2 M] = 0$, dalla quale si ricavano i valori di ω_r (e quindi di T_r) e di $\phi_i^{(r)}$.

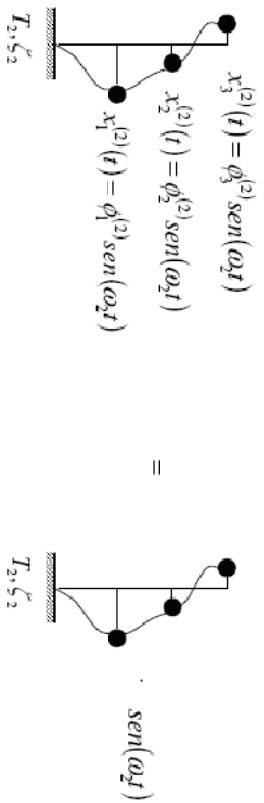
Determinati i parametri modali: T_r e ϕ_i , possono determinarsi gli spostamenti ai piani:

$$x_i^{(r)}(t) = \phi_i^{(r)} \text{sen}(\omega_r t) \tag{10.5}$$

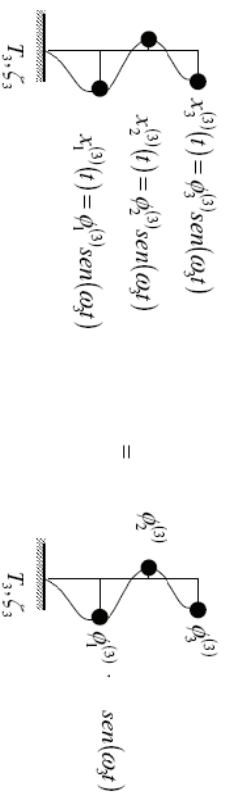


$$\begin{aligned}
 x_3^{(1)}(t) &= \phi_3^{(1)} \text{sen}(\omega_1 t) \\
 x_2^{(1)}(t) &= \phi_2^{(1)} \text{sen}(\omega_1 t) \\
 x_1^{(1)}(t) &= \phi_1^{(1)} \text{sen}(\omega_1 t) \\
 &= \\
 &= \phi^{(1)} \cdot \text{sen}(\omega_1 t)
 \end{aligned}$$

$$x^1 = \phi^1 \text{sen}(\omega_1 t)$$



$$\begin{aligned}
 x_3^{(2)}(t) &= \phi_3^{(2)} \text{sen}(\omega_2 t) \\
 x_2^{(2)}(t) &= \phi_2^{(2)} \text{sen}(\omega_2 t) \\
 x_1^{(2)}(t) &= \phi_1^{(2)} \text{sen}(\omega_2 t) \\
 &= \\
 &= \phi^{(2)} \cdot \text{sen}(\omega_2 t)
 \end{aligned}$$

$$x^2 = \phi^2 \text{sen}(\omega_2 t)$$


$$\begin{aligned}
 x_3^{(3)}(t) &= \phi_3^{(3)} \text{sen}(\omega_3 t) \\
 x_2^{(3)}(t) &= \phi_2^{(3)} \text{sen}(\omega_3 t) \\
 x_1^{(3)}(t) &= \phi_1^{(3)} \text{sen}(\omega_3 t) \\
 &= \\
 &= \phi^{(3)} \cdot \text{sen}(\omega_3 t)
 \end{aligned}$$

$$x^3 = \phi^3 \text{sen}(\omega_3 t)$$

Se il sistema è soggetto ad una eccitazione di base a_g si può effettuare la stessa scomposizione degli spostamenti ai piani in contributi dovuti ai singoli modi.

L'equazione del moto in questo caso diventa la seguente:

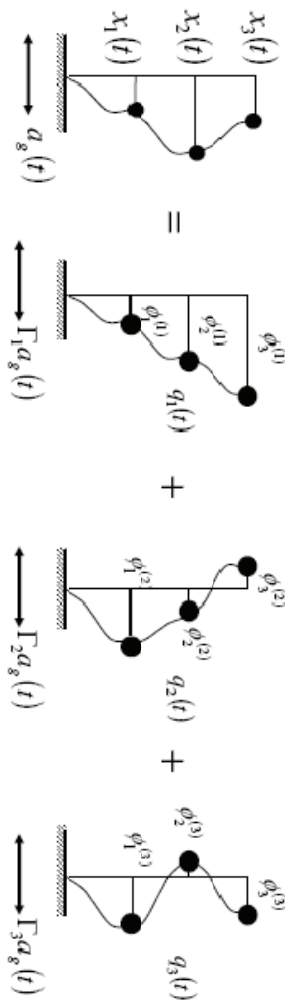
$$M\ddot{x} + Kx = -Mla_g(t) \quad (10.6)$$

Lo spostamento ad un generico piano del telaio può essere espresso come combinazione degli spostamenti secondo i singoli modi. Considerando inoltre che nei sistemi reali è presente anche lo smorzamento compare anche il termine corrispondente a questo, tornando alla forma vista in precedenza:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -Mla_g(t) \quad (10.7)$$

Anche in questo caso bisogna determinare l'andamento degli spostamenti ai piani ossia delle funzioni: $x_i(t)$

Lo spostamento ad un generico piano può essere espresso come combinazione degli spostamenti secondo i singoli modi.



$$\begin{aligned} x_1(t) &= \phi_1^{(1)} q_1(t) + \phi_1^{(2)} q_2(t) + \phi_1^{(3)} q_3(t) \\ x_2(t) &= \phi_2^{(1)} q_1(t) + \phi_2^{(2)} q_2(t) + \phi_2^{(3)} q_3(t) \\ x_3(t) &= \phi_3^{(1)} q_1(t) + \phi_3^{(2)} q_2(t) + \phi_3^{(3)} q_3(t) \end{aligned}$$

Ogni modo partecipa allo spostamento di piano proporzionalmente al termine $q_i(t)$:

$$x = \Phi q$$

I coefficienti della combinazione $q_i(t)$ sono le ampiezze delle deformate modali che si determinano risolvendo l'equazione del moto.

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\Gamma a_g(t) \xrightarrow{x=\Phi q} m\ddot{q} + cq + kq = -\Phi^T M\Gamma a_g \quad (10.8)$$

Le matrici “m” e “k” sono diagonali

$$m_r = \sum_{i=0}^3 M_i \phi_i^{(r)^2} \quad (10.9) \qquad k_r = \sum_{i=0}^3 K_i \phi_i^{(r)^2} \quad (10.10)$$

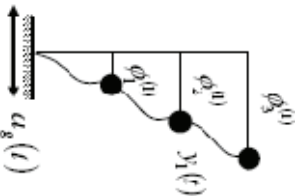
Se anche c è diagonale $c_r = \sum_{i=0}^3 C_i \phi_i^{(r)^2}$ (sistema a smorzamento classico), le equazioni del moto possono essere disaccoppiate.

$$m_r \ddot{q}_r + c_r \dot{q}_r + k_r q_r = -\sum_{i=0}^3 M_i \phi_i^{(r)} a_g \quad (10.11)$$

$$\ddot{q}_r + 2\zeta \omega_r \dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = -\Gamma_r a_g \quad (10.12)$$

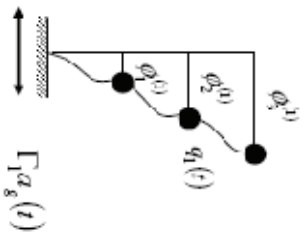
dove $\Gamma_r = \frac{\sum_{i=0}^3 M_i \phi_i^{(r)}}{m_r}$ rappresenta il fattore di partecipazione

Tale fattore di partecipazione rappresenta la porzione dell'eccitazione di base che sollecita il modo. Se ciascun modo, ad esempio il primo, fosse sollecitato dall'intera eccitazione di base la risposta di questo oscillatore semplice sarebbe fornita dalla soluzione dell'equazione:



$$\ddot{y}_1 + 2\zeta_1 \omega_1 \dot{y}_1 + \omega_1^2 y_1 = -a_g$$

Risposta del modo all'intera eccitazione di base



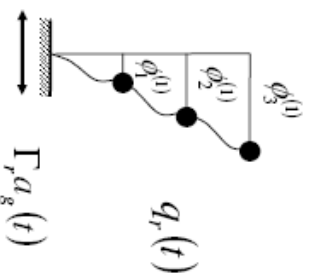
$$\Gamma_1 \ddot{\gamma}_1 + 2\zeta_1 \omega_1 \Gamma_1 \dot{\gamma}_1 + \omega_1^2 \Gamma_1 \gamma_1 = -\Gamma_1 a_g$$

$$\Gamma_1 \gamma_1 = q_1$$

$$\ddot{q}_1 + 2\zeta_1 \omega_1 \dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -\Gamma_1 a_g$$

Risposta del modo sollecitato dalla porzione Γ_1
 dell'eccitazione di base

Risolviendo per ciascun modo l'equazione (10.12) $\ddot{q}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = -\Gamma_r a_g$ si ricava la risposta $q_r(t)$ secondo l' r -esimo modo.



e la risposta al piano i -esimo si ottiene sommando i contributi modal:

$$x_i(t) = \phi_i^{(1)} q_1(t) + \phi_i^{(2)} q_2(t) + \phi_i^{(3)} q_3(t) \quad (10.13)$$

In sintesi quindi l'analisi modale si può riassumere in 4 passi fondamentali:

1. Determinazione dei parametri modal mediante soluzione del problema delle vibrazioni libere non smorzate;
2. Calcolo dei coefficienti di partecipazione;
3. Calcolo dei coefficienti di smorzamento;
4. Soluzione dell'equazione del moto.

Pertanto l'analisi modale dinamica richiede la soluzione dell'equazione del moto per determinare $q_r(t)$

In alternativa si può effettuare l'analisi modale con spettro di risposta, procedendo in maniera analoga fino al punto 3. precedentemente esposto e sostituendo la risoluzione dell'equazione del moto con la determinazione della risposta massima di ogni singolo modo alla sollecitazione mediante lo spettro di risposta e successivamente combinando i contributi ottenuti dai diversi modi.

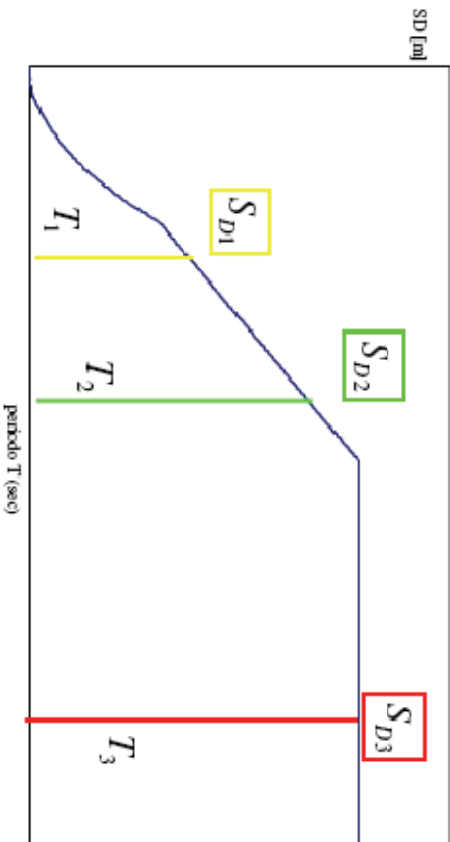


Figura 10.4 – Spettro in spostamento

$$\begin{aligned}
 \gamma_{1,max} &= S_D(T_1, \zeta_1) & q_{1,max} &= \Gamma_1 S_D(T_1, \zeta_1) \\
 \gamma_{2,max} &= S_D(T_2, \zeta_2) & q_{1,max} &= \Gamma_2 S_D(T_2, \zeta_2) \\
 \gamma_{3,max} &= S_D(T_3, \zeta_3) & q_{1,max} &= \Gamma_3 S_D(T_3, \zeta_3)
 \end{aligned}$$

Il massimo spostamento relativo del piano i-esimo dovuto al modo r è pertanto fornito dalla seguente relazione:

$$x_{i,max}^{(r)} = \phi_i^{(r)} q_{r,max} = \phi_i^{(r)} \Gamma_r S_D(T_r, \zeta_r) \quad (10.14)$$

Analogamente la massima accelerazione assoluta del piano i-esimo dovuta al modo r è data da:

$$a_{i,max}^{(r)} = \omega_r^2 x_{i,max}^{(r)} = \omega_r^2 \phi_i^{(r)} \Gamma_r S_D(T_r, \zeta_r) = \phi_i^{(r)} \Gamma_r S_A(T_r, \zeta_r) \quad (10.15)$$

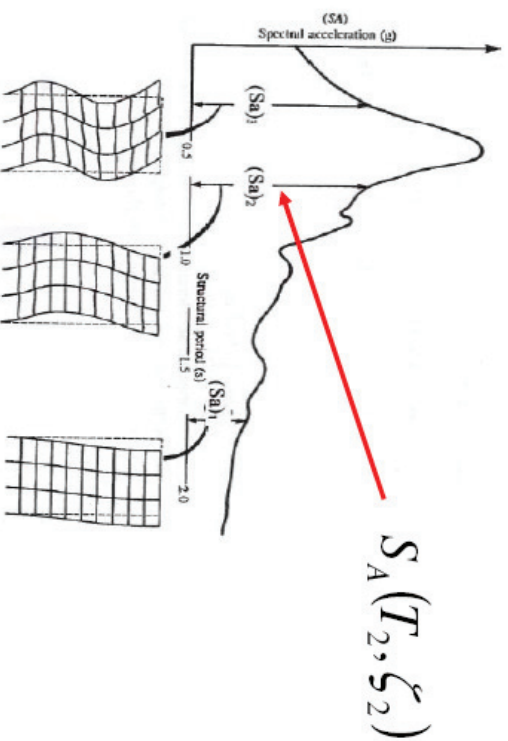


Figura 10.5 – Posizionamento dei modi di vibrare nello spettro delle accelerazioni

$$\ddot{q}_{max}^{(2)} = \Gamma_2 S_A(T_2, \zeta_2) \quad (10.16)$$

$$a_{i,max}^{(2)} = \phi_i^{(2)} \ddot{q}_2 = \phi_i^{(2)} \Gamma_2 S_A(T_2, \zeta_2) \quad (10.17)$$

Determinata l'accelerazione che compete al modo r-esimo, si può determinare il taglio massimo correlato al medesimo modo:

$$Y_{max}^{(r)} = \sum_{i=1}^{N_p} m_i a_{i,max}^{(r)} = \sum_{i=1}^{N_p} m_i \phi_i^{(r)} \Gamma_r S_A(T_r, \zeta_r) = \Gamma_r S_A(T_r, \zeta_r) \sum_{i=1}^{N_p} m_i \phi_i^{(r)} \quad (10.18)$$

dove m_i rappresenta la massa partecipante del modo r -esimo ossia la parte della massa totale che partecipa al moto secondo il modo r .

$$\begin{aligned} \text{Il taglio massimo può così essere riscritto ponendo } \tilde{M}_r = \Gamma_r \sum_{i=1}^{N_p} m_i \phi_i^{(r)} \\ Y_{max}^{(r)} = \tilde{M}_r S_A(T_r, \zeta_r) \end{aligned} \quad (10.19)$$

da cui si ottiene:

$$Y_{b,max}^{(r)} = \tilde{M}^{(r)} S_A(T_r, \zeta_r) \quad \text{con} \quad M = \sum_{r=1}^n \tilde{M}^{(r)}$$

La Normativa italiana NTC2008 di cui al D.M. 14/01/2008 prevede di considerare tutti i modi che hanno una massa attivata superiore o uguale a 5% della massa totale attivabile, ossia $\tilde{M}^{(r)} \geq 0.05$. Oppure un numero di modi di vibrare tali per cui sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$\sum_{r=1}^n \tilde{M}^{(r)} \geq 0,85M \quad (10.20)$$

in maniera da considerare tanti modi quanti sono necessari per attivare l'85% della massa totale.

Risulta comunque opportuno controllare di non avere tralasciato modi di vibrare che attivano da soli più del 5% della massa totale per evitare di non considerare alcuni comportamenti del fabbricato.

Poiché i massimi modali non si verificano nello stesso medesimo istante, si utilizzano regole di combinazione dei contributi modali E_i .

Esistono due metodi di combinazione degli effetti modali che possono venire utilizzati a seconda che i modi possano essere considerati dipendenti o indipendenti.

Se i modi possono essere considerati **indipendenti** $\left(T_i/T_j \right) \leq 0,9$ allora si utilizza la

$$\text{combinazione SRSS (Square Root of the Sum Squares):} \quad E = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2 + \dots + E_n^2} \quad (10.21)$$

Se i modi possono essere considerati **non indipendenti** $\left(T_i/T_j \right) > 0,9$ allora si

utilizza la combinazione CQC (Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j} \rho_{ij} E_i E_j} \quad (10.22)$$

$$\text{dove: } \rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2} \quad \text{con} \quad \beta_{ij} = \omega_j/\omega_i$$

La normativa consente, qualora le costruzioni analizzate abbiano una risposta sismica che non dipende in maniera significativa dai modi di vibrare superiori, di utilizzare il metodo delle forze laterali, altrimenti detto “*analisi statica lineare*”.

Tale analisi consiste sostanzialmente in una analisi dinamica semplificata in cui non si effettua l'analisi dinamica completa della struttura per determinare i modi di vibrare della

stessa ma si ipotizza un modo di vibrare principale caratterizzato da un periodo T , calcolato in maniera approssimata, e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde una distribuzione di forze statiche.

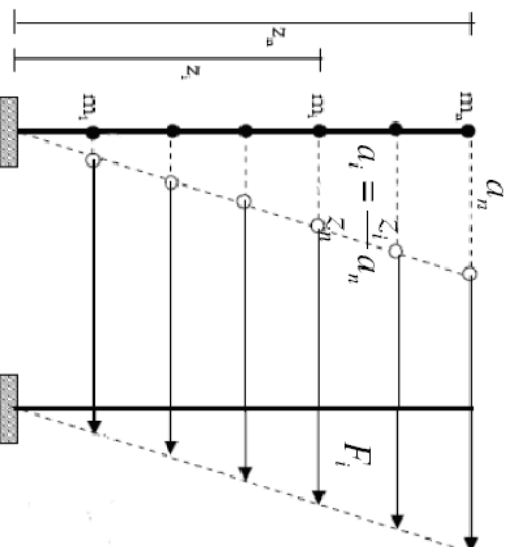
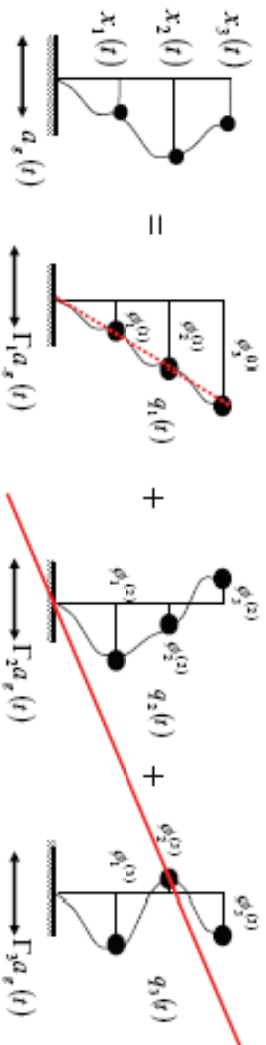


Figura 10.6 – Passaggio da analisi dinamica modale a statica lineare

$$F_i = m_i a_i \quad \rightarrow \quad a_i = a_n \frac{z_i}{z_n} \quad \rightarrow \quad F_i = m_i a_n \frac{z_i}{z_n}$$

dove a_n si determina imponendo che la sommatoria dei taglianti di piano sia pari al taglio alla base calcolato come quello di un oscillatore semplice di periodo pari a quello del primo modo di vibrare.

La semplificazione fornita dall'analisi statica lineare può essere utilizzata solamente quando l'edificio rispetta i principi di regolarità, sia in pianta che in elevazione. Infatti, edifici non regolari in altezza hanno risposte non rappresentabili attraverso il primo modo di vibrazione poiché le irregolarità ne modificano sostanzialmente la deformata modale. Allo stesso modo, edifici non regolari in pianta possiedono baricentri di massa e rigidità non coincidenti con conseguente aumento dell'importanza dei modi torsionali, i cui effetti non possono essere colti da un'analisi piana.

10.2 Modal Pushover Analysis (M.P.A.)

La “*Modal Pushover Analysis*” (M.P.A.), proposta da Chopra e Goel nel 2001, è una procedura di analisi di pushover basata sulla teoria dinamica delle strutture. Tale procedura

mantiene la semplicità concettuale delle usuali procedure di pushover, con applicazione della forzante invariata, ormai utilizzate sempre più di frequente nell'analisi strutturale.

Le attuali procedure di pushover determinano la domanda sismica supponendo che la distribuzione di forza e di spostamento siano governate dal modo fondamentale di vibrazione e che tale forma modale rimanga invariata anche successivamente alla plasticizzazione della struttura. Ovviamente tali ipotesi sono approssimative ma le ricerche condotte hanno comunque mostrato una buona stima dei risultati.

Tuttavia la bontà della stima della domanda sismica con questa procedura è principalmente legata ad edifici di bassa o media altezza, caratterizzati da una plasticizzazione diffusa a tutta l'altezza della struttura.

In generale, nessuna distribuzione di forze invariante può rappresentare i contributi dei modi superiori di vibrare della struttura o può considerare il cambiamento delle proprietà di vibrazione della struttura stessa a seguito delle prime plasticizzazioni. Per superare tali limitazioni molti ricercatori hanno proposto metodi di calcolo cosiddetti "adattivi" che tentano di seguire le distribuzioni nel tempo delle inerzie della struttura. Tali metodologie sono però molto onerose dal punto di vista numerico e concettualmente complicate.

Di seguito verrà mostrato che la procedura "M.P.A." per edifici a comportamento lineare elastico porta ai medesimi risultati della più usuale e conosciuta analisi modale con spettro di risposta.

Come già mostrato al paragrafo precedente, lo spostamento di piano può essere scritto come $u_n(t) = \phi_n q_n(t)$ dove le coordinate modali $q_n(t)$ sono governate dalla seguente relazione:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (10.23)$$

dove ω_n è la frequenza naturale di vibrazione del n-esimo modo e ζ_n è lo smorzamento.

La soluzione $q_n(t)$ è ottenuta dall'equazione precedente comparandola all'equazione del moto del n-esimo modo di un sistema ad un grado di libertà con l' n-esimo modo di un sistema a più gradi di libertà soggetto a $\ddot{u}_g(t)$:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = \ddot{u}_g(t) \quad (10.24)$$

Pertanto dalle ultime due equazioni si ha:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (10.25)$$

e quindi è possibile scrivere:

$$u_n(t) = \phi_n \Gamma_n D_n(t) \quad (10.26)$$

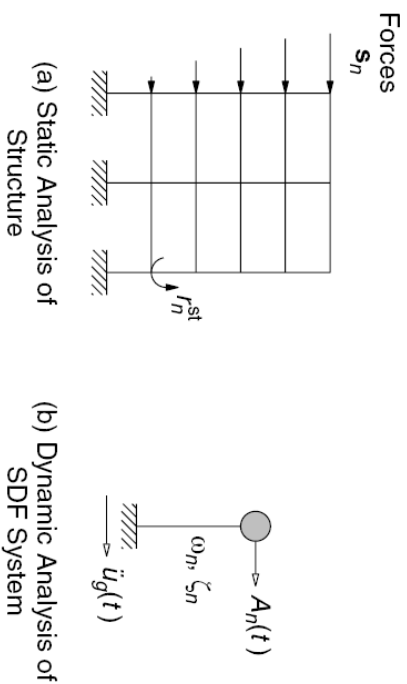


Figura 10.7 – Schematizzazione di analisi modale di edificio pluripiano

Ogni quantità ricercata (spostamento di piano, sollecitazione negli elementi, ...) può essere scritta come:

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (10.27)$$

dove:

$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$ è la risposta in pseudo accelerazione del n-esimo modo del sistema SDF.

Le equazioni (a) e (b) rappresentano la risposta di un sistema M-DOF alla forzante $p_{effn}(t)$. Pertanto la risposta del sistema a detta sollecitazione è descritto dalle seguenti due relazioni:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n \Gamma_n D_n(t) \quad (10.28)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (10.29)$$

Quanto mostrato è la classica procedura di analisi modale dove $q_n(t)$ governa le coordinate modali, le equazioni (10.26) e (10.27) definiscono il contributo dei modi n-esimi alla risposta e le ultime due equazioni combinano gli effetti di tutti i modi. Tuttavia queste equazioni sono state derivate in maniera non convenzionale ed in contrasto con la derivazione classica riportata in molti libri di testo. Si è utilizzata l'espansione modale della distribuzione spaziale delle forze sismiche. Questo fatto è caratterizzante la procedura di *Modal Pushover Analysis* che viene illustrata di seguito.

Per sviluppare una procedura M.P.A. coerente con i risultati di un'analisi spettrale occorre notare che dall'analisi statica della struttura soggetta alle seguenti forze laterali:

$$f_{n0} = m \phi_n \Gamma_n A_n \quad (10.30)$$

sarà ottenuto lo stesso valore di r_{n0} . In alternativa questo valore di risposta può essere ottenuto da un'analisi statica della struttura soggetta a forze laterali distribuite lungo l'altezza dell'edificio in accordo con la seguente relazione:

$$s_n^* = m \phi_n \quad (10.31)$$

e la struttura è spinta fino al raggiungimento dello spostamento di sommità, u_{rn0} , che rappresenta il valore di picco dello spostamento di sommità dovuto al n-esimo modo, che tramite l'equazione precedente (a) possiamo scrivere come:

$$u_{rn0} = \phi_{rn} \Gamma_n D_n \pi \quad (10.32)$$

dove $D_n = A_n / \omega_n^2$. Ovviamente D_n e A_n sono ottenuti dallo spettro di risposta.

Le risposte modali di picco, r_{n0} , ciascuna determinata tramite analisi pushover, possono essere combinate attraverso la relazione SRSS per ottenere una stima dei valori di picco r_0 della risposta totale.

Tale procedura di M.P.A. per sistemi lineari elastici porta agli stessi risultati ottenuti attraverso un'analisi modale con spettro di risposta.

10.3 Approccio agli spostamenti – Direct Displacement Based Design

Nonostante la crescente consapevolezza che i danni agli elementi strutturali e non strutturali causati da eventi sismici possano essere correlati a livelli di deformazione ovvero a *drift* di piano eccessivi, gli odiermi metodi di calcolo sono per la maggior parte fondati su di una assegnata distribuzione di forze, orizzontali e verticali (vedi paragrafo precedente).

Il metodo di progettazione agli spostamenti (*Direct Displacement Based Design*, *DDBD*) proposto da Priestley, Calvi e Kowalsky nel 2007 sembra fornire una promettente alternativa ed è stato oggetto di considerevoli miglioramenti grazie ad una estesa campagna di ricerca che, come accennato in precedenza, ha interessato anche il dipartimento di ingegneria di Ferrara.

Per determinare le sollecitazioni di progetto mediante il metodo DDBD è necessario stabilire un parametro iniziale di progetto nella forma di uno spostamento. Tale parametro, ad esempio un drift di piano, consente di stimare uno spostamento limite di progetto, in generale corrispondente alla sommità della struttura. Una volta definito il valore massimo dello spostamento, occorre stabilirne l'andamento lungo l'altezza della struttura.

Tale profilo di spostamenti di progetto può essere definito mediante un modello numerico, o altrimenti per una parete strutturale che possiede un rapporto H_n/L_w maggiore di 3.0 e per la quale la rigidezza tagliante risulta trascurabile, dalla seguente equazione:

$$\Delta_i = \underbrace{\frac{2.00\varepsilon_y h_i^2}{L_w}}_{\Delta_{i,y}} \frac{1 - \frac{h_i}{3H_n}}{2} + \underbrace{\theta_p h_i}_{\Delta_{i,p}} \quad (10.33)$$

in cui: ε_y è la deformazione dell'acciaio d'armatura a snervamento,

L_w è la lunghezza di base della parete,

h_i è la quota generica dell'*i*-esimo impalcato,

H_n è l'altezza totale del fabbricato,

θ_p è la rotazione plastica ammissibile alla base della parete.

La stima dello spostamento totale Δ_i del piano *i*-esimo necessita del calcolo della rotazione plastica θ_p consentita alla base, la quale può essere calcolata facendo ricorso alla seguente relazione:

$$\theta_p = \theta_c - \frac{2.00\varepsilon_y H_n}{L_w} \quad (10.34)$$

in cui: θ_c è il parametro di progetto che limita il *drift* di piano.

La rotazione plastica alla base θ_p non può comunque risultare superiore alla massima capacità di rotazione alla base della parete θ_{max} , che può essere determinata mediante la seguente equazione:

$$\theta_{max} = (\phi_{ls} - \phi_{yw})L_p \quad (10.35)$$

in cui: L_p è la stima della profondità della cerniera plastica alla base della parete,

ϕ_{ls} è la massima curvatura raggiungibile dalla sezione, determinabile attraverso

la seguente relazione:

$$\phi_{ls} = \frac{\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{cd}}{L_w} \quad (10.36)$$

in cui: ε_{yd} è la deformazione ultima di progetto dell'acciaio,

ε_{cd} è la deformazione ultima di progetto del calcestruzzo.

In merito alla profondità della cerniera plastica L_p questa può essere stimata come somma di tre contributi:

1. uno proporzionale all'altezza della parete,
2. uno proporzionale alla lunghezza della parete
3. ed uno relativo al fenomeno della *strain penetration*, ossia allo snervamento delle armature che ancorano la parete alla fondazione.

La profondità complessiva della cerniera plastica è riportata nell'equazione seguente:

$$L_p = 0.15 \underbrace{\left(\frac{f_{tu}}{f_y} - 1 \right)}_k H_n + 0.11 L_w + 0.22 \underbrace{f_y e d_{bl}}_{L_{sp}} \quad (10.37)$$

Nell'equazione sopra riportata il coefficiente k è vincolato superiormente al valore 0.06 ed è funzione del rapporto tra la resistenza ultima e quella a snervamento dell'acciaio, mentre l'ultimo termine L_{sp} dipende dal diametro d_{bl} delle barre di armatura longitudinali impiegate e dalla resistenza a snervamento dell'acciaio all'interno della cerniera plastica. Quest'ultima resistenza è proposta stimabile, in assenza di particolari indagini, incrementando del 10% la resistenza a snervamento f_{yd} .

Dopo aver determinato il profilo di spostamento di progetto dell'edificio è possibile procedere con il calcolo dei parametri caratteristici dell'oscillatore semplice equivalente ad un grado di libertà.

Lo spostamento caratteristico dell'oscillatore semplice Δ_d può essere stimato in relazione agli spostamenti di progetto Δ_i e alle masse m_i dell' i -esimo impalcato, nel modo seguente:

$$\Delta_d = \frac{\omega_t \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (10.38)$$

Il coefficiente ω_t , definito fattore di torsione, può essere determinato come il rapporto tra il massimo spostamento relativo d'interpiano θ_{centr} valutato nel centro di massa e il massimo spostamento relativo d'interpiano (valutato sul perimetro dell'edificio) θ_{perim} . A meno di una eventuale eccentricità convenzionale, per un edificio che si presenti doppiamente simmetrico in pianta e i cui impalcati siano ritenuti infinitamente rigidi nel proprio piano, l'effetto di torsione può essere quindi trascurato.

Inoltre, la massa equivalente e l'altezza effettiva dell'oscillatore semplice possono essere determinate con le equazioni seguenti:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (10.39)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (10.40)$$

Nelle equazioni precedenti i termini m_i , Δ_i , H_i sono rispettivamente la massa, lo spostamento e l'altezza del piano i-esimo.

Successivamente, per stimare il periodo efficace dell'oscillatore, risulta necessario calcolare il valore della duttilità di spostamento di progetto, come di seguito illustrato:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y(H_e)} \quad (10.41)$$

in cui Δ_y è calcolato in corrispondenza dell'altezza efficace della struttura precedentemente determinata.

Quest'ultimo parametro è necessario per il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente del sistema. Lo smorzamento viscoso equivalente è impiegato nell'approccio DDBD per tener conto degli effetti di dissipazione di energia durante la risposta dinamica di una struttura ed è equivalente alla somma dello smorzamento elastico e di quello isteretico. L'equazione seguente è stata calibrata sulla base di analisi dinamiche non lineari, impiegando stime realistiche di smorzamento elastico e di risposte isteretiche:

$$\xi_{eq} = 0.05 + C \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (10.42)$$

in cui il parametro C dipende dalla tipologia strutturale e per strutture a pareti in c.c.a. può essere assunto, in assenza di indagini specifiche, pari a 0,444.

Lo smorzamento viscoso equivalente è un parametro necessario per il calcolo del fattore di riduzione dello spettro elastico R_ξ . Per strutture il cui periodo fondamentale di vibrazione risulta inferiore a 7.0 s, R_ξ può essere stimato come segue:

$$R_\xi = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eq}}} \quad (10.43)$$

Tale coefficiente riduce le ordinate dello spettro di risposta elastico in spostamento. Il periodo efficace dell'oscillatore semplice equivalente si ottiene dallo spettro di risposta ridotto ovvero mediante la seguente equazione:

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_d \xi} T_D \quad (10.44)$$

in cui il parametro $\Delta_d \xi$ e T_D sono due parametri caratteristici dello spettro ridotto.

La determinazione del periodo efficace consente di calcolare la rigidezza relativa secante dell'oscillatore semplice:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (10.45)$$

La rigidezza relativa K_e consente la determinazione del taglio di progetto alla base, per il quale si tiene conto anche dell'influenza dell'effetto P- Δ :

$$V_{base} = K_e \Delta_d + C \frac{P \Delta_d}{H_e} \quad (10.46)$$

in cui il parametro P rappresenta il massimo carico gravitazionale in combinazione sismica agente sulla parete, mentre C è un parametro che dipende dalla tipologia strutturale e dal comportamento isteretico della struttura.

Tale formula è limitata superiormente dal massimo taglio alla base che si sviluppa in corrispondenza del plateau dello spettro elastico e può essere calcolato nella forma:

$$V_{base,max} = 2,5R\xi \frac{q_g}{g} m_e + C \frac{PA_d}{H_e} \quad (10.47)$$

Il taglio alla base andrà poi ripartito lungo l'altezza in modo proporzionale alla deformata di progetto dell'edificio calcolata precedentemente:

$$F_i = V_{base} \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (10.48)$$

La procedura qui presentata non richiede generalmente iterazioni per arrivare ad una soluzione valida, e per questo il processo è chiamata metodo di progettazione diretto agli spostamenti. Una trattazione più completa ed esaustiva è presente in Priestley et al. (2007).

Le sollecitazioni calcolate sulla base della procedura appena descritta dovranno poi essere opportunamente amplificate, sia per rispettare gli aspetti della gerarchia delle resistenze, sia per tenere in considerazione le sollecitazioni indotte dai modi di vibrazione superiori al modo fondamentale. In quest'ottica il metodo DDBD prevede che ciascuna sollecitazione sia amplificata di un fattore ϕ^0 , che tiene conto della sovrarresistenza, e di un coefficiente di amplificazione dinamica ω . Il fattore di sovrarresistenza ϕ^0 può essere normalmente calcolato mediante un'analisi momento-curvatura della sezione o in alternativa può essere cautelativamente assunto pari a 1,25. Il coefficiente di amplificazione dinamica ω varia invece a seconda del tipo di sollecitazione (momento o taglio) e dell'elemento strutturale considerato.

Riepilogando la procedura si suddivide i 4 passi fondamentali:

- Dapprima si rappresenta la struttura a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degrees Of Freedom, mostrata in Figura 10.8 come una struttura equivalente ad un unico grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom), in termini di massa equivalente e spostamento caratteristico. La riduzione da struttura a più gradi di libertà ad un oscillatore semplice equivalente si ottiene mediante la procedura di *substitute structure* già introdotta da Shibata e Sozen (1976). La Figura 10.8 riassume schematicamente quanto esposto per un edificio a telaio, sebbene la procedura sia identica per gli altri tipi di strutture.

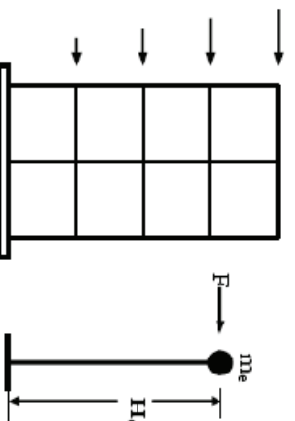


Figura 10.8 – Passaggio da MDOF a SDOF

- Successivamente si rappresenta la risposta in termini di Forza e Spostamento della struttura equivalente utilizzando la rigidità secante K_e che intercetta lo spostamento massimo di progetto, piuttosto che la rigidità elastica presnervamento, come mostrato in Figura 10.9.

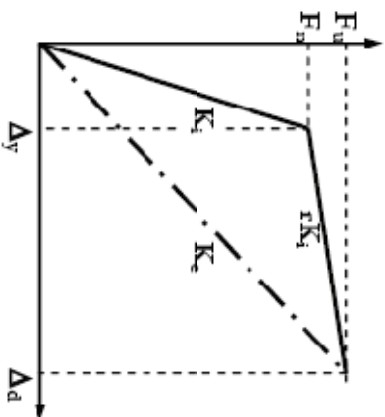


Figura 10.9 – Rappresentazione in termini Forza - Spostamento della struttura equivalente

- Allo stato ultimo un edificio risponde ad una forzante sismica offrendo uno smorzamento superiore allo smorzamento elastico nominale (tipicamente il 5% di quello critico). Per tenere in considerazione questo fenomeno è possibile correlare la duttilità di spostamento con lo smorzamento viscoso equivalente, ottenuto sulla base dei risultati di analisi dinamiche non lineari (NTHA, Nonlinear Time History Analyses), come mostrato in Figura 10.10.

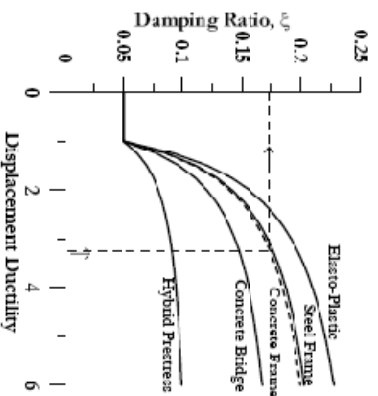


Figura 10.10 – Andamento dello smorzamento per diversi tipi di strutture

- Una volta determinato lo smorzamento della struttura in esame, lo spettro di progetto agli spostamenti calcolato per il corrispondente livello di smorzamento viscoso equivalente consente di determinare lo spostamento di progetto Δ_d . Il prodotto tra Δ_d e K_e fornirà infine il taglio alla base V_{base} che sarà ripartito lungo l'altezza (Figura 10.11).

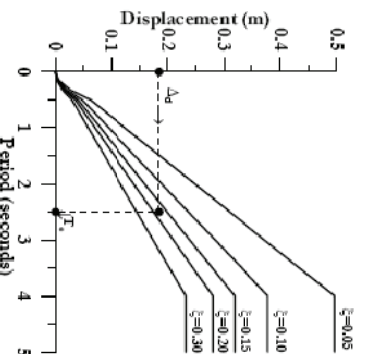


Figura 10.11 – Determinazione dello spostamento di progetto

11. Cenni in merito a sistemi avanzati di protezione sismica delle strutture

11.1 Approccio energetico del problema

Il meccanismo che origina i terremoti è ormai noto, anche se l'idea più spontanea che viene in mente alla maggioranza dei professionisti che si occupano di ingegneria sismica è quella di interpretare i terremoti in termini di forze e deformazioni prodotte nelle strutture. Di conseguenza, si è indotti a concludere che per assicurare un'adeguata protezione a queste ultime, è necessario e sufficiente aumentare la loro resistenza. In verità, forze e deformazioni sono solo delle manifestazioni degli eventi sismici e non rappresentano affatto la loro essenza.

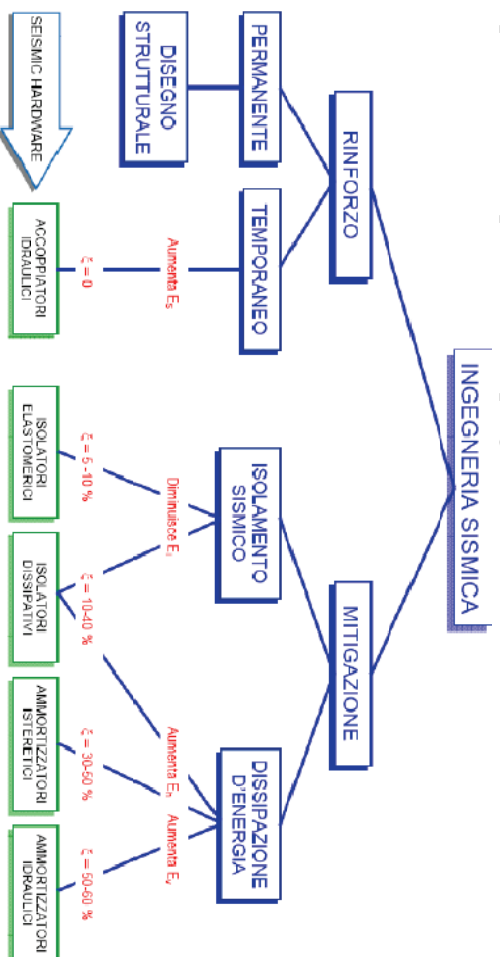
I terremoti sono essenzialmente fenomeni energetici, nei quali enormi quantità di energia meccanica, accumulata nelle rocce per decenni e talvolta secoli, vengono rilasciate in tempi brevissimi. Pertanto, per risultare efficaci, le strategie progettuali di difesa devono esser organizzate tenendo in debito conto la natura del fenomeno distruttivo.

Tenendo conto di questa precisazione, l'obiettivo della progettazione antisismica delle strutture consiste nel rispettare la disequazione:

$$CAPACITA' \geq DOMANDA$$

dove la domanda è legata al sisma, mentre la capacità alle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità della struttura.

L'isolamento sismico e la dissipazione di energia costituiscono, attualmente, gli strumenti più efficaci disponibili nella progettazione di strutture in zona sismica.



Si considerino il sistema ad un grado di libertà riportato in Figura 11.1 e l'equazione del moto che ne descrive il comportamento:

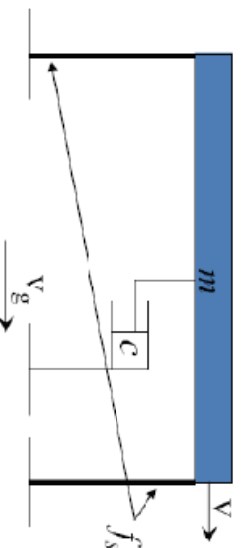


Figura 11.1 – Sistema ad un grado di libertà

$$m\ddot{v}_t + c\dot{v} + f_s = 0 \quad \rightarrow \quad \ddot{v}_t = \ddot{v} + \ddot{v}_g \quad (11.1)$$

Integrando l'equazione del moto del sistema rispetto allo spostamento, si ottiene:

$$\int m \ddot{v}_i dv + \int c \dot{v} dv + \int f_s dv = 0 \quad (11.2)$$

dove:

$$\int m \ddot{v}_i dv = \int m \ddot{v}_i (dv_i - dv_g) = \int m \frac{d\dot{v}_i}{dt} dv_i - \int m \ddot{v}_i dv_g = \frac{m(\dot{v}_i)^2}{2} - \int m \ddot{v}_i dv_g = E_k - E_i$$

$$\int c \dot{v} dv = \int c v^2 dt = E_\xi$$

$$\int f_s dv = E_s + E_h = \frac{(f_s)^2}{2k} + E_h$$

Negli ultimi anni si è scoperto che è possibile controllare ed aumentare a piacimento la dissipazione isteretica e viscosa da parte della struttura, controllandone con piena padronanza la risposta mediante l'impiego di appositi dispositivi meccanici inseriti opportunamente nella struttura stessa, in posizioni strategiche. Si parla, a tal riguardo, di dissipazione passiva di energia.

Un altro approccio progettuale, basato sulla riduzione dell'energia trasmessa alla struttura, prende il nome di isolamento sismico e consiste sostanzialmente nel disaccoppiare la massa della struttura dalle fondazioni.

Il ruolo dell'isolamento alla base e della dissipazione supplementare d'energia nella protezione sismica delle strutture può essere più facilmente compreso inquadrando il problema in termini di bilancio energetico.

Il bilancio energetico di una struttura soggetta all'azione sismica, al generico istante t , distingue nel modo seguente i vari contributi in cui si suddivide l'energia sismica immessa dal terremoto $E_{in}^T(t)$:

$$E_{in}^T(t) = E_k^T(t) + E_{es}(t) + E_{vd}(t) + E_h(t) \quad (11.3)$$

dove:

- $E_k^T(t)$ energia cinetica della struttura;
- $E_{es}(t)$ energia di deformazione della struttura (energia potenziale elastica);
- $E_{vd}(t)$ energia di smorzamento viscoso della struttura;
- $E_h(t)$ energia di smorzamento isteretico della struttura.

I termini $E_k^T(t)$ e $E_{es}(t)$ rappresentano l'energia restituibile, mentre i termini $E_{vd}(t)$ e $E_h(t)$ rappresentano l'energia dissipata. Nell'equazione sopra riportata è trascurato il lavoro compiuto dalle forze elastiche $E_{st}(t)$ costanti durante l'azione sismica.

All'istante t_r in cui termina l'evento sismico e si ripristinano le condizioni di quiete quindi, l'energia totale restituibile del sistema si annulla e della relazione precedente rimane solamente:

$$E_{in}^T(t) = E_{vd}(t) + E_h(t) \quad (11.4)$$

che esprime il fatto che l'energia in ingresso viene completamente trasformata in energia dissipata per viscosità o per danneggiamento e/o plasticizzazione della struttura (energia consumata dai cicli isteretici del materiale).

La dissipazione energetica agisce sui termini a secondo membro dell'ultima relazione accrescendo fortemente l'entità mediante l'introduzione di opportune tecnologie di dissipazione supplementare all'interno della compagine strutturale.

Ciò può essere ottenuto agendo su $E_{rd}(t_r)$ attraverso dispositivi a comportamento viscoso, oppure su $E_h(t_r)$ con elementi dissipativi di tipo elasto-plastico, onde limitare, in entrambi i casi, la significatività del termine $E_h(t_r)$ da parte della struttura (che rimane così in campo elastico) nel bilanciare l'energia d'ingresso $E_{in}^T(t_r)$.

Altrimenti, sempre allo scopo di non impegnare la struttura in campo plastico, è possibile operare direttamente sul termine $E_{in}^T(t_r)$ riducendone considerevolmente l'entità tramite un sistema d'isolamento alla base. In questo secondo caso, comunque, il controllo degli spostamenti del piano mobile richiede di dotare il sistema di una certa capacità dissipativa, pervenendo di fatto, per la maggior parte delle soluzioni tecnologiche offerte dalla ricerca applicata e dalle industrie operanti in questo settore, a strategie miste d'isolamento e dissipazione alla base.

11.2 Isolamento sismico

Il concetto che sta alla base dell'isolamento sismico è molto semplice: consiste nella ricerca del disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno. Interponendo infatti elementi strutturali di bassa rigidità, denominati isolatori, tra le fondazioni e la sovra-struttura si riesce ad ottenere una forte riduzione delle accelerazioni orizzontali su quest'ultima.

L'introduzione degli isolatori determina un forte incremento del periodo proprio strutturale e lo porta al di fuori del range critico di frequenze che comportano le massime accelerazioni della località considerata. Inoltre si conferisce alla struttura una forma del primo modo di vibrazione che comporta la quasi totalità delle deformazioni localizzata nei nuovi elementi strutturali a bassa rigidità introdotti, imponendo alla sovra-struttura un comportamento di moto rigido (caratterizzato dalla quasi totale assenza di deformazione e pertanto di danneggiamento).

Il comportamento di un edificio isolato può essere ottenuto utilizzando un semplice modello a due gradi di libertà in cui la massa m_s rappresenta la sovrastruttura e la massa m_b rappresenta la massa a livello del piano di isolamento. Tutti gli elementi strutturali si presume siano linearmente elastici con smorzamento viscoso lineare. Poiché la maggior parte dei sistemi di isolamento sono intrinsecamente non lineari, questa analisi sarà una approssimazione in cui la rigidità e lo smorzamento efficace dovrà essere stimato a partire da un processo di linearizzazione equivalente. I parametri del modello sono riportati in Figura 11.2:

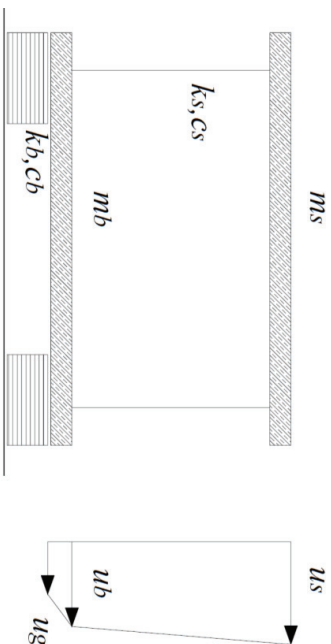


Figura 11.2 – Sistema di isolamento alla base

Si derivano gli spostamenti relativi da quelli assoluti riportati in Figura 11.2

$$d_s = u_s - u_b \quad (11.5)$$

$$d_b = u_b - u_g \quad (11.6)$$

La pulsazione della struttura a base fissa è pari a:

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad (11.7)$$

mentre la pulsazione della struttura a base isolata, molto differente rispetto alla precedente, è pari a:

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_s}{m_s + m_b}} \quad (11.8)$$

Il rapporto delle pulsazioni al quadrato $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$, generalmente è compreso tra 0.1 e 0.01 determina una misura delle distanza tra le due pulsazioni.

Si definisce anche un rapporto tra le masse $\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b}$, sempre minore di 1. Infine, i fattori di smorzamento risultano, per la struttura normale pari a:

$$\beta_s = \frac{c_s}{2m_s\omega_s} \quad (11.9)$$

mentre per la struttura isolata pari a:

$$\beta_b = \frac{c_b}{2(m_s + m_b)\omega_b} \quad (11.10)$$

La Figura 11.3 sotto riportata mostra le prime due forme di vibrazione del modello a due gradi di libertà che descrive il sistema con isolamento.

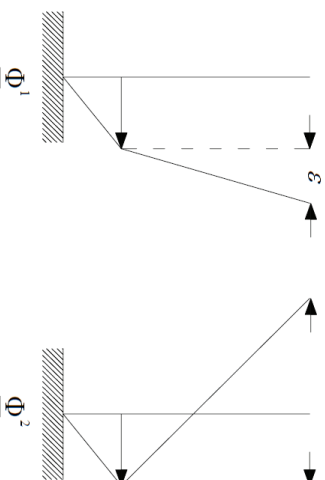


Figura 11.3 – Forme modali di sistema isolato

La sovra-struttura rimane quasi indeformata nella prima forma modale, mentre la seconda forma modale determina deformazioni dello stesso ordine di grandezza per isolatore e sovra-struttura, ma in direzione opposta.

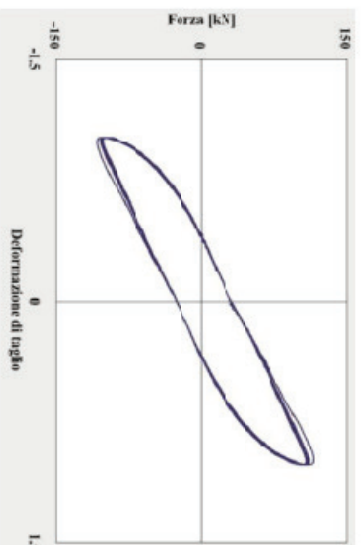
La prima forma modale mette in luce l'efficacia dell'isolamento, se si introduce una rigidità sufficientemente piccola le deformazioni sulla sovra-struttura sono molto ridotte. La seconda forma modale invece evidenzia che elevate accelerazioni che eccitano il secondo modo di una struttura isolata non sono accompagnate da un taglio alla base proporzionale alla somma delle masse, poiché queste si muovono in contrapposizione.

Le principali tipologie di isolatori in commercio sono di seguito elencate:

Isolatori elastomerici: Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero (gomma) collegati tra loro mediante vulcanizzazione. Sono realizzati con mescole elastomeriche ad alto smorzamento e garantiscono mediamente uno smorzamento viscoso equivalente del 10% e una deformazione a taglio del 100%. I primi studi effettuati su questi elementi furono eseguiti tra il 1958 ed il 1981 da Gent A. N. e Lindley P. B..



Figura 11. 4 – Isolatore elastomerico e ciclo isteretico



Isolatori elastomerici con nucleo in piombo: Sono sempre sono costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero (gomma) collegati tra loro mediante vulcanizzazione, in aggiunta presentano un nucleo centrale di forma cilindrica in piombo. La plasticizzazione del nucleo permette di raggiungere uno smorzamento viscoso equivalente del 30% circa. Questa tipologia di isolatore fu la naturale evoluzione degli isolatori precedenti e fu inventata in Nuova Zelanda nel 1975. Tale tipologia ebbe un grande utilizzo negli anni '80 soprattutto in U.S.A. e nella stessa Nuova Zelanda.

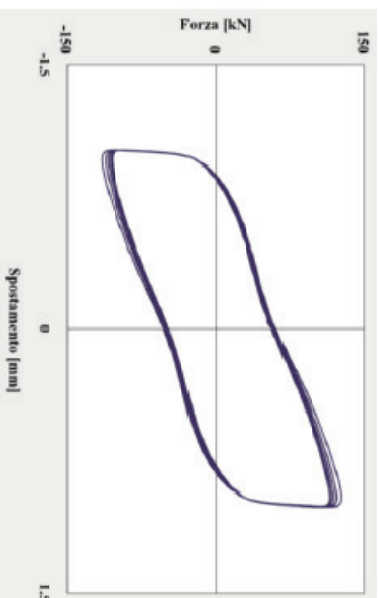
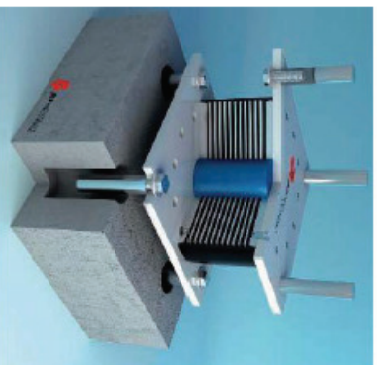


Figura 11.5 – Isolatore elastomerico con nucleo di piombo e relativo ciclo isteretico

Isolatori a scorrimento a superficie curva: Gli isolatori a scorrimento a superficie curva usano la forza di gravità come forza di ricentraggio. Il loro funzionamento è analogo a quello del pendolo, infatti la loro applicazione impone il periodo proprio strutturale che sarà funzione del raggio di curvatura della superficie utilizzata. La dissipazione energetica è fornita dall'attrito della superficie di scorrimento. Nel caso di spostamenti elevati si possono avere isolatori con doppia superficie curva. Lo smorzamento viscoso equivalente in questi dispositivi dipende dal raggio di curvatura, dal coefficiente di attrito, dallo spostamento e dal carico assiale e, in generale, può variare dal 10% al 15%.

Una prima idea in merito a questo tipo di isolamento, anche se effettivamente non realizzata, è fatta risalire a Jules Touaillon nell'anno 1870 che prevedeva l'uso di sfere portanti poste tra la base della sovrastruttura e la fondazione. Si dovette aspettare il 2001 quando Hyakuda et al. sperimentarono il sistema, noto come "Doppio Pendolo Concavo ad Attrito".



Figura 11.6 – Isolatore a scorrimento a superficie curva e relativo ciclo isteretico

11.3 Dissipazione energetica

L'obiettivo dell'introduzione di dissipazione energetica supplementare nelle costruzioni di nuova concezione ed in quelle esistenti è quello di dissipare gran parte dell'energia indotta dal sisma mediante i dispositivi introdotti e preservare il resto della struttura in modo che questa garantisca la resistenza alle azioni gravitazionali anche dopo il sisma.

I sistemi di dissipazione energetica si distinguono in due grandi categorie: dissipatori dipendenti dallo spostamento e dissipatori dipendenti dalla velocità. I principali sistemi di dissipazione dipendenti dallo spostamento sono quelli basati sullo snervamento dei metalli e quelli basati sull'attrito i cui cicli isteretici sono riportati in Figura 11.7.

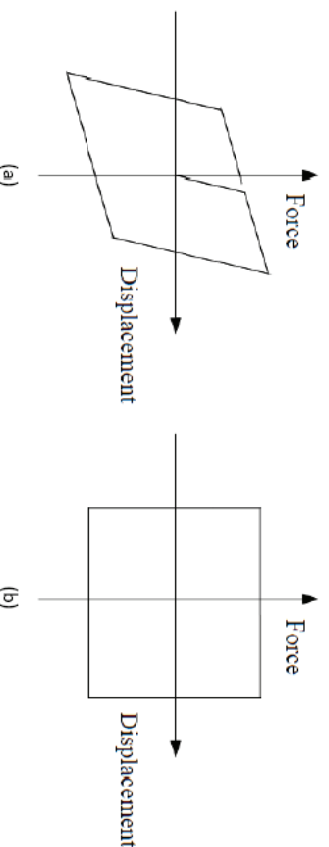


Figura 11.7 – Cicli isteretici dissipatori: (a) Dissipatore elasto-plastico, (b) Dissipatore ad attrito

I principali sistemi di dissipazione dipendenti dalla velocità sono quelli basati sulla deformazione di materiale solido visco-elastico e quelli basati sul passaggio forzato di fluido viscoso attraverso appositi orifizi. In Figura 11.8 sono riportati i cicli isteretici dei dissipatori dipendenti dalla velocità:

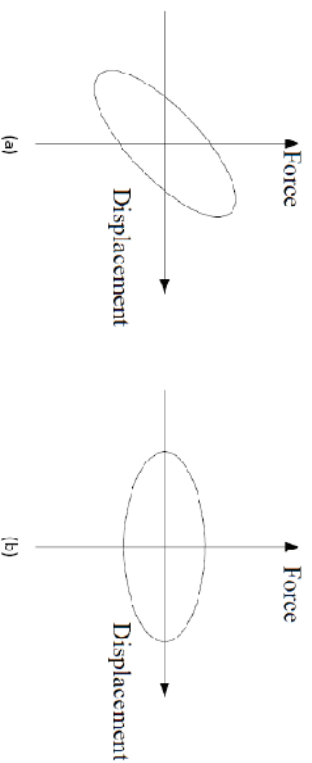


Figura 11.8 – Cicli isteretici dissipatori: (a) Dissipatore visco-elastico, (b) Dissipatore fluido-viscoso

Gli smorzatori visco-elastici solidi si avvalgono di materiali polimerici o vetrosi che dissipano energia per effetto delle deformazioni tangenziali (questa tipologia di dissipatori è ormai superata poiché permette una limitata dissipazione), mentre quelli fluido-viscosi si basano sulla deformazione di oli siliconici e dal passaggio degli stessi attraverso appositi orifizi.

11.3.1 Dissipatori dipendenti dallo spostamento

Un sistema efficace per dissipare l'energia in input data dal sisma è sfruttare le proprietà di deformazione plastica di elementi metallici. I classici criteri di progettazione antisismica delle strutture prevedono che la dissipazione energetica avvenga in determinati elementi strutturali della costruzione, denominati anche fusiibili strutturali. Pertanto con una corretta progettazione si vanno a localizzare le deformazioni in questi fusiibili permettendo così alla struttura di dissipare l'energia immessa dal terremoto.

L'idea di utilizzare dei dissipatori metallici isteretici, che non fanno parte della struttura principale, per assorbire una buona quota dell'energia sismica in ingresso è dovuta al lavoro concettuale e sperimentale di Kelly et al. (1972) e Skinner et al. (1975). Da questi ricercatori sono stati considerati numerosi dispositivi tra cui barre torsionali, travi a flessione e U-strip.

Durante gli anni seguenti sono stati fatti consistenti progressi nello sviluppo di questi dispositivi che hanno portato a nuovi design, come per gli X-Shaped e i dissipatori triangolari mostrati in Figura 11.9.

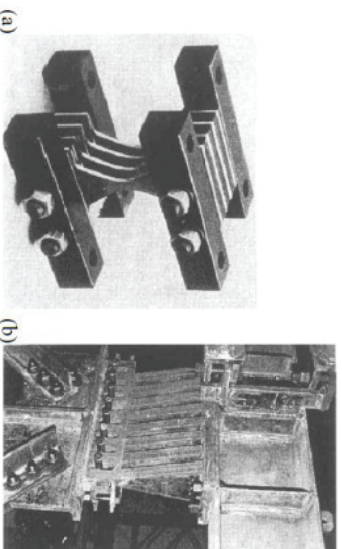


Figura 11.9 – Dissipatori isteretici elastoplastici: (a) Dissipatore a X, (b) Dissipatore triangolare

La Figura 11.10 mostra alcuni cicli isteretici sperimentali relativi agli elementi in Figura 11.9. Questi mettono in evidenza la capacità di dissipare energia di tali dispositivi oltre il limite elastico.

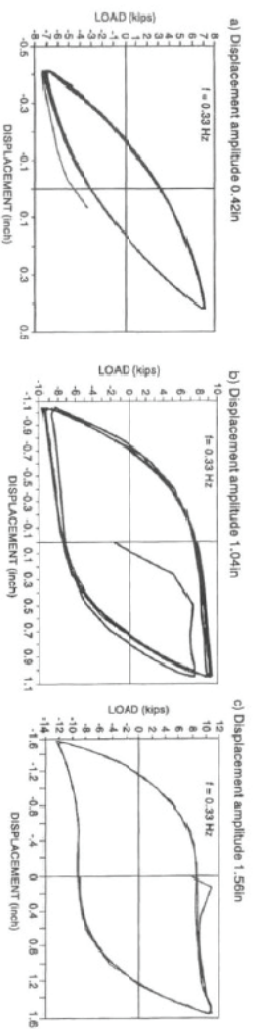


Figura 11.10 – Cicli dissipatore isteretico elasto-plastico al variare dell'ampiezza di spostamento

Lo studio del comportamento dei dissipatori isteretici elasto-plastici presuppone la conoscenza delle proprietà meccaniche del materiale impiegato. In Figura 11.11 viene riportato il classico legame elasto-plastico tensione-deformazione di una barra di acciaio sottoposta a trazione. L'estensione dei modelli monotoni ad azioni di tipo ciclico determina la definizione di opportune leggi di carico e scarico. In questo contesto l'assegnazione del punto 'Y' in Figura 11.12 in cui avviene lo snervamento lungo il ramo di compressione è condizionata dal cosiddetto effetto Bauschinger.

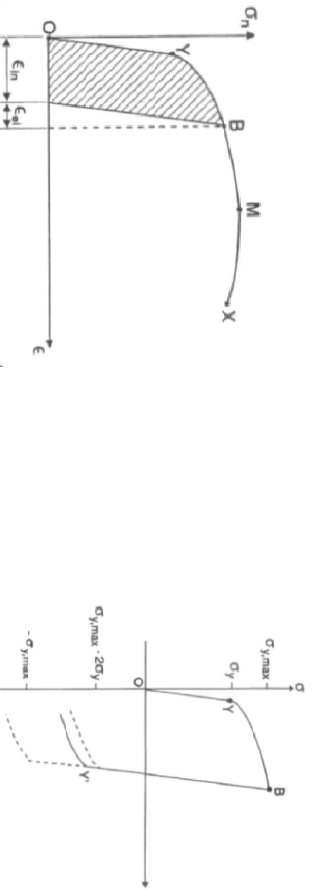


Figura 11.11 – Legame tensione deformazione di una barra di acciaio sottoposta a trazione monotona

Figura 11.12 – Snervamento a compressione influenzato dall'effetto Bauschinger

È inoltre importante tenere in considerazione due aspetti fondamentali:

- una parte rilevante della dissipazione isteretica è convertita in calore che determina il surriscaldamento dello smorzatore metallico stesso. Questo surriscaldamento può compromettere le prestazioni dei metalli le cui proprietà meccaniche sono influenzate dalla temperatura.
- bisogna escludere la crisi del materiale durante i cicli isteretici. È fondamentale tutelarsi dalla crisi per fatica oligociclica, ossia per numero limitato di cicli oltre il limite elastico.

Un'altra tipologia di dissipazione dipendente dallo spostamento, molto applicata in campo sismico, è quella ottenuta con i dissipatori ad attrito. Questi dissipano energia attraverso il meccanismo di attrito che si sviluppa all'interfaccia di due superfici solide che scorrono relativamente l'una sull'altra. Il funzionamento dei dissipatori ad attrito si basa sul lavoro delle forze di attrito definite, a livello macroscopico, della teoria di Coulomb. Analizzando l'attrito a scala microscopica, esso è dovuto all'irregolarità delle superfici a contatto e risente moltissimo della formazione di stratificazioni osside o d'impurità

superficiali. Durante lo scorrimento relativo, le asperità delle superfici a contatto subiscono fenomeni locali di deformazione elastica, elasto-plastica e visco-elastica, eventualmente influenzati dai fenomeni termici associati alla dissipazione energetica. Le proprietà del materiale e delle stratificazioni superficiali determinano in particolare deformazioni duttili o rotture fragili che modificano lo stato delle superfici a contatto.

11.3.2 Dissipatori dipendenti dalla viscosità

Gli smorzatori visco-elastici si avvalgono di materiali polimerici o vetrosi che dissipano energia per effetto delle deformazioni tangenziali. La Figura 11.13 mostra un dispositivo visco-elastico che, inserito nella struttura, dissipa energia quando le vibrazioni strutturali producono scorrimenti relativi fra la piastra centrale e le flangie laterali.

La risposta di questi materiali viscoelastici sotto carichi dinamici dipende dalla frequenza delle vibrazioni, dal livello di deformazione e dalla temperatura ambiente. Sotto eccitazioni armoniche infinitesimali con frequenza ω , la relazione tra tensione di taglio $\tau(t)$ e deformazione di taglio $\gamma(t)$ è stata espressa da Zhang et al. (1989).

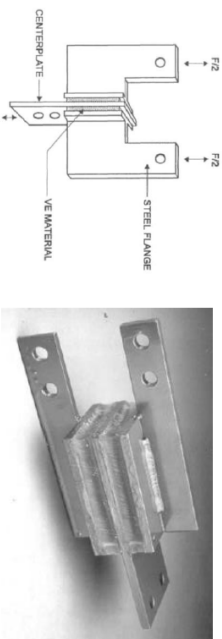


Figura 11.13 – Dissipatore visco-elastico

Le prime applicazioni in campo civile riguardano la mitigazione delle vibrazioni indotte dal vento. Le applicazioni degli smorzatori visco-elastici in campo sismico sono più recenti e presentano maggiori problematiche poiché la protezione sismica delle strutture richiede una dissipazione di grandi quantità d'energia che non sempre si riescono a raggiungere con questi dispositivi.

I dissipatori fluido-viscosi invece sono solitamente realizzati mediante sistemi oleodinamici costituiti da un pistone che si muove in un cilindro riempito di olio silconico.

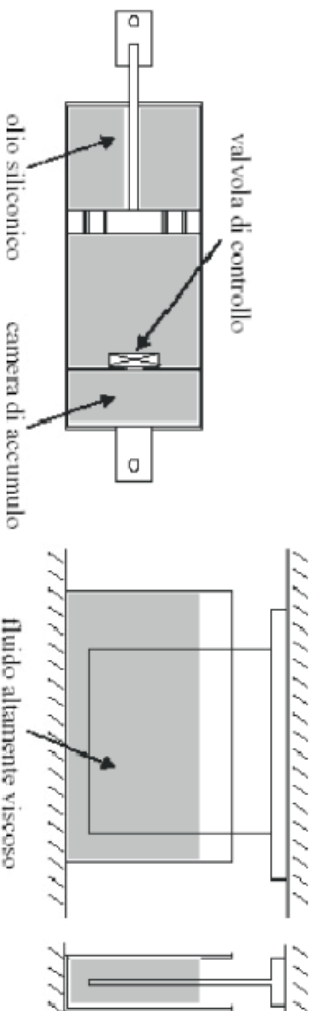


Figura 11.14 – Soluzioni tipiche per dissipatori viscosi: (a) dispositivo oleodinamico; (b) parete viscosa

La testa del pistone suddivide il cilindro in due camere comunicanti attraverso degli orifici opportunamente progettati. La presenza del braccio del pistone provoca una compressione del fluido nel passaggio da una camera all'altra, che determina un comportamento complessivo non puramente viscoso, ma visco-elastico Figura 11.14(a).

Questo determina una riduzione dell'efficienza dissipativa del dispositivo, che può essere evitata mediante l'utilizzo di un apposito sistema, costituito da una camera di accumulo e da una valvola di controllo, in modo da rendere nulla la forza di richiamo del fluido. In Figura 11.15 si riporta un classico dissipatore a pistone (Constantinou et al., 1993), ed in Figura 11.16 si riportano i cicli isteretici dello stesso al variare delle temperatura e della frequenza di eccitazione.

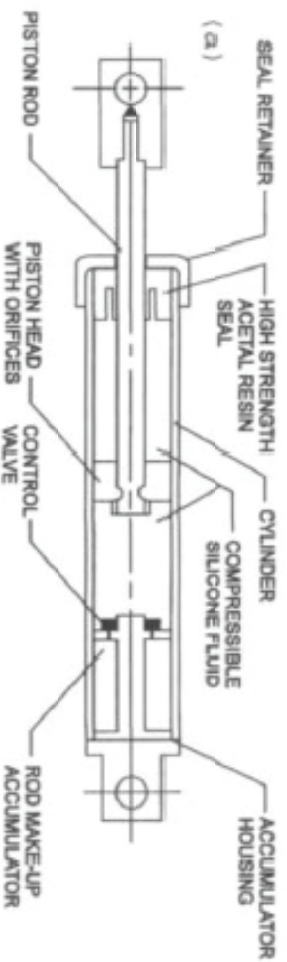


Figura 11.15 – Dissipatore fluido-viscoso a pistone con oli silconici

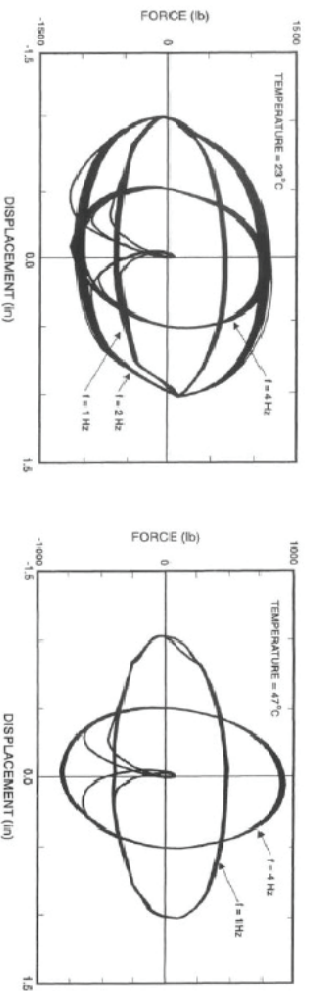


Figura 11.16 – Ciclo isteretico dissipatore fluido-viscoso

Una differente tipologia di dissipatori viscosi è quella basata sulla deformazione di un fluido altamente viscoso, disposto in un contenitore al cui interno è forzata a muoversi una piastra di acciaio Figura 11.14(b) (Arima et al., 1988). Per l'efficienza del dispositivo, inseribile nelle maglie di un telaio (Figura 11.17) e tale da agire sugli spostamenti d'interpiano si richiedono grandi volumi di fluido, che presentano, però, una forte dipendenza dalla temperatura ambientale e dalla frequenza di carico.

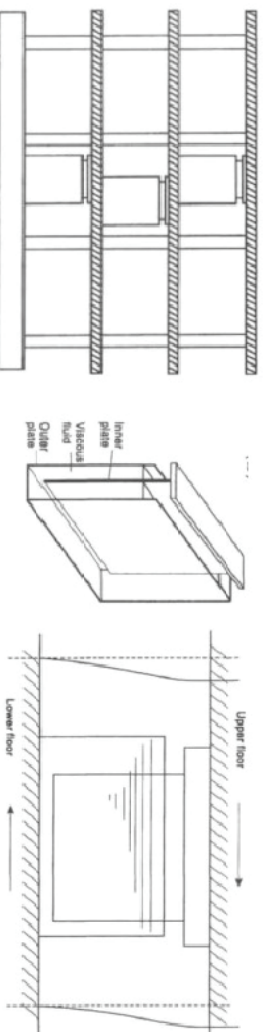


Figura 11.17 – “Viscous damping wall (VDW) prodotto da Sumitomo Construction Company”

11.3.3 Tipologie di dissipatori

Le principali tipologie di dissipatori in commercio sono di seguito riportate:

Dissipatori viscosi: sono dei dispositivi in cui la laminazione di un fluido silconico attraverso un idoneo circuito idraulico permette la dissipazione energetica. Il legame è non-lineare ed è descritto dalla seguente relazione $F = Cv^\alpha$, dove F è la forza, C è la costante

di smorzamento e ν è la velocità e α è l'esponente che regola la non-linearità del dispositivo.



Figura 11.18 – Dissipatore fluido-viscoso

Dissipatori isteretici in acciaio: sfruttano la plasticizzazione di elementi in acciaio di forma opportuna, progettata per garantire un comportamento ciclico stabile. Ne esistono di varie tipologie:

- elementi a falce di luna,
- a piolo,
- assiali ad instabilità impedita (BRAD).

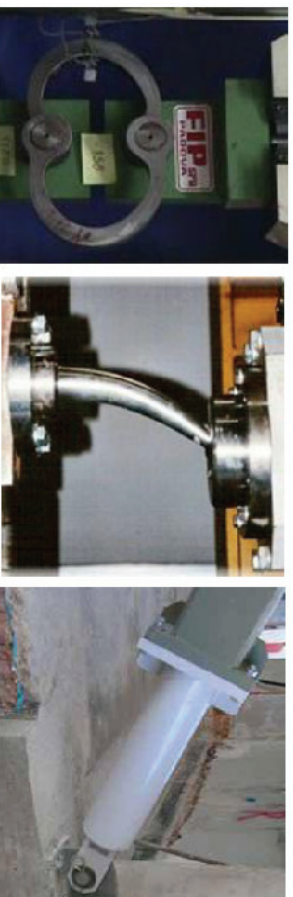


Figura 11.19 – Dissipatori isteretici in acciaio: (a) elementi a falce di luna; (b) a piolo; (c) BRAD

Dispositivi in lega a memoria di forma SMAD: sono dispositivi assiali di vincolo che sfruttano le proprietà super-elastiche delle leghe a memoria di forma. La curva forza-spostamento, è caratterizzata da uno o più plateau e permette di limitare la forza massima trasmessa alla struttura a cui sono connessi.

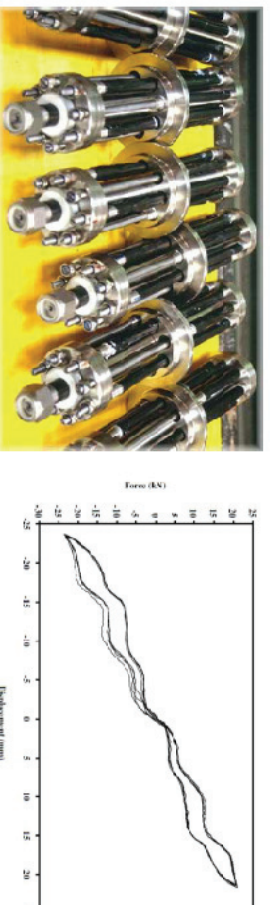


Figura 11.20 – Dispositivi in lega a memoria di forma SMAD

BIBLIOGRAFIA PARTE SECONDA

- [17] Calvi G.M., Pavese A., Rasulo A., Bolognini D. “*Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piles*”, 2005.
- [18] Kowalsky M.J., Priestley M.J.N “*Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions*”, 2000.
- [19] Laskar A., Mo Y.L. “*Seismic Interaction of Flexural Ductility and Shear Capacity in Normal Strength Concrete*”, 2007.
- [20] Leonhardt F., Mönning E. “*c.a. & c.a.p. – calcolo di progetto & tecniche costruttive*”.
- [21] Park R., Pauley T. “*Reinforced Concrete Structures*”, 1975.
- [22] Paulay T., Priestley M.J.N. “*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*”, 1992.
- [23] Pozzati P., Ceccoli C. “*Teoria e Tecnica delle Strutture*” Volume secondo, parte seconda.
- [24] Ranzo G., Priestley M.J.N “*Seismic performance of large RC circular hollow columns*”, 2000.
- [25] Ruiz de Gorteguena G., Ramos G., Turmo J. “*Experimental study on shear behaviour of hollow core cylindrical bridge piles*”, 2005.
- [26] Stafford Smith B., Coull A. “*Tall Buildings Structures*”, 1991.
- [27] Wight J.K., MacGregor J.G. “*Reinforced concrete – Mechanics & design*”, 2009.
- [28] Chopra A. K. “*Dynamics of Structures: Theory and applications to Earthquake Engineering*”, 2001.
- [29] Chopra A. K., Goel R. K. “*A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings*”, 2003.
- [30] Chopra A. K., Goel R. K. “*A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*”, 2001.
- [31] Priestley M.J.N. “*Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings*”, 1996.
- [32] Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. “*Direct Displacement-Based Seismic Design*”, 2007.
- [33] Rizzato M., Tullini N., Laudiero F. “*Analisi di pareti in c.a. soggette a sismi violenti*”, 2006.
- [34] Sullivan T.J., Priestley M.J.N., Calvi G.M. “*Seismic Design of Frame-Wall Structures*”, 2006.
- [35] American Concrete Institute ACI318, “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”, 2008.
- [36] Uang C.M., Bertero V.V., “*Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design*”, 1988.
- [37] Gent A. N., Lindley P. B., “*Internal rupture of bonded rubber cylinders in tension*”, 1958.
- [38] Hyakuda et al., “*The structural design and earthquake observation of a seismic isolation building using Pendulum System*”, 2001.
- [39] Arima F. et al., “*A study on Buildings with Large Damping Using Viscous Damping Walls*”, 1988;

- [40] Constantinou, M.C. et al., “*Fluid Viscous Dampers in Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation*”, 1993;
- [41] Zhang, R.H. et al., “*Seismic Response of Steel Frame Structures with Added Viscoelastic Dampers*”, 1989;
- [42] Kelly J.M., Skinner R.I. and Heine A.J. (1972), “*Mechanism of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures*”, 1972;

Parte Terza

12. Premessa

Nella seguente terza ed ultima parte del presente elaborato si mostreranno i risultati della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato di proprietà della Regione Emilia-Romagna sito in Viale Aldo Moro, n. 50/52 – Bologna adibito ad attività istituzionali della Giunta regionale e dell'Assemblea Legislativa (Figura 12.1).



Figura 12.1 – Torre della Regione Emilia-Romagna

13. Documentazione disponibile e descrizione dell'organismo edilizio

Nel presente capitolo verranno illustrate le informazioni desunte dalla documentazione tecnica reperita per l'edificio oggetto di verifica di vulnerabilità.

In Figura 13.1 e Figura 13.2 sono riportate due piante tipo del fabbricato, la prima rappresentante i piani dal primo al settimo e la seconda rappresentante i piani dall'ottavo al diciottesimo.

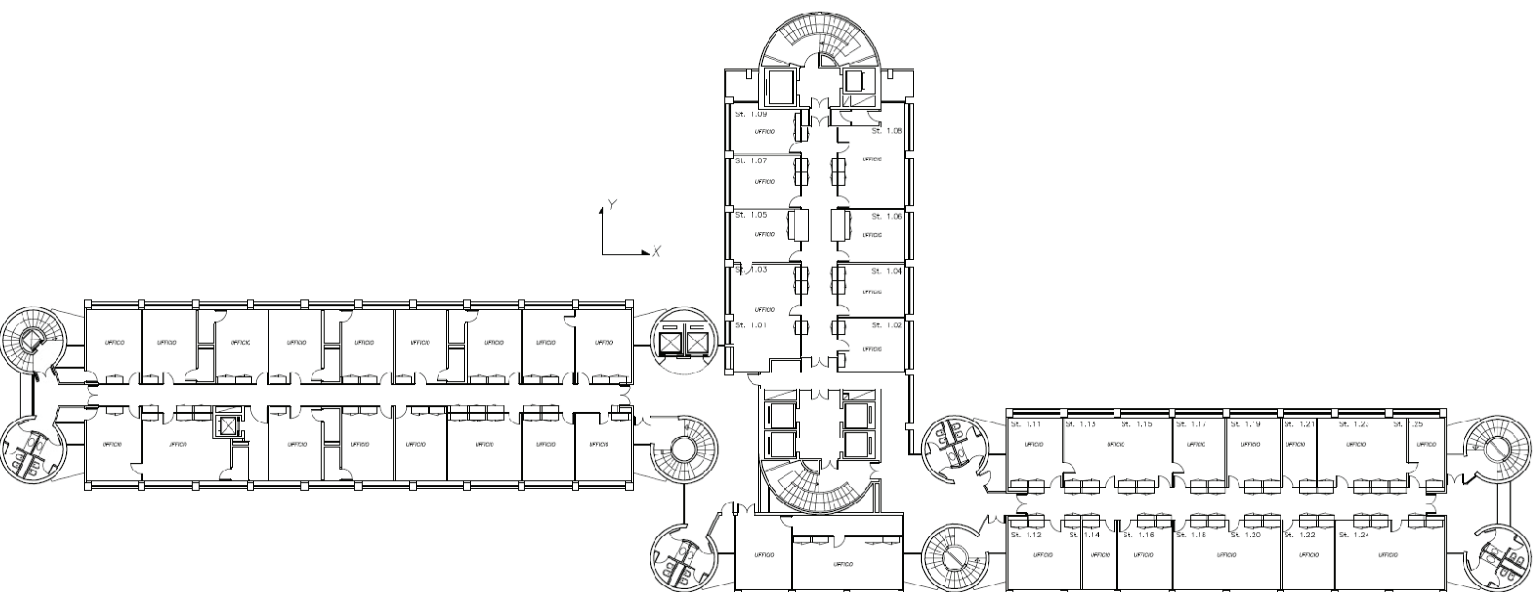


Figura 13.1 – Pianta piano tipo fino al piano 7°

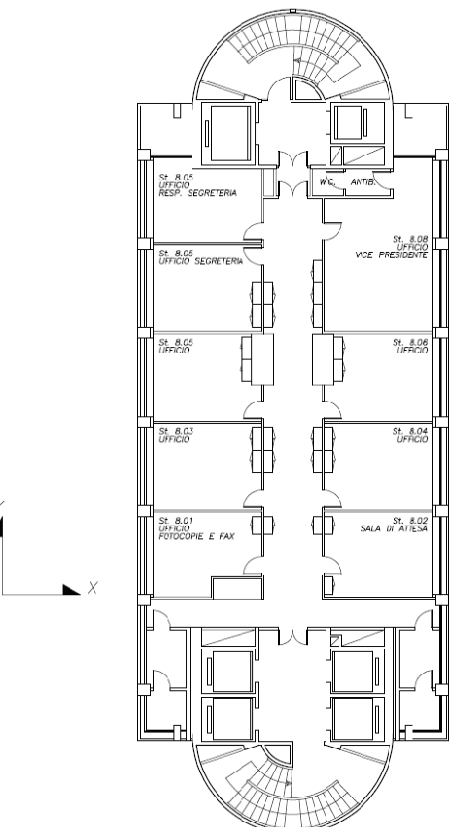


Figura 13.2 – Pianta piano tipo dal piano 8° al piano 18°

Si riporterà successivamente una descrizione dell'evoluzione progettuale subita dal fabbricato a partire dal primo progetto planivolumetrico fino alla realizzazione effettiva dell'edificio oggi presente sul territorio regionale.

13.1 Documentazione disponibile

Primo passo per l'esecuzione della verifica di vulnerabilità del fabbricato in oggetto è stato il reperimento di tutta la documentazione tecnica inerente lo stesso.

L'elevata importanza rivestita dal fabbricato, sia per la sua destinazione d'uso ma anche per le dimensioni possedute, che al tempo della realizzazione lo ponevano come uno tra gli edifici di maggiore altezza presenti nel territorio bolognese, hanno fatto sì che tutta la documentazione tecnica prodotta al tempo fosse conservata. È stato infatti possibile reperire tutto il progetto strutturale depositato presso le strutture competenti comprensivi degli atti di collaudo.

In particolare il progetto strutturale risulta composto da 7 distinti gruppi di elaborati così composti:

- 1° gruppo 15/12/1987:
 - n. 2 relazioni geotecniche;
 - n. 1 relazione tecnica per l'esecuzione dei pali trivellati;
 - n. 1 relazione di calcolo delle strutture in c.c.a. e acciaio;
 - n. 96 tavole strutturali esecutive;
- 2° gruppo 22/12/1988:
 - n. 30 tavole strutturali esecutive integrative delle precedenti;
- 3° gruppo 20/06/1989:
 - n. 1 relazione di calcolo inerente le rampe di scale e pianerottoli;
- 4° gruppo 30/01/1990:
 - n. 21 tavole esecutive strutturali;
- 5° gruppo 28/08/1990:
 - n. 326 tavole esecutive strutturali riguardanti particolari costruttivi ed elaborati esplicativi delle tavole contenute nel 1° gruppo;

- n. 1 relazione di calcolo inerente l'adeguamento sismico del fabbricato;
- n. 11 tavole esecutive strutturali ad esso relativo;
- 6° gruppo 22/11/1990:
 - n. 12 relazioni di calcolo per solette portanti delle sale macchine e ascensori;
 - n. 7 tavole esecutive strutturali ad esse relative;
- 7° gruppo 13/02/1992:
 - n. 2 relazioni di calcolo inerenti i prefabbricati di facciata;
 - n. 5 fascicoli di disegni esecutivi ad essi relativi;

Risultano pertanto consegnati a partire dal 15/12/1987 fino al 13/02/1992 un totale di 496 tavole esecutive più le relative relazioni di calcolo.

Di particolare importanza è la documentazione contenuta nel gruppo di elaborati n°5 riguardanti interventi per l'adeguamento sismico del fabbricato che, come vedremo ampiamente in seguito, furono realizzati a seguito di una verifica sismica in corso d'opera (eseguita su richiesta della committenza ma normativamente non necessaria) attraverso l'utilizzo di uno spettro di accelerazione per zone sismiche di debole intensità (terza categoria: S=6).

Come accennato furono anche reperiti gli atti di collaudo del fabbricato, grazie al quale si è riusciti a risalire ai certificati di prova eseguiti sui materiali utilizzati per la costruzione. In particolare si sono recuperati:

- n° 66 certificati di prova eseguiti su calcestruzzo gettato in opera;
 - n° 15 certificati di prova eseguiti su acciai utilizzati per c.c.a..
- Sempre dagli atti del collaudo si è potuta appurare l'esecuzione di prove di laboratorio sugli acciai da carpenteria e prove in sito sulla qualità delle saldature eseguite in cantiere.

Con riferimento al sottosuolo sono state recuperate 2 relazioni geologiche/geotecniche specifiche per il fabbricato in questione ed ulteriori relazioni geologiche e geotecniche eseguite successivamente per la realizzazione di altri fabbricati di tipologia simile presenti nel Fiera District.

Sono state altresì utilizzate le prove disponibili sul sito del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

13.1.1 Documenti reperiti per la parte geologica

La campagna geotecnica eseguita è stata condotta attraverso l'esecuzione di sondaggi, prove penetrometriche dinamiche, prove dilatometriche in prefori di sondaggio e prove in laboratorio.

La litostratigrafia del sito è caratterizzata da una fitta alternanza di materiali fini e coesivi e di materiali incoerenti.

La percentuale volumetrica della frazione incoerente risulta predominante fino a circa 60 metri, in particolare fra i 45 ed i 60 metri si rinvencono banchi di ghiaia in matrice prevalentemente sabbioso-limosa.

Per profondità superiori ai 60 metri, prevalgono i materiali fini "coesivi" fino alla massima profondità indagata che risulta di 70 metri.

Si riporta nella Figura 13.3 una stratigrafia tipo con i relativi parametri di calcolo.

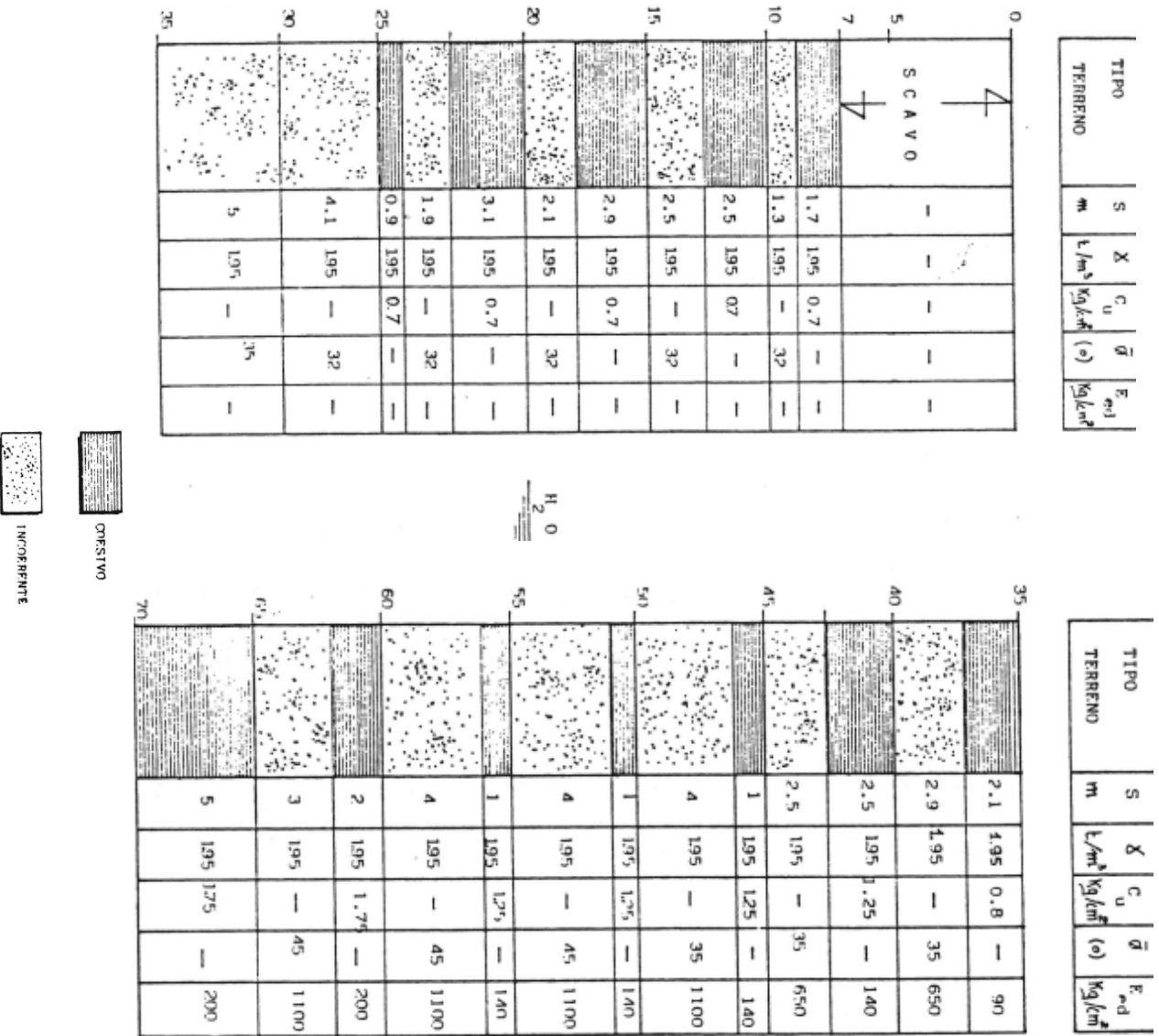


Figura 13.3 – Stratigrafia tipo del sottosuolo

In merito alla costruzione di un ulteriore fabbricato, sempre all'interno del “*Fiera District*”, sono state realizzate altre indagini sul terreno tra cui anche indagini geofisiche. Sono state eseguite n° 6 basi sismiche a rifrazione, n° 9 sondaggi elettrici verticali e una linea sismica di 193 metri.

Per la determinazione della categoria di sottosuolo da utilizzare per la determinazione dello spettro di progetto si sono sfruttate prove realizzate sul territorio limitrofo alla costruzione e presenti nella banca dati del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale (Figura 13.4) e ulteriori prove gentilmente concesse dal Comune di Bologna.

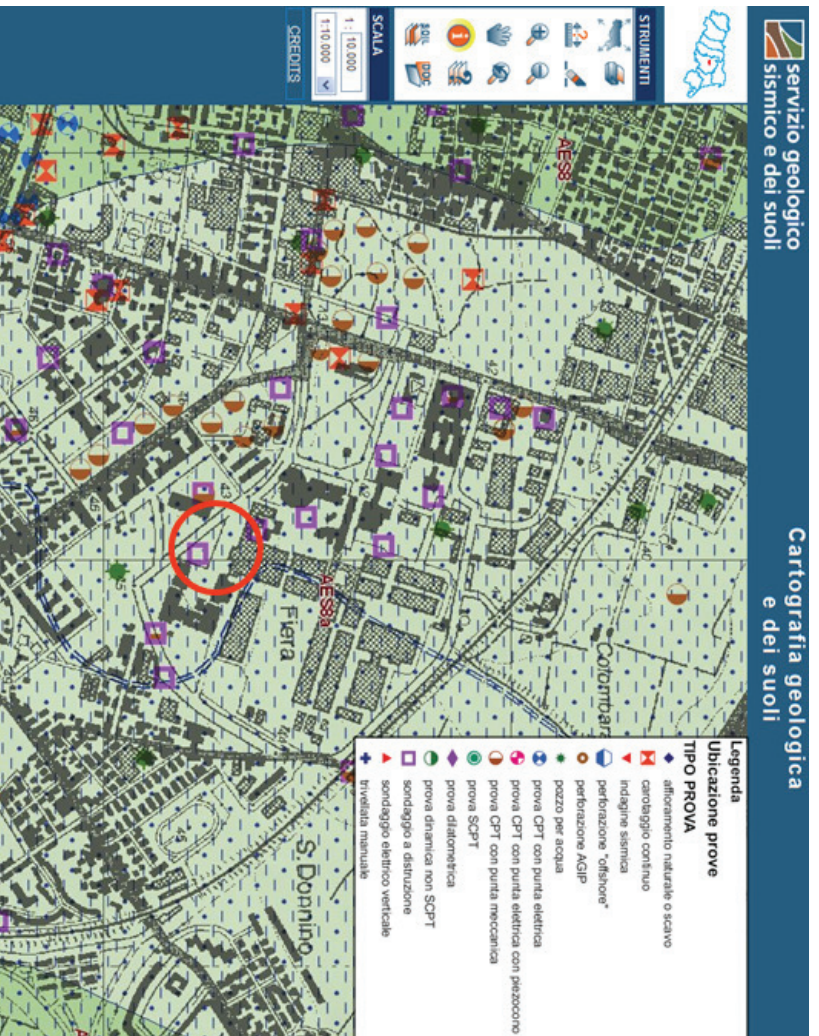


Figura 13.4 – Prove in situ disponibili su database regionale

In particolare sono stati confrontati i risultati di tre prove eseguite nelle vicinanze della torre regionale. Le tre prove utilizzate sono :

- MASW;
- CROSS-HOLE;
- DOWN-HOLE;

I risultati ottenuti hanno permesso di determinare la categoria di sottosuolo che è risultata di tipo "C", con buon accordo dei risultati stessi, mostrati in Figura 13.6.

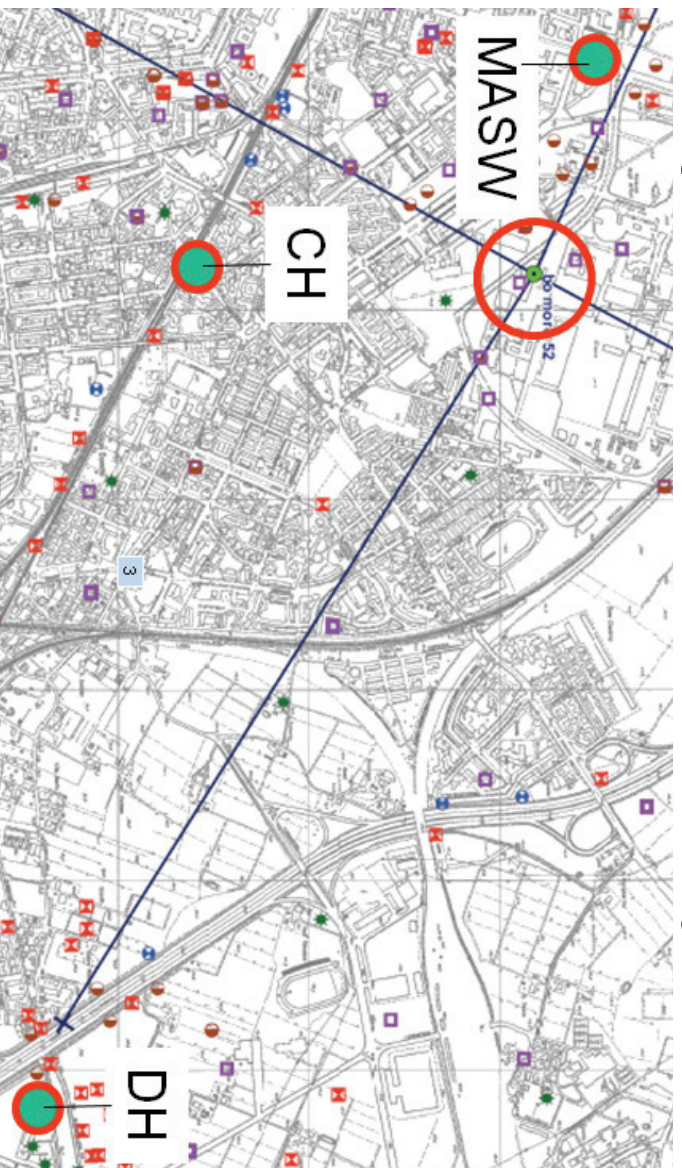


Figura 13.5 – Ubicazione delle prove

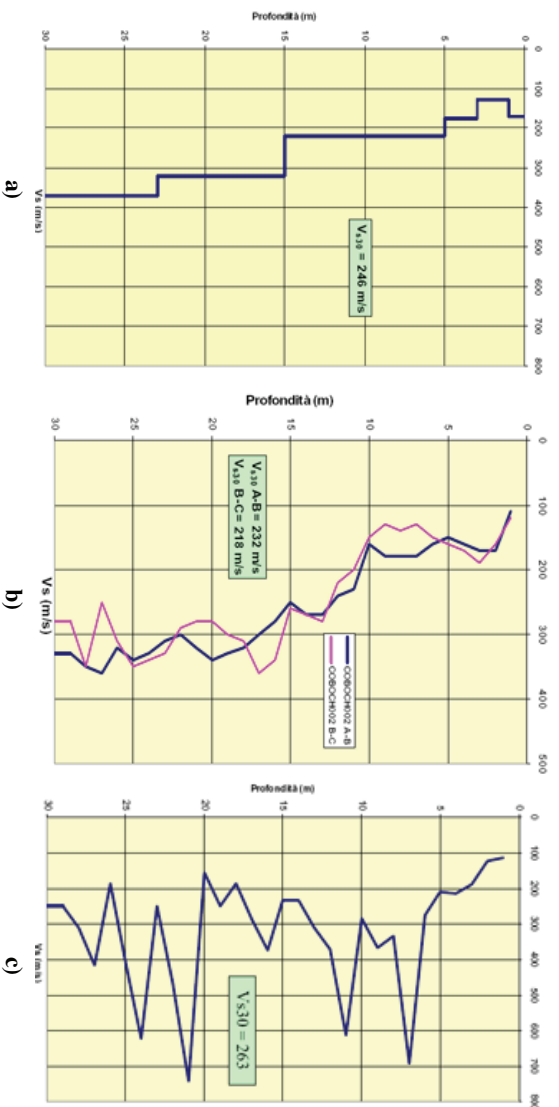


Figura 13.6 – Risultati delle prove in situ: a) MASW, b) Cross-Hole, c) Down-Hole

13.1.2 Documenti reperiti per la struttura

Con riferimento alle parti strutturali la mole di documentazione recuperata è stata notevole. Infatti, è stato recuperato tutto il progetto esecutivo originale, oltre che la quasi totalità dei particolari costruttivi che compongono i vari gruppi di elaborati depositati nel corso della costruzione.

In specifico allegato alla presente tesi (Allegato A) sono riportati alcuni estratti degli esecutivi di progetto della torre regionale.

13.2 Descrizione dell'organismo edilizio

La Sede istituzionale della Regione Emilia-Romagna sorge su un'area ove era stata prevista, in principio, la realizzazione di un albergo per il quale erano già stati avviati i lavori arrivando al completamento delle strutture i fondazione e delle strutture in elevazione fino al piano terreno.

L'originario progetto planivolumetrico elaborato dall'arch. Kenzo Tange destinava l'area all'edificazione di un albergo la cui parte principale, che si sviluppava in direzione W-E era e composta da due corpi, di paragonabile altezza, a pianta pressochè rettangolare, sfalsati di 8 metri, collegati nella parte centrale ad un nucleo destinato a servizi che comprendeva 6 torri cilindriche di sezione circolare. A ciascuna delle estremità libere dei corpi a pianta rettangolare erano previste altre due torri di eguale sezione (Figura 13.7).

Il corpo ad Ovest era previsto composto da 6 piani fuori terra oltre a due mezzanini, non estesi all'intera pianta, e avrebbe raggiunto l'altezza di 30 metri a partire dal piazzale antistante assunto come quota 0.00.

Il corpo ad Est era in previsione con un piano in più raggiungendo un'altezza pari a 34 metri. Non erano previsti il primo mezzanino e parte del secondo in modo da mantenere in fondazione un sostanziale equilibrio tra i due corpi.

Il sistema fondale (già costruito al tempo della variazione progettuale) era di tipo indiretto e costituito da una palificata realizzata con pali trivellati Φ 1000 di lunghezza circa 40 metri.

I pali sono collegati da plinti uniti tra loro e alle altre opere fondali attraverso una soletta in c.c.a. con funzione anche di contrasto alla sottospinta idraulica.

Il progetto strutturale originario fu elaborato dal Professor Ing. Piero Pozzati, dal Professor Ing. Claudio Ceccoli e dall'Ing. Tiziano Guidotti.

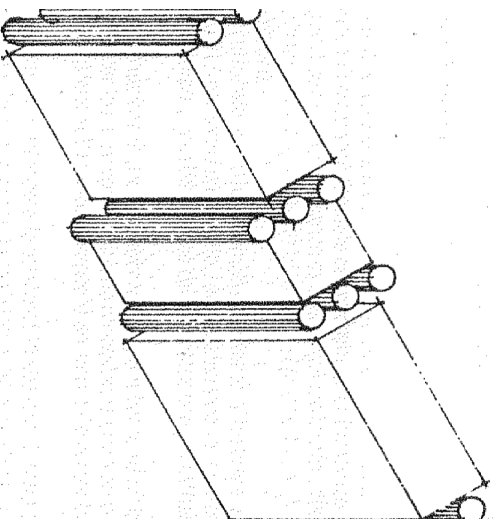


Figura 13.7 – Schema del fabbricato originario

In seguito all'esigenza di trasformare l'originario progetto dell'albergo in nuova sede della Regione Emilia-Romagna l'arch. Kenzo Tange elaborò una nuova proposta che aumentava, fra l'altro, le volumetrie originariamente previste e ricalcava il motivo formale presente negli altri edifici già realizzati nel "*Fiera District*", con pilastri ad interasse di 4 metri e travi di facciata in cemento bianco boccardato che si ripetono dalla sommità fino alla quota di 11.68 metri ove la presenza di una trave di piano introduce le strutture portanti del portico realizzate con interasse doppio pari a 8 metri (Figura 13.8).

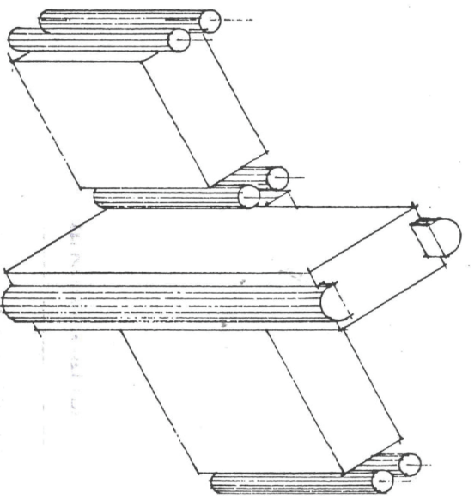


Figura 13.8 – Schema del fabbricato attuale

Il nuovo progetto essenzialmente proponeva:

- il mantenimento dei corpi di 8 piani conservandone l'originario tracciamento sia relativamente alle torri cilindriche di sezione circolare sia relativamente ai pilastri del portico. Va rilevato che al di sopra del portico la facciata aggetta di 1 metro

- rispetto ai pilastri portanti il cui passo risulta doppio (8 metri) rispetto a quelli di facciata.
- La realizzazione di una torre alta 78 metri, che si sviluppa in direzione N-S e si innesta nella zona centrale fra i corpi di 8 piani, composta da due torri cilindriche con sezione ad "U" disposte all'estremità di un corpo a pianta rettangolare previsto con struttura intelaiata. Il passo dei pilastri in tale zona è di 4 metri per l'intera altezza, compreso il portico.
- Alcuni corpi bassi, sul lato sud, comprendenti le grandi aule e le sale riunioni.
- La realizzazione di un secondo piano scantinato per ottenere il quale, non potendosi modificare la quota di estradosso delle fondazioni già realizzate, viene innalzata la quota del piano terra a +0.86 metri realizzando un ulteriore piano a -2.20 metri e lasciando la quota del 2° scantinato a -5.17 metri. Ciò implicava la demolizione del piano terreno già realizzato (operazione che sarebbe stata comunque necessaria per realizzare gli incrementi di strutture di fondazione).

Il progetto strutturale della nuova sede della Regione Emilia Romagna fu curato dal Prof. Ing. Roberto Alessi e dall'Ing. Antonio Raffagli, che nel Marzo del 1985 elaborarono uno studio di fattibilità dell'intervento.

13.3 L'organismo strutturale in progetto nell'anno 1985

Nei riguardi della progettazione strutturale occorre osservare innanzitutto come i progettisti, oltre ai consueti vincoli conseguenti all'impostazione formale del progetto architettonico, dovettero soddisfare i vincoli dovuti alla presenza di quanto era già realizzato, il che ha costituito un ulteriore condizionamento delle scelte strutturali, soprattutto per la necessità di recuperare il sistema fondale già esistente.

Nel descrivere l'organismo strutturale risulta perciò necessario illustrare dapprima i più significativi input progettuali evidenziandone le implicazioni statiche e fornendo così, nel contempo, giustificazione della impostazione progettuale adottata dai progettisti.

Il previsto cambiamento di destinazione d'uso del fabbricato (da albergo ad uffici) impose di assumere un più elevato sovraccarico di progetto e unitamente alla scelta di inserire un ulteriore piano scantinato questo provocò un notevole aumento dei carichi in fondazione. Ne conseguì la generale necessità di rinforzare le esistenti fondazioni attraverso l'integrazione della palificata ed il rinforzo della struttura fondale con, allo stesso tempo, la necessità di non aumentare i carichi.

Nei riguardi delle fondazioni va notato come la presenza di numerosi pali, già distribuiti nel terreno secondo i criteri scaturiti dalla progettazione dell'albergo, abbia predeterminato la tipologia e le caratteristiche di insieme della palificata che, se pure integrata con un numero di pali sufficiente a garantire la portanza, non può essere modificata nei riguardi del comportamento d'insieme in presenza dei nuovi carichi, soprattutto se si considera che la zona centrale del fabbricato, nella quale per evidenti ragioni si addensano le tensioni dovute ai carichi, risulta essere anche quella con le più elevate pressioni specifiche. Questo fece sì che si dovettero prevedere non trascurabili cedimenti differenziali fra la zona centrale (torre) ed i corpi laterali ad 8 piani.

Per le ragioni esposte l'organismo strutturale è stato progettato per incassare cedimenti differenziali verticali, realizzando giunti strutturali tali da suddividere il fabbricato in vari corpi (Figura 13.9) separando i blocchi cilindrici dalle parti intelaiate e rendendo indipendenti i movimenti verticali della torre da quelli dei corpi ad 8 piani. Questo schema statico viene realizzato mediante l'adozione di giunti a pettine fra le torri e le parti intelaiate le quali tuttavia risultano ad esse collegate nei riguardi delle azioni orizzontali, così da garantire il necessario comportamento d'insieme sia per quanto attiene alla funzione di controventamento che i cilindri esercitano sulle parti intelaiate sia per quanto riguarda la limitazione delle deformate conseguenti ai cedimenti differenziali.

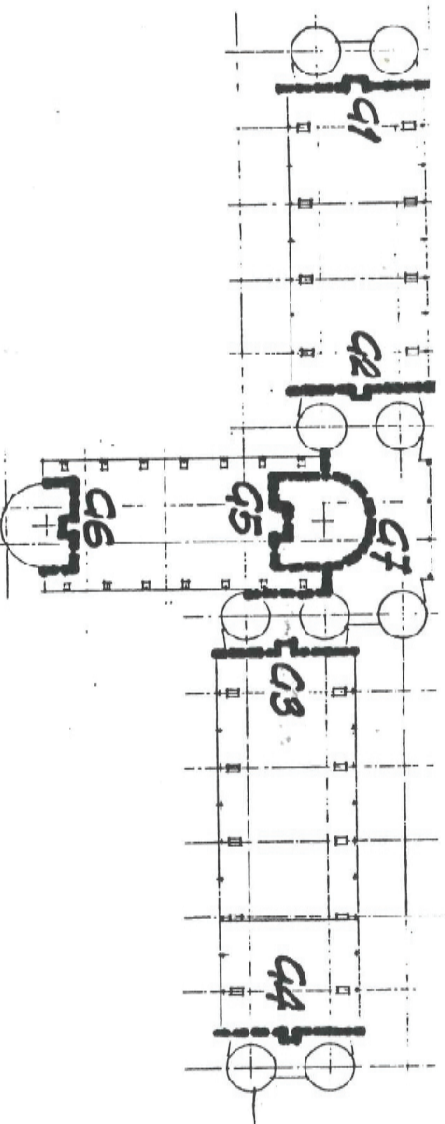


Figura 13.9 – Disposizione dei giunti a pettine

La torre alta era prevista indipendente dai corpi di 8 piani per quanto riguarda i movimenti orizzontali al fine di non fare interagire fra loro strutture aventi comportamenti profondamente dissimili. Questo schema statico era ottenuto adottando particolari giunti (pendolari) nei solai comuni alle due citate strutture, tali da consentire movimenti orizzontali pur garantendo il necessario sostegno ai solai stessi.

Ove risultava possibile i carichi del piano terra e del solaio dello scantinato sono stati scaricati direttamente in fondazione mediante l'aggiunta di pilastri posizionati in corrispondenza dei nuovi pali di fondazione.

Soprattutto nella zona centrale, la presenza della torre alta aveva richiesto di integrare la palificata con numerosi pali, che hanno trovato spazio tra quelli già esistenti nel rispetto delle regole distributive.

Questo fatto ha comportato di realizzare, per sopportare gli elevati carichi in gioco, una piastra di fondazione notevolmente più ampia della zona direttamente carica, con l'inevitabile conseguenza dell'insorgere di elevati stati flessionali nella fondazione. Per tale ragione fu realizzata una struttura di fondazione particolarmente rigida e resistente ottenuta collegando con un reticolo di grandi setti verticali i solai del 1° scantinato e del piano terreno, ottenendo sezioni resistenti di notevole altezza e perciò dotate della necessaria inerzia e capacità di diffusione del carico.

Altri significativi problemi strutturali relativamente alle parti in elevazione scaturivano, da un lato dalla rilevante altezza dell'edificio che, oltre agli elevati carichi, comportava anche la necessità di organizzare correttamente il montaggio essendo previste tolleranze non grandi sulla verticalità dei pilastri al fine di ottenere il corretto “a piombo”

della facciata, dall'altro, relativamente ai corpi ad 8 piani, di sostenere la facciata in aggetto rispetto all'asse dei pilastri del portico.

La trasmissione dei carichi dai pilastri di facciata superiori con interasse 4 metri ai pilastri di facciata del portico aventi interasse doppio avviene tramite una grossa trave metallica a cassone poggiata sui pilastri del portico sulla quale scaricano in posizione eccentrica le pilastrate superiori della facciata stessa (Figura 13.10).

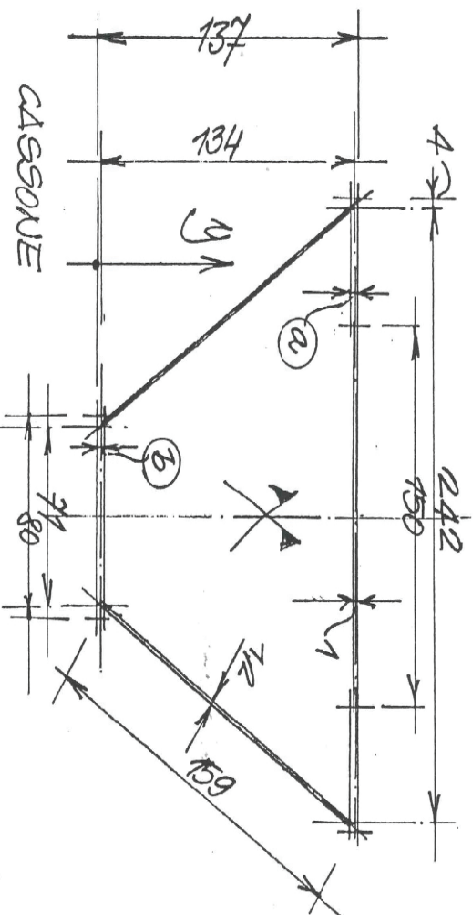


Figura 13.10 - Trave a Cassone presente sopra ai pilastri del portico

All'attacco tra la trave a cassone ed i pilastri del portico è presente una cerniera sferica che impedisce il propagarsi di nocivi effetti flessionali ai pilastri stessi e garantisce inoltre l'assialità del carico.

Una cerniera analoga è prevista anche superiormente alla trave a cassone per il collegamento dei pilastri superiori nella fase di montaggio in modo tale che la travatura divenga insensibile nei riguardi degli spostamenti orizzontali. Tali vincoli sono stati poi successivamente bloccati mediante saldatura una volta completata l'installazione.

Gli impalcati di piano sono realizzati in sistema misto acciaio-cis con solette di calcestruzzo di diversi spessori a seconda della zona del fabbricato. Lo schema tipo degli impalcati di piano è riportato in Figura 13.11 e in Figura 13.12. Lo schema statico delle travi metalliche è di semplice appoggio.

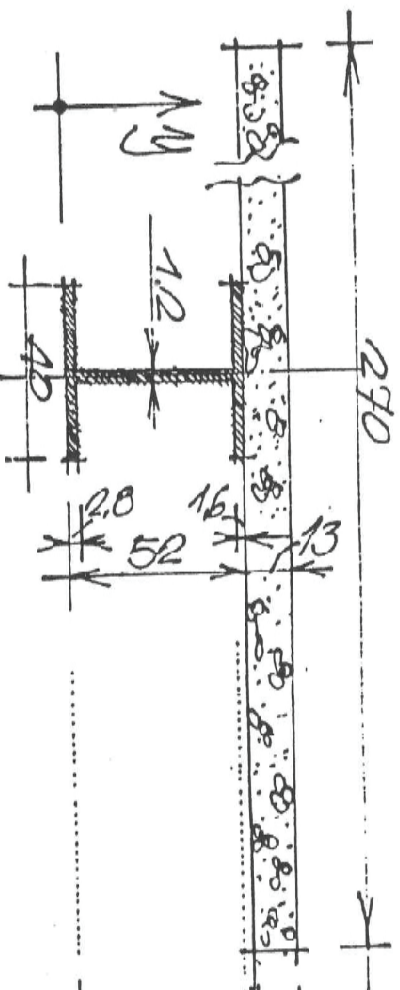


Figura 13.11 - Sezione degli impalcati di solaio

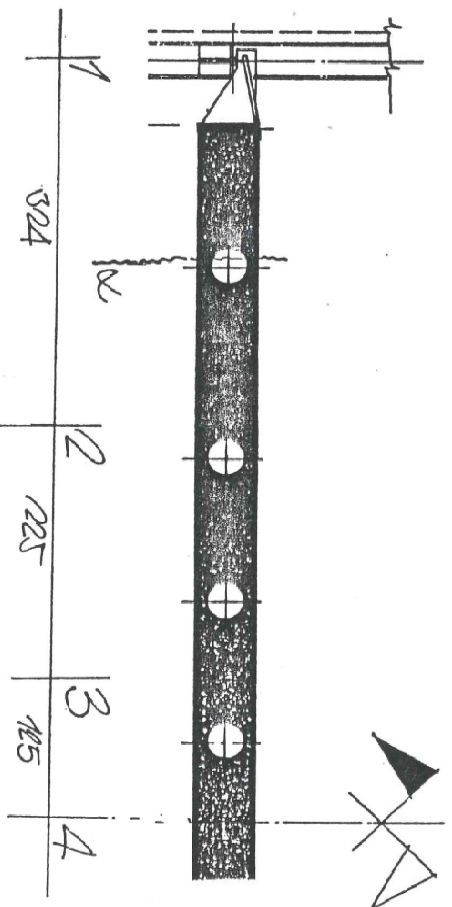


Figura 13.12 – Vista laterale delle travi metalliche costituenti gli impalcati di solaio

Particolare cura fu posta nella concezione del nodo di attacco tra trave e pilastro per realizzare lo schema statico di cerniera fissa che garantiva anche la trasmissione centrata degli sforzi ai pilastri in fase di montaggio e la successiva saldatura a installazione avvenuta.

Il controvento dei vari piani è, come accennato in precedenza, garantito dalla presenza delle torri cilindriche in c.c.a. alle quali questi trasmettono gli sforzi attraverso i giunti a pettine ed attraverso un sistema di tiranti utili anche in fase di montaggio per effettuare le regolazioni eventualmente necessarie. Questi giunti hanno anche la funzione di far sfogare le deformazioni conseguenti al ritiro della soletta in c.c.a. costituente i piani.

I solai dei corpi bassi (annmetzzati, piano terra e coperture) sono prevalentemente di tipologia “a fungo”, sorretti da pilastri con ampi capitelli in sommità per consentire la diffusione dei carichi.

Infine tutte le strutture metalliche sono rivestite con appositi elementi prefabbricati realizzati con sottili cartelle in c.c.a.

13.4 Variante alle strutture dell'anno 1990

Nel Febbraio 1990, durante la realizzazione del fabbricato, fu presentato lo studio del comportamento dell'edificio in presenza di azioni sismiche.

L'azione sismica di riferimento fu quella di terza categoria, assumendo come coefficiente di intensità $S=6$ ed assumendo come coefficiente di importanza $I=1$.

L'esame della struttura dal punto di vista sismico comportò la preventiva verifica della corretta organizzazione strutturale nei riguardi delle prescrizioni generali fornite dalla norma del tempo.

È opportuno sottolineare che negli anni interessati dal progetto e dalla successiva costruzione il territorio di Bologna non era soggetto a nessuna classificazione sismica e che pertanto la verifica eseguita non giungeva in risposta a nessuna prescrizione normativa ma più semplicemente come richiesta esplicita della committenza, vista l'importanza della costruzione per un territorio come quello della Regione Emilia-Romagna.

In generale, dai controlli effettuati, emerse la sostanziale verifica in termini di resistenza di ogni componente strutturale principale ma tuttavia emerse anche la necessità

di realizzare o giunti che rispettassero le prescrizioni di ampiezza $> H/10$ oppure di eliminare i giunti presenti e non adeguabili.

Tra i vari interventi, conseguenti la verifica alle azioni sismiche, ci fu l'eliminazione del giunto presente tra il corpo di altezza pari a 78 metri ed il corpo anteriore a 8 piani. Non potendo allargare il giunto tecnico si decise di collegare i due corpi mediante l'inserimento a tutti i piani di 3 accoppiatori sismici di diversa portata al fine di consentire gli spostamenti "lenti" e impedire gli spostamenti "impulsivi" tipici degli eventi sismici. Inoltre furono ridimensionati i collegamenti tra gli impalcati di piano e le strutture di controventamento (torri cilindriche in c.c.a.).

Fu mostrato, come accennato, che in termini di resistenza le sezioni progettate erano sufficienti e pertanto non si dovette provvedere al rinforzo diretto degli elementi verticali.

Il dimensionamento di tutti gli elementi variati avvenne attraverso la discretizzazione della struttura mediante modello numerico con successiva analisi dinamica modale.

La verifica sismica ed i successivi interventi vedevano come progettisti sempre il Prof. Ing. Roberto Alessi e l'Ing. Antonio Raffagli.

13.5 Principi generali di funzionamento dell'edificio

Nell'approccio alla verifica di vulnerabilità sismica di un fabbricato risulta di fondamentale importanza riuscire a comprenderne il funzionamento sotto azioni orizzontali per individuarne così, a prescindere dai risultati numerici che poi la verifica stessa fornirà, i punti critici.

Da quanto riportato nei paragrafi precedenti si può già dedurre il principio di funzionamento che caratterizza l'edificio oggetto di verifica di vulnerabilità.

Come accennato in precedenza la struttura ha subito diverse varianti in corso d'opera di cui la prima, la più importante, ne ha pesantemente rivisitata l'impostazione architettonica con, ovviamente, anche elevati risentimenti dal punto di vista strutturale, mentre la seconda variante ha mantenuto inalterato l'aspetto architettonico e ne ha modificato, ancora una volta in modo sostanziale, il comportamento strutturale.

La prima variante ha di fatto portato alla realizzazione di un fabbricato avente la conformazione della odierna torre che nell'iniziale progetto non era in previsione di costruzione, visto che era previsto un fabbricato di soli nove piani fuori terra. La seconda variante, invece, ne ha alterato sensibilmente il comportamento sotto azioni orizzontali.

Solo in seguito alla seconda variante, infatti, possiamo affermare che il fabbricato nei confronti delle azioni orizzontali sia un tutt'uno e che risponda alle stesse in modo unico.

Il fabbricato si affida a due sistemi differenti per contrastare le azioni verticali (gravitazionali) e le azioni orizzontali (vento e sisma).

Le azioni verticali sono infatti affidate ad un sistema metallico pluri piano e monocampata (Figura 13.13) mentre le azioni orizzontali vengono assorbite da elementi in c.c.a. cilindrici a sezione circolare o semi-circolare e a pareti che fungono da controventi (Figura 13.14).

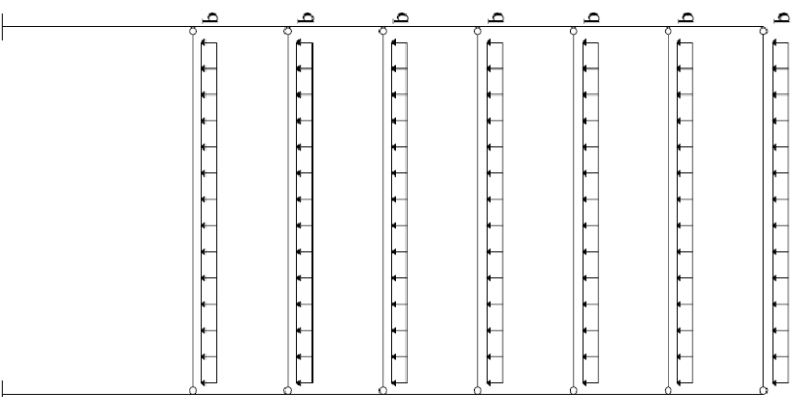


Figura 13.13 – Schema statico resistente alle azioni verticali

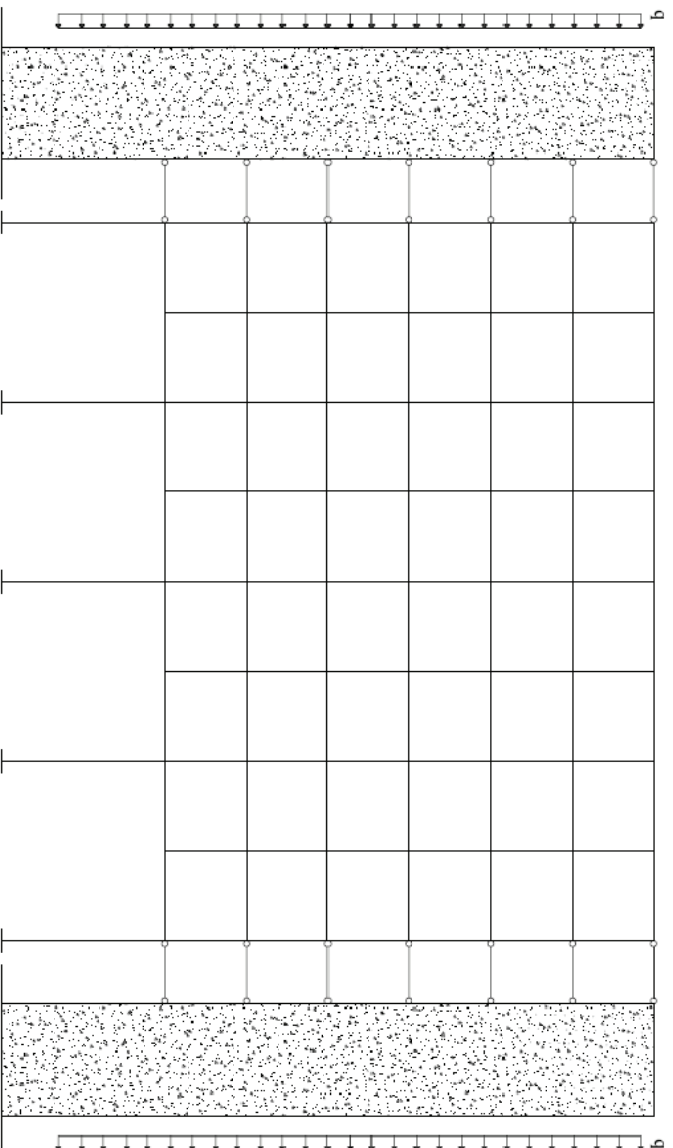


Figura 13.14 – Schema statico resistente alle azioni orizzontali

Dal punto di vista della risposta alle azioni orizzontali, l'infinità rigidità degli impalcati di piano si può supporre garantita dalla tipologia stessa dei solai, realizzati con tecnologia mista acciaio-cis in cui la soletta collaborante ha spessore minimo di 13 cm. Tale ipotesi garantisce il corretto svolgimento della funzione di controvento affidata agli elementi in c.c.a. a cui vengono trasmesse le sollecitazioni orizzontali.

L'introduzione di sistemi di accoppiamento tra il fabbricato a 8 piani fuori terra e il fabbricato alto 78 metri, introdotti con la seconda variante a lavori strutturali praticamente ultimati, fa sì che i due corpi si possano considerare indipendenti nella risposta ai carichi gravitazionali ed ai carichi orizzontali non impulsivi come il vento, mentre nella risposta ai carichi orizzontali impulsivi quali il sisma questi debbano considerarsi uniti. Il sistema di accoppiamento, infatti, si basa su pistoni oleodinamici opportunamente dimensionati sulla base dell'analisi sismica eseguita nel 1990, che miravano proprio ad eliminare gli effetti di martellamento tra i due corpi, profondamente dissimili nella risposta sismica, separati da un giunto tecnico non più adeguabile.

13.6 Analisi dei carichi

Si riportano di seguito le analisi dei carichi utilizzate per il progetto dell'edificio all'epoca della costruzione.

Risulta tuttavia da sottolineare che dall'epoca della progettazione ad oggi le entità dei carichi variabili a subito alcune variazioni passando, per esempio, da 3,50 kN/mq a 3,00 kN/mq per zone aperte al pubblico.

Si è scelto di mantenere come entità dei carichi accidentali quelli utilizzati all'epoca di progettazione suddividendoli però, come previsto dalle NTC08, in permanenti strutturali (q_{G1}), permanenti non strutturali (q_{G2}) e variabili (q_k).

Dovendo poi affrontare l'analisi sismica del fabbricato si riportano sotto ciascuna analisi dei carichi i coefficienti di combinazione Ψ_{ij} previsti nella Tabella 2.5.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente in vigore. Si riportano infine i carichi degli elementi prefabbricati in c.c.a. di rivestimento della facciata del fabbricato.

Solaio tipo parti intelaiate:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Soletta in c.c.a. (s = 13 cm)
Strutture metalliche (1,80 kN/m)

3,25 kN/m²
0,45 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali:

$q_{G1} = 3,70$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Finiture ed impianti
Protezione antincendio travi metalliche (1,40 kN/m)
Tramezzi

1,20 kN/m²
0,35 kN/m²
0,50 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 2,05$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria B.2)

$q_k = 3,50$ kN/m²

Totale carichi

$q_{tot} = 9,25$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0i} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1i} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{2i} = 0,3$$

Solaio di copertura parti intelaiate:**Carichi permanenti strutturali (q_{G1})**

Soletta in c.c.a. ($s = 13$ cm)
 Strutture metalliche (1,80 kN/m)

3,25 kN/m²
 0,45 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali:

$q_{G1} = 3,70$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Finiture ed impianti
 Protezione antincendio travi metalliche (1,40 kN/m)

2,60 kN/m²
 0,35 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 2,95$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H.3)

$q_k = 3,50$ kN/m²

Totale carichi

$q_{tot} = 10,15$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{G1} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{Ij} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio copertura degli ammezzati:**Carichi permanenti strutturali (q_{G1})**

Soletta in c.c.a. ($s = 30$ cm)

7,50 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali:

$q_{G1} = 7,50$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Finiture ed impianti

2,60 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 2,60$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria B.2)

$q_k = 3,50$ kN/m²

Totale carichi

$q_{tot} = 13,60$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{G1} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{Ij} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,3$$

Solaio piani ammezzati:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Soletta in c.c.a. (s = 31 cm)

7,75 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali:

$q_{G1} = 7,75$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Finiture ed impianti

2,60 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 2,60$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria E.1)

$q_k = 8,00$ kN/m²

Totale carichi

$q_{tot} = 18,35$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 1,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,9 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,8$$

Solaio piano terra:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Soletta in c.c.a. (s = 35 cm)

8,75 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali:

$q_{G1} = 8,75$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Finiture ed impianti

4,05 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 4,05$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C.3)

$q_k = 6,00$ kN/m²

Totale carichi

$q_{tot} = 18,80$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Solaio primo scantinato:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})
Soletta in c.c.a. ($s = 30$ cm)

7,50 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali:

$q_{G1} = 7,50$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Finiture ed impianti

2,60 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 2,60$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)
Sovraccarico variabile (Categoria E.1)

$q_k = 10,00$ kN/m²

Totale carichi

$q_{tot} = 20,10$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 1,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,9 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,8$$

Campo tipo di facciata (elementi prefabbricati):

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Pilastri-Travi-Parapetti
Vetrare

27,00 kN

6,00 kN

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 33,00$ kN

Elementi a quota 78.00 m (elementi prefabbricati):

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Travi-Parapetti

29,00 kN/m

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 29,00$ kN/m

Elementi a quota 38.20 m (elementi prefabbricati):

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Travi-Parapetti

10,00 kN/m

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 10,00$ kN/m

Elementi a quota 11.68 m (elementi prefabbricati):

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})
Travi-Parapetti
Vetrare

53,00 kN

6,00 kN

Totale carichi permanenti non strutturali:

$q_{G2} = 59,00$ kN

13.7 Azione sismica di riferimento

Si riporta di seguito la determinazione, ai sensi delle NTC08, dell'azione sismica di riferimento per il territorio su cui sorge la torre della Regione Emilia-Romagna.

Lo spettro elastico di riferimento è stato determinato considerando una Vita Nominale “ V_N ” di 50 anni ed un Coefficiente d’Uso “ C_U ” pari a 2 associato ad una Classe d’uso IV. La Vita di Riferimento “ V_R ” è pertanto pari a 100 anni, a cui è associato un Tempo di Ritorno “ T_R ” del sisma pari a 949 anni.

Dalla documentazione disponibile è stata determinata la categoria di sottosuolo, assunta di Tipologia “C”.

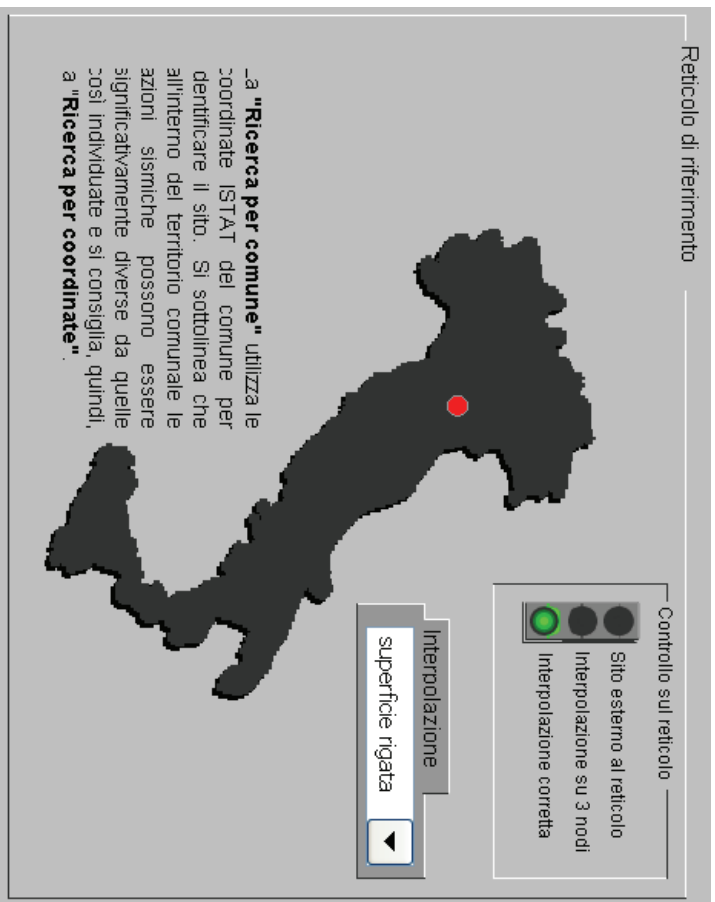


Figura 13.15 – Ubicazione della costruzione

Si riporta l’andamento dei tre parametri caratterizzanti l’azione sismica a_g , F_0 e T_C^* al variare del Tempo di Ritorno del sisma “ T_R ”.

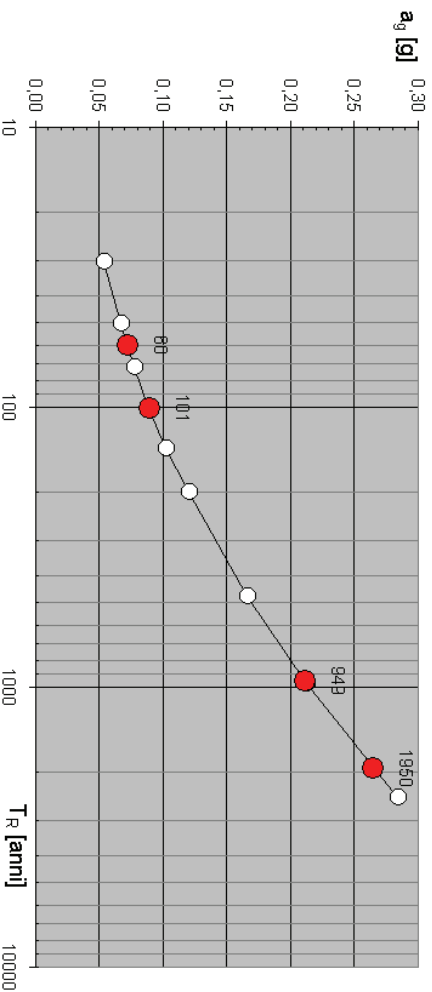


Figura 13.16 – Variabilità di a_g in funzione di T_R

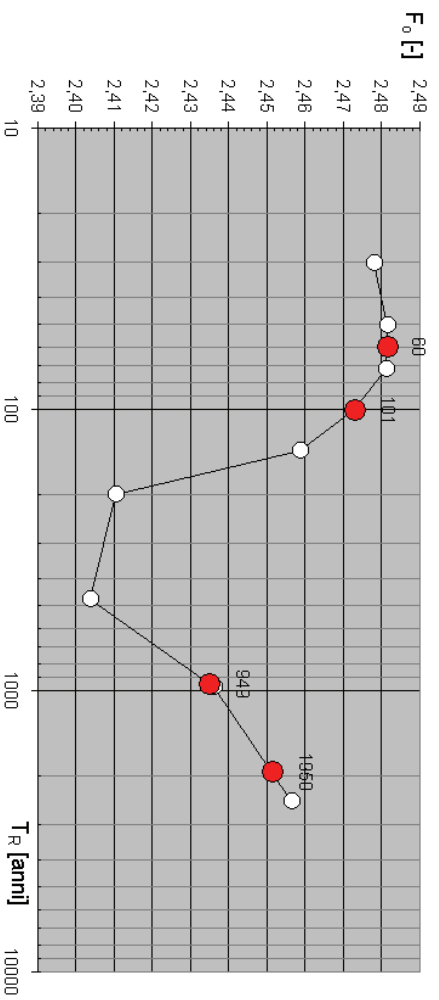


Figura 13.17 – Variabilità di F_0 in funzione di T_R

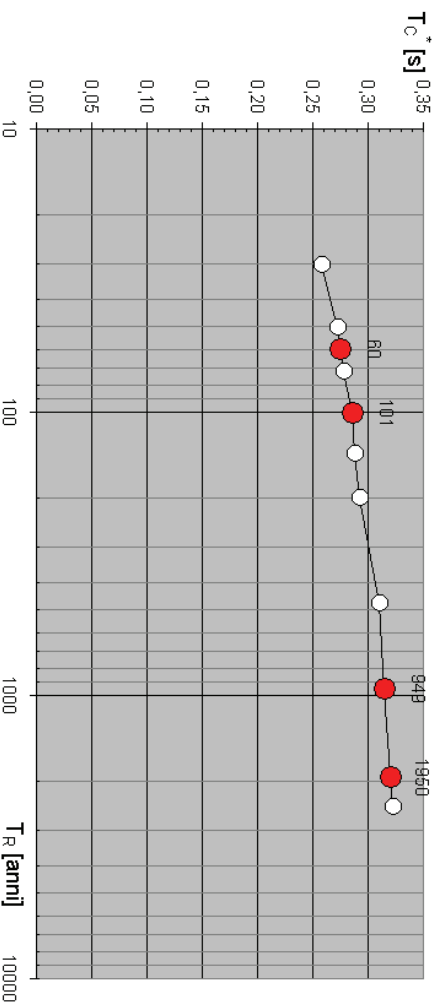


Figura 13.18 – Variabilità di T_c^* in funzione di T_R

Nella figura seguente sono riepilogati i valori per ciascun Stato Limite dei parametri caratterizzanti lo spettro elastico.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,072	2,481	0,275
SLD	101	0,088	2,473	0,285
SLV	949	0,210	2,435	0,314
SLC	1950	0,263	2,451	0,321

Figura 13.19 – Valori dei parametri caratterizzanti lo spettro elastico di ciascun S.L.

SLO

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLO
A_d	0,072 g
$F_{0,0}$	2,451
T_C	0,275 s
S_S	1,500
C_C	1,608
S_T	1,000
q	1,000

SLD

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
A_d	0,089 g
$F_{0,0}$	2,473
T_C	0,285 s
S_S	1,500
C_C	1,589
S_T	1,000
q	1,000

SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
A_d	0,210 g
$F_{0,0}$	2,473
T_C	0,314 s
S_S	1,393
C_C	1,538
S_T	1,000
q	1,000

SIC

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SIC
A_d	0,263 g
$F_{0,0}$	2,451
T_C	0,321 s
S_S	1,313
C_C	1,528
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,442 s
T_D	1,886 s

Parametri dipendenti	
S	1,500
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,453 s
T_D	1,953 s

Parametri dipendenti	
S	1,393
η	1,000
T_B	0,161 s
T_C	0,484 s
T_D	2,440 s

Parametri dipendenti	
S	1,313
η	1,000
T_B	0,163 s
T_C	0,490 s
T_D	2,654 s

Figura 13.20 – Tabelle riepilogative dei parametri di definizione degli spettri elastici per i diversi S.L.

Nella figura seguente sono riportati gli andamenti dei 4 Spettri Elastici per i diversi Stati Limite.

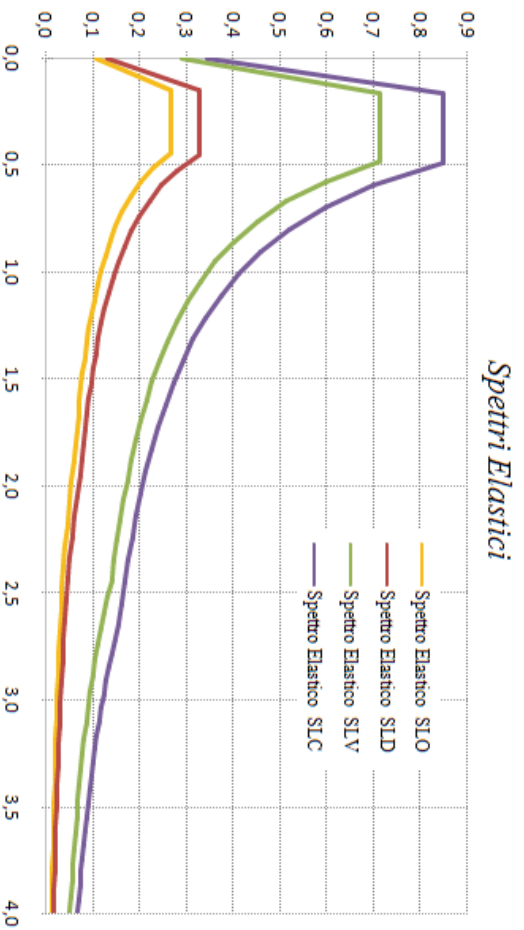


Figura 13.21 – Spettri Elastici di riferimento

13.8 Livello di conoscenza e Fattore di confidenza

Si riporta di seguito la determinazione, come richiesto dalle NTC08, la determinazione del Livello di Conoscenza “LC” e del relativo Fattore di Confidenza “FC” riguardante la struttura in esame.

Come noto, le NTC08, hanno introdotto il concetto di Livello di Conoscenza della struttura al quale è associato un Fattore di Confidenza utilizzato come ulteriore fattore di sicurezza nella stima delle resistenze dei materiali costituenti il fabbricato.

L’attuale normativa, di cui al D.M. 14/01/2008, al § 8.5.4 specifica che “*sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello, e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello*”. Nel testo di legge non è

specificata però l'entità di tali Fattori di Confidenza "FC" rimandando alla annessa Circolare 617/2009 del C.S.LL.PP contenente una guida alla stima degli stessi.

Per costruzioni in cemento armato o acciaio il paragrafo di riferimento è il C8A.1.B in cui è riportato che le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono:

- Documentazione di progetto;
- Documentazione acquisita successivamente alla costruzione;
- Rilievo strutturale e geometrico;
- Risultati di prove in situ o di laboratorio.

In Figura 13.22 è riportata la tabella per la definizione dei fattori di confidenza "FC" in funzione delle informazioni disponibili.

Con riferimento all'edificio oggetto della presente tesi si hanno a disposizione le seguenti informazioni:

- Intera documentazione di progetto (relazione strutturale e disegni esecutivi);
- Documentazione atinente alle varianti occorse in fase di costruzione;
- Risultati delle prove sui materiali eseguite all'epoca della costruzione;
- Collaudo statico del fabbricato;

Pertanto, in considerazione del fatto che non sono state eseguite limitate prove in situ la cui definizione, anche se orientativa, è riportata in Figura 13.23 e Figura 13.24, il Livello di Conoscenza "LC" è pari ad 1 ed il Fattore di Confidenza "FC" correlato è pari a 1,35.

LIVELLO DI CONOSCENZA	GEOMETRIA (CARPENTERIE)	DETTAGLI STRUTTURALI	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	METODI DI ANALISI	F.C.
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usati per la pratica costruttiva dell'opera e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione Oppure Rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incomplete con <i>limitate</i> verifiche in-situ Oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ Oppure <i>estese</i> prove in situ	Tutti	1,20
LC3		Disegni costruttivi complete con <i>limitate</i> verifiche in-situ Oppure <i>esaurive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in-situ Oppure <i>esaurive</i> prove in-situ	Tutti	1,00

Figura 13.22 – Livelli di Conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e relativi Fattori di Confidenza

	Rilievo (dei dettagli costruttivi) (a)	Prove (sui materiali) (b) (c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche Limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls, per 300 mq di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche Estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls, per 300 mq di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche Esaurive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls, per 300 mq di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 13.23 – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.c.a.

	Rilievo (dei collegamenti) (a)	Prove (sui materiali) (b) (c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro,...)	
Verifiche Limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche Estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche Esaurive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

Figura 13.24 – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

Vista l'importanza dell'edificio oggetto della presente tesi è stato possibile reperire come anticipato tutto il materiale inerente la progettazione comprensivo anche delle prove sui materiali compiute all'epoca di costruzione, operazione non sempre fattibile per costruzioni di carattere ordinario. Nello specifico sono stati reperiti i seguenti certificati originali di prove sui materiali da costruzione:

- N° 67 certificati di prova su calcestruzzo per getti in elevazione o fondazione;
- N° 15 certificati di prova su barre di acciaio per c.c.a.;

Dall'analisi dei risultati ottenuti da tali prove si sono ottenuti i seguenti valori:

Calcestruzzo:

Resistenza Cubica media $\rightarrow R_{Cm} = 50.5 \text{ MPa}$ (dev. st. 9.2 MPa)

Da tale valore, attraverso le relazioni note, si è determinata la resistenza cilindrica.

Resistenza Cilindrica media $\rightarrow f_{Cm} = 41.9 \text{ MPa}$

Da cui, i seguenti valori di progetto:

$$f_{c-duriti} = \frac{f_{Cm} \cdot \alpha_{cc}}{FC} = \frac{41.9 \cdot 0.85}{1.35} = 26.4 \text{ MPa}$$

$$f_{c-fragili} = \frac{f_{Cm} \cdot \alpha_{cc}}{FC \cdot \gamma_c} = \frac{41.9 \cdot 0.85}{1.35 \cdot 1.50} = 17.6 \text{ MPa}$$

$$E = 28098 \text{ MPa}$$

Acciaio:

Resistenza a snervamento media $\rightarrow f_{ym} = 539.25 \text{ MPa}$

Resistenza a rottura media $\rightarrow f_m = 632.35 \text{ MPa}$

Da cui, i seguenti valori di progetto:

$$f_{yd-duriti} = \frac{f_{ym}}{FC} = \frac{539.25}{1.35} = 399.45 \text{ MPa}$$

$$f_{rd-duriti} = \frac{f_m}{FC} = \frac{632.35}{1.35} = 468.40 \text{ MPa}$$

$$f_{yd-fragili} = \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{539.25}{1,35 \cdot 1.15} = 347.35 \text{ MPa}$$

$$f_{td-fragili} = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{632.35}{1,35 \cdot 1.15} = 407.31 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{f_{td}}{f_{yd}} = 1.173$$

dove k rappresenta il rapporto di sovrarresistenza utilizzato per determinare il legame costitutivo dell'acciaio.

La differenziazione tra meccanismi duttili e fragili segue quanto prescritto nella Circolare del C.S.LL.PP. 6177/2009 alle NTC2008 di cui al D.M. 14.01.2008 al §C8.7.2.4.

Con riferimento alle caratteristiche di resistenza dell'acciaio da carpenteria utilizzato nella costruzione del fabbricato, stante la presenza di strutture di protezione degli elementi strutturali e la presenza del collaudo statico che richiamava i risultati di prove su acciai prelevati in officina ed in cantiere si è ritenuto di utilizzare valori di resistenza di progetto.

Occorre sottolineare che la scelta di porsi in Livello di Conoscenza LC1 con conseguente Fattore di Confidenza $FC=1,35$ come mostrato nelle precedenti Figura 13.23 e Figura 13.24, necessiterebbe dell'esecuzione di almeno "limitate" prove in situ. Tuttavia, vista l'estensione del fabbricato, tali prove "limitate" sarebbero risultate abbastanza invasive e pertanto si è deciso di posticipare, a valle dei risultati ottenuti con le verifiche di vulnerabilità e propedeuticamente alla definizione degli interventi di miglioramento, l'esecuzione di tali prove in accordo con la committenza, in modo tale da poter valutare anche l'opportunità di ampliare la campagna di dette prove sul fabbricato se l'ipotetica diminuzione del Fattore di Confidenza FC avesse comportato un sostanziale cambiamento dei risultati di vulnerabilità.

14. Considerazioni in merito alla verifica statica del fabbricato

14.1 Premessa

Nelle valutazioni di vulnerabilità sismica dei fabbricati esistenti lo scopo primario è la definizione dell'indice di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni di tipo sismico per poter definire la capacità della struttura esaminata a far fronte ad una tipologia di sollecitazioni non contemplate durante la sua passata fase di progettazione oppure, come nel caso in esame, contemplata facendo riferimento ad azioni di input non inerenti alla zona in cui è ubicata la costruzione stessa.

Oltre a questo aspetto, la verifica di vulnerabilità sismica del fabbricato è anche l'occasione per verificare lo stato di sicurezza nei confronti delle azioni statiche. Di fatto, però, non vi è nessun obbligo legislativo che imponga la verifica del fabbricato nei confronti dei carichi gravitazionali, rispetto ai quali l'edificio stesso è stato progettato.

Nella fattispecie la linea tenuta dalla Regione Emilia-Romagna nella gestione di fondi pubblici per l'esecuzione di verifiche di vulnerabilità sismica su edifici pubblici, strategici o rilevanti, è quella di richiedere al tecnico incaricato di esprimersi anche sulle condizioni statiche in cui versa il fabbricato. Infatti, lo svolgimento delle procedure collegate alla realizzazione di una verifica sismica di un fabbricato (indagini, prove, modellazione, etc.) è vista come opportunità per la realizzazione di un "check-up" più generale del patrimonio edilizio pubblico costruito.

Tutt'altro discorso è la successiva gestione dei risultati forniti da queste verifiche di vulnerabilità poiché se da un lato la conoscenza dello stato di "salute" dei fabbricati è la base per poter indirizzare al meglio i fondi di riqualificazione e riammmodernamento del patrimonio dall'altro lato il periodo di depressione economica che sta attraversando il paese non da certezze sulla presenza di fondi atti a ripristinare ogni situazione di carenza.

Per quanto sopra esposto si riporta di seguito alcune valutazioni sulla idoneità statica del fabbricato nei confronti dei carichi gravitazionali.

14.2 Verifica degli impalcati di piano

I corpi con struttura intelaiata, al di sopra di quota 11.68 metri, presentano strutture portanti di solaio di tipo misto, costituite da travi metalliche in semplice appoggio sui pilastri e soletta collaborante di calcestruzzo armato.

Lo schema statico è quello di trave appoggiata di luce $L=13.48$ metri ed interasse $i=4$ metri. Essendo la sezione reagente di tipo misto si riporteranno le verifiche tensionali nelle 3 fasi sotto indicate:

Fase 0: Sezione reagente costituita dalla sola trave metallica che sorregge la soletta ancora non reagente;

Fase 1: Sezione reagente costituita da trave metallica e soletta collaborante per carichi di lunga durata;

Fase 2: Sezione reagente costituita da trave metallica e soletta collaborante per carichi di breve durata;

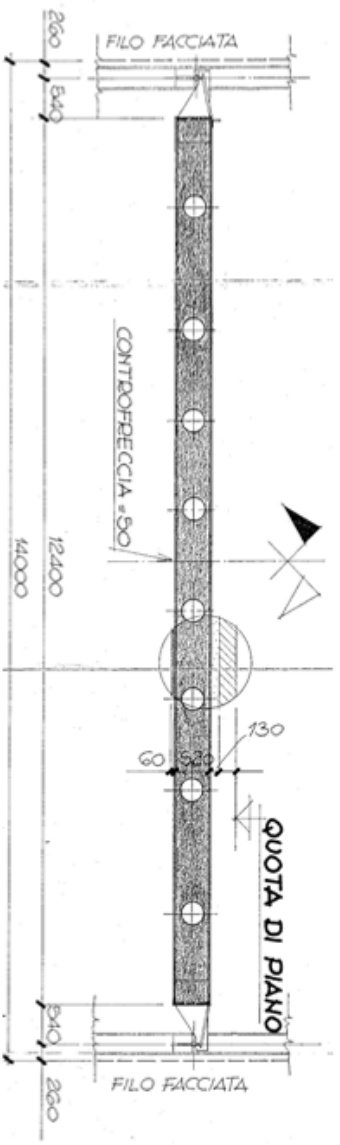


Figura 14.1 – Schema tipo di impalcato di piano

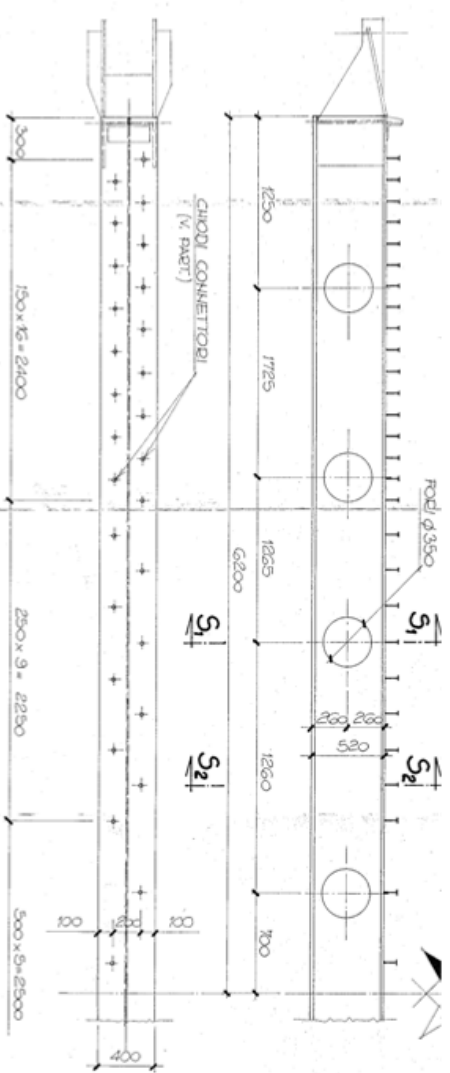


Figura 14.2 – Vista in pianta e prospettiva della trave metallica

Fase 0

I carichi in questa fase sono dati oltre che dal peso proprio della trave metallica dal peso della soletta in cls armato all'atto del getto e quindi non ancora reagente. In particolare la travatura metallica sarà soggetta ai seguenti carichi uniformemente distribuiti.

- G_{k1} – Peso trave $G_{k1} = 1,80 \quad \text{kN/m}$
- G_{k2} – Peso soletta in cls non collaborante $G_{k2} = 13,00 \quad \text{kN/m} \quad (3,25 \cdot 4)$
- Q_k – Carico Accidentale $Q_k = 0,00 \quad \text{kN/m}$

In combinazione SLU, considerando che i carichi dovuti alla soletta sono computatamente definiti, si ha:

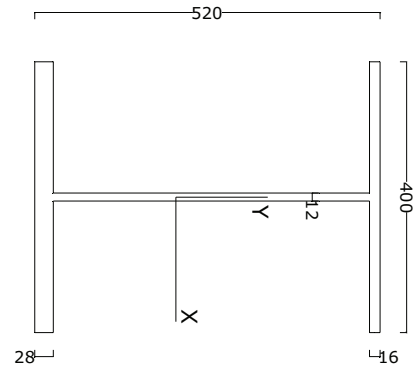
$$1.3 \cdot G_{k1} + 1.3 \cdot G_{k2} = 19,24 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni in fase 0 risultano:

$$M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{19,24 \cdot (13.48)^2}{8} = 437,01 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = \frac{ql}{2} = \frac{19,24 \cdot 13.48}{2} = 129,68 \text{ kN}$$

In questa fase la sezione reagente è la sola trave metallica. Le caratteristiche sono le seguenti:



Area	A	23312	[mm ²]
Momento d'inerzia X	J _x	1140454386	[mm ⁴]
Momento d'inerzia Y	J _y	234735210	[mm ⁴]
Raggio d'inerzia X	i _x	221.18	[mm]
Raggio d'inerzia Y	i _y	100.34	[mm]
Distanza lembo compresso	D _c	307.5	[mm]
Distanza lembo teso	D _t	212.5	[mm]
Modulo di resistenza lato compresso	W _c	3708794.75	[mm ³]
Modulo di resistenza lato teso	W _t	5366844.17	[mm ³]

Tabella 14.1 – Caratteristiche geometriche della trave metallica

Lo stato tensionale indotto risulta pertanto il seguente:

La massima tensione di compressione risulta $\sigma_c = -117.845 \text{ MPa}$

La massima tensione di trazione risulta $\sigma_t = 81.415 \text{ MPa}$

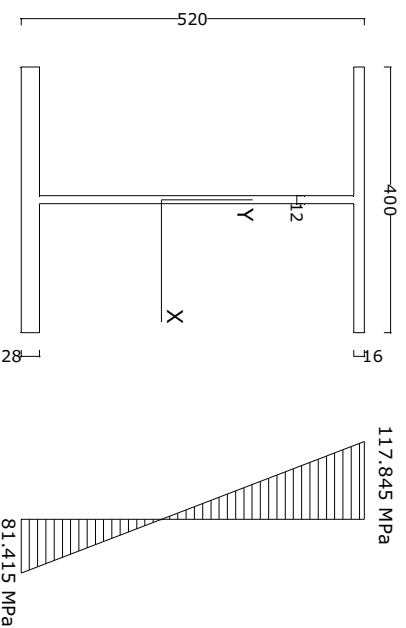


Figura 14.3 – Stato tensionale nella trave metallica in Fase 0

La sollecitazione dovuta all'azione tagliante risulta verificata, infatti:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 781 \text{ kN} > V_{Sd}$$

Fase 1

I carichi in questa fase sono rappresentati dai permanenti non strutturali più una quota parte di accidentali. In questa fase vengono considerati i carichi cosiddetti di lunga durata.

G_{k2} – Protezione antincendio	$G_{k2} = 1,40$	kN/m
G_{k2} – Finiture impianti	$G_{k2} = 4,80$	kN/m (1,20*4)
G_{k2} – Tramezzi	$G_{k2} = 2,00$	kN/m (0,50*4)
Q_k – Carico Accidentale al 20%	$Q_k = 2,80$	kN/m (3,50*0,2*4)

In combinazione SLU:

$$1.5*G_{k2} + 1.5*Q_k = 16,50 \text{ kN/m}$$

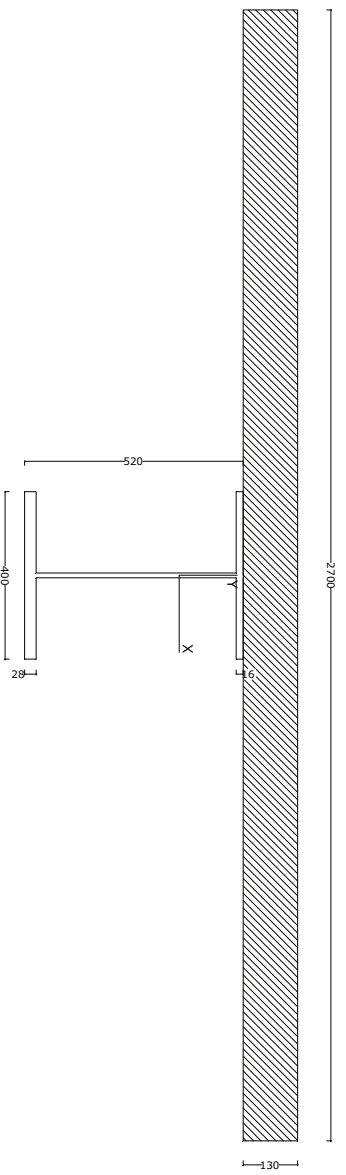
Le sollecitazioni in fase I risultano:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{16,50 \cdot (13,48)^2}{8} = 374,78 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{16,50 \cdot 13,48}{2} = 111,21 \text{ kN}$$

In questa fase la sezione reagente è composta dalla trave metallica e dalla soletta in c.a. La larghezza collaborante della soletta in c.a. è stata considerata pari a 270 cm ed il coefficiente di omogeneizzazione è stato posto, in questa fase, pari a $n = 21$.

Le caratteristiche della sezione reagente sono le seguenti:



n = 21

Altezza soletta	h_{soletta}	130	[mm]
Larghezza collaborante	L_{soletta}	2700	[mm]
Altezza trave acciaio	h_s	520	[mm]
Altezza totale	h_{totale}	650	[mm]
Area acciaio	A_s	23312	[mm ²]
Area totale (normalizzata)	A_n	40026	[mm ²]
Momento d'inertia X trave acciaio	J_{Xs}	1140454386	[mm ⁴]
Momento statico totale	$S_{X_{\text{totale}}}$	14730725	[mm ³]
Quota baricentro sezione composta	Y_G	368	[mm]
Momento d'inertia X trave composta	$J_{X_{\text{totale}}}$	2515032671	[mm ⁴]
Modulo di resistenza lato compresso	W_c	8919386,49	[mm ³]
Modulo di resistenza lato teso	W_t	6833840,06	[mm ³]

Tabella 14. 2 – Caratteristiche geometriche della sezione mista per carichi di lunga durata

Lo stato tensionale indotto risulta pertanto il seguente:

$$\sigma_{S-\text{inf}} = \frac{M_{Sd}}{W_{\text{inf}}} = \frac{374.78 \times 10^6}{6833840.06} = 54.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C-\text{sup}} = \frac{M_{Sd}}{W_{\text{sup}}} = \frac{374.78 \times 10^6}{8919386.49} \cdot \frac{1}{21} = -2.00 \text{ MPa}$$

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$\frac{\sigma_{S-\text{inf}} + n \cdot \sigma_{C-\text{sup}}}{H_{tot}} = \frac{\sigma_{S-\text{inf}}}{x} \rightarrow x = 368.1 \text{ mm}$$

La soletta risulta interamente compressa e le tensioni all'interfaccia acciaio cls risultano:

$$\sigma_{S-\text{sup}} = \sigma_{S-\text{inf}} - \frac{\sigma_{S-\text{inf}}}{x} \cdot h_s = 54.84 - \frac{54.84}{368.1} \cdot 520 = -22.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C-\text{inf}} = \frac{\sigma_{S-\text{sup}}}{n} = \frac{-22.63}{21} = -1.077 \text{ MPa}$$

Riepilogando:

$$\sigma_{S-\text{inf}} = 54.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{S-\text{sup}} = -22.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C-\text{inf}} = -1.077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C-\text{sup}} = -2.00 \text{ MPa}$$

Fase 2

I carichi in questa fase sono rappresentati dalla rimanente porzione degli accidentali.

In questa fase vengono considerati i carichi cosiddetti di breve durata.

$$Q_k - \text{Carico Accidentale al } 80\% \quad Q_k = 11,20 \text{ kg/m} \quad (3,50 * 0,8 * 4)$$

In combinazione SLU:

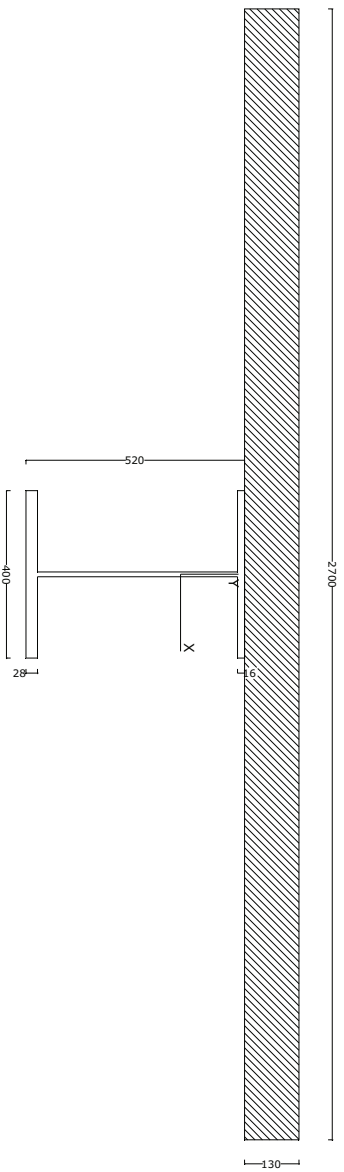
$$1.5 * Q_k = 16,80 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni in fase 2 risultano:

$$M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{16,80 \cdot (13.48)^2}{8} = 381,59 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = \frac{ql}{2} = \frac{16,80 \cdot (13.48)}{2} = 113,23 \text{ kN}$$

In questa fase la sezione reagente è composta dalla trave metallica e dalla soletta in c.a.. La larghezza collaborante della soletta in c.a. è stata considerata pari a 270 cm ed il coefficiente di omogeneizzazione è stato posto, in questa fase, pari a $n = 7$.



n = 7

Altezza soletta	$h_{soletta}$	130	[mm]
Larghezza collaborante	$L_{soletta}$	2700	[mm]
Altezza trave acciaio	h_s	520	[mm]
Altezza totale	h_{totale}	650	[mm]
Area acciaio	A_s	23312	[mm ²]
Area totale (normalizzata)	A_n	73454	[mm ²]
Momento d'inerzia X trave acciaio	J_{X_s}	1140454386	[mm ⁴]
Momento statico totale	$S_{X_{totale}}$	34286439	[mm ³]
Quota baricentro sezione composta	Y_G	466.8	[mm]
Momento di inerzia X trave composta	$J_{X_{totale}}$	3419656199	[mm ⁴]
Modulo di resistenza lato compresso	W_c	18663072	[mm ³]
Modulo di resistenza lato teso	W_t	7326231	[mm ³]

Tabella 14.3 – Caratteristiche geometriche della sezione mista per carichi di breve durata

Le tensioni della *fase 2* risultano pari a:

$$\sigma_{S-inf} = \frac{M_{Sd}}{W_{inf}} = \frac{381.59 \times 10^6}{7326231} = 52.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C-sup} = \frac{M_{Sd}}{W_{sup}} = \frac{381.59 \times 10^6}{18663072} \cdot \frac{1}{7} = -2.92 \text{ MPa}$$

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$\frac{\sigma_{S-inf} + n \cdot \sigma_{C-sup}}{H_{tot}} = \frac{\sigma_{S-inf}}{x} \rightarrow x = 466.7 \text{ mm}$$

La soletta risulta interamente compressa e le tensioni all'interfaccia acciaio cls risultano:

$$\sigma_{S-sup} = \sigma_{S-inf} - \frac{\sigma_{S-inf}}{x} \cdot h_s = 52.08 - \frac{52.08}{466.7} \cdot 520 = -5.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C-inf} = \frac{\sigma_{S-sup}}{n} = \frac{-5.95}{7} = -0.85 \text{ MPa}$$

Riepilogando:

$$\begin{aligned}\sigma_{S-\text{inf}} &= 52.08 \text{ MPa} \\ \sigma_{S-\text{sup}} &= -5.95 \text{ MPa} \\ \sigma_{C-\text{inf}} &= -0.85 \text{ MPa} \\ \sigma_{C-\text{sup}} &= -2.92 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Le sollecitazioni totali si ottengono per sovrapposizione degli effetti come di seguito mostrato. Nella sovrapposizione degli effetti è stato considerato anche (secondi addendi per tensioni σ_s e primi addendi per tensioni σ_c) gli effetti del ritiro del calcestruzzo considerando un ϵ_r pari a $20 \cdot 10^{-5}$.

$$\begin{aligned}\sigma_{S-\text{inf}} &= 81.41 + 4.75 + 54.84 + 52.08 = 193.08 \text{ MPa} \\ \sigma_{S-\text{sup}} &= -117.85 - 26.75 - 22.63 - 5.95 = -173.18 \text{ MPa} \\ \sigma_{C-\text{inf}} &= 0.73 - 1.077 - 0.85 = 1.197 \text{ MPa} \\ \sigma_{C-\text{sup}} &= 0.35 - 2.00 - 2.92 = -4.57 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Nei confronti dell'azione tagliante, la sola sezione metallica risulta sufficiente a contenere gli sforzi derivanti sia per la fase 0 che per le fasi successive che la vedono collaborante con la soletta in c.c.a. Si sottolinea che alle estremità della trave, dove la stessa si collega alle pilastrate e la soletta collaborante non è più presente, sebbene l'anima della trave diminuisca di dimensione per via della rastrematura presente, la sezione risulta sempre sufficiente nei confronti del taglio grazie ad ulteriori piatti saldati che rinforzano la sezione resistente.

Verifica Piole di connessione

La soletta il conglomerato cementizio armato viene resa solidale alla sezione del traverso in acciaio mediante piole di connessione.

Dagli elaborati si ottiene che sono stati posti in opera piole di diametro $d=18$ mm e altezza $h=100$ mm. La resistenza di calcolo al taglio di un piolo posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$\begin{aligned}P_{Rd,a} &= \frac{0.8 \cdot f_u \cdot A_{piolo}}{\gamma_V} = \frac{0.8 \cdot 450 \cdot 254}{1.25} = 73.15 \text{ kN} \\ P_{Rd,c} &= \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ctk} \cdot E_c)^{0.5}}{\gamma_V} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 18^2 \cdot (25 \cdot 31000)^{0.5}}{1.25} = 66.17 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$q_{tot} = 16,80 + 16,50 = 33,30 \text{ kN/m}$$

La trave è stata divisa in tre porzioni, la prima di lunghezza 3.24, la seconda di 2.25 e la terza di 2.5 metri. Pertanto gli sforzi di taglio risultano:

$$\begin{aligned}T_1 &= 224,44 \text{ kN} \\ T_2 &= 224,44 - 107,89 = 116,55 \text{ kN} \\ T_3 &= 116,55 - 74,92 = 41,63 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gli scorrimenti sono pari a:

$$S_{1,2} = 1,70 \text{ kN/cm}$$

$$S_{2,3} = 0,79 \text{ kN/cm}$$

$$S_{3,4} = 0,21 \text{ kN/cm}$$

Il numero di pioli necessario in ciascun campo è pertanto il seguente:

$$n_{1,2} = (1,70 \cdot 324) / 66,17 = 8,32 \rightarrow 9 \text{ minore di quelli posti in opera che sono pari a } 16$$

$$n_{2,3} = (79 \cdot 225) / 66,17 = 2,68 \rightarrow 3 \text{ minore di quelli posti in opera che sono pari a } 9$$

$$n_{3,4} = (21 \cdot 250) / 66,17 = 0,79 \rightarrow 1 \text{ minore di quelli posti in opera che sono pari a } 5$$

Verifica dell'armatura presente nella soletta in c.c.a.

Considerando una striscia di un metro, si ha:

$$G_{k1} - \text{Peso proprio soletta} \quad G_{k1} = 3,25 \quad \text{kN/m}$$

$$G_{k2} - \text{Finiture impianti} \quad G_{k2} = 1,20 \quad \text{kN/m}$$

$$G_{k2} - \text{Tiramezzi} \quad G_{k2} = 0,50 \quad \text{kN/m}$$

$$Q_k - \text{Carico Accidentale al 20\%} \quad Q_k = 3,50 \quad \text{kN/m}$$

In combinazione:

$$1.3 \cdot G_{k1} + 1.5 \cdot G_{k2} + 1.5 \cdot Q_k = 12,025 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni diventano:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{12} = \frac{12,025 \cdot (4)^2}{12} = 16,03 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{12,025 \cdot (4)}{2} = 24,05 \text{ kN}$$

L'armatura in mezzera è:

$$A's = 4 \Phi 8$$

$$A_s = 8 \Phi 10$$

Con queste armature si ottiene il seguente momento resistente: $M_{Rd} = 21,64 \text{ kNm}$

L'armatura a filo della trave metallica è:

$$A_s = 4 \Phi 8 + 4 \Phi 10$$

$$A's = 8 \Phi 10$$

Con queste armature si ottiene il seguente momento resistente: $M_{Rd} = 18,76 \text{ kNm}$

In entrambi i punti i momenti resistenti M_{Rd} risultano maggiori dei rispettivi momenti sollecitanti M_{Sd} .

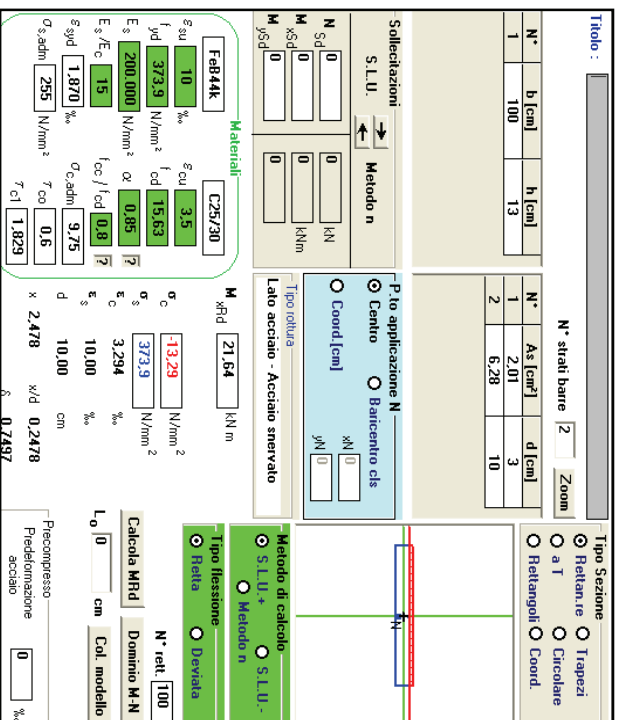


Figura 14.4 – Calcolo M_{Rd} soletta in c.c.a. in mezzeria

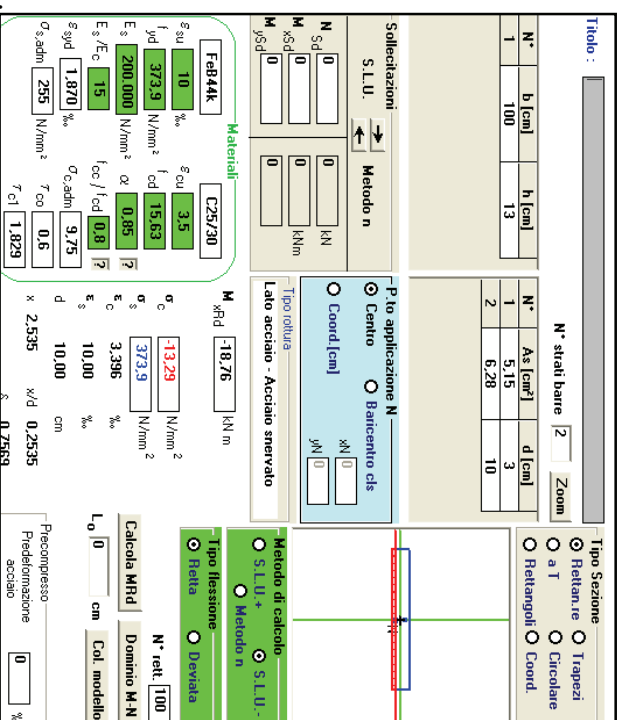


Figura 14.5 – Calcolo M_{Rd} soletta in c.c.a. a filo trave

Nei confronti dell'azione tagliante la resistenza della soletta, considerata senza armatura specifica resistente al taglio, risulta la seguente:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right\} \cdot b \cdot d = 105 \text{ kN} > V_{Sd}$$

Pertanto, per quanto sopra esposto, si ritiene che gli impalcati di piano risultino verificati alle azioni gravitazionali.

Nelle zone con carichi accidentali particolari (archivi, biblioteche, etc.) sono state realizzate soluzioni strutturali ad hoc, con solette di spessore maggiore e armature metalliche appositamente progettate.

14.3 Verifica delle strutture metalliche verticali

Le sezioni adottate per la realizzazione delle pilastrate in acciaio sono elencate nella seguente tabella, unitamente alle caratteristiche geometriche dei profili adottati. Il sistema costruttivo prevede l'utilizzo di due tipologie di profilati, HEB 280 ed HEB 300 con l'aggiunta di piatti di rinforzo di spessore variabile da 6 a 24 mm.

Il materiale utilizzato è l'Fe360 per i piani più elevati ed Fe510 per i restanti.

Rif. Sez.	Profilato HE B	Piatti rinforzo [mm]	Materiale Fe fyk [MPa]	A [cm ²]	J _x [cm ⁴]	i _x [mm]	J _y [cm ⁴]	i _y [mm]	I ₀ [cm]
1	280	--	235	131	19270	12,1	6595	7,1	364
2	280	6	235	150,3	20722	11,4	12091	8,7	364
3	280	8	235	170	21206	11,2	13818	9	364
4	280	12	235	189	22175	10,8	17117	9,5	364
5	300	12	235	212	28763	11,7	21609	10,1	364
6	300	16	235	233	29961	11,3	25486	10,5	364
7	300	20	235	254	31160	11,1	29139	10,7	364
8	300	24	235	275	32360	10,9	32573	10,9	364
9	300	12	355	212	28763	11,7	21609	10,1	364
10	300	14	355	222	29362	11,5	23576	10,3	364
11	300	16	355	233	29961	11,3	25486	10,5	364
12	300	18	355	243	30561	11,2	27340	10,6	364
13	300	22	355	264	31750	11	30883	10,8	364
14	300	24	355	275	32360	10,9	32573	10,9	364
15	280+300	24,16,20	235	536	193591	19	55718	10,2	632

Tabella 14.4 – Caratteristiche geometriche sezioni pilastri metallici

Lo schema statico adottato per la pilastrata è quello di pilastro doppiamente incernierato. Tale assunzione è giustificata dalla presenza a ciascun piano di ritegni trasversali forniti dalle travi di piano e dalle travi di bordo.

Il particolare sistema di vincolo trave di solaio – pilastro, già descritto in precedenza, permette di trasmettere la reazione della trave in asse al pilastro a ciascun piano. L'inevitabile eccentricità dei carichi conseguente al cambiamento di sezione lungo l'altezza o all'attacco non in asse dei prefabbricati di facciata non somma i propri effetti flessionali nell'altezza della pilastrata perché lo stesso vincolo trave – pilastro è in grado di fornire le necessarie forze orizzontali atte a ricentrare il carico ad ogni livello.

Essendo le aste compresse dovrà risultare rispettata, ai sensi del § 4.2.4.1.3.1 delle NTC2008 di cui al D.M. 14.01.2008, la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (14.1)$$

dove:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y k}{\gamma_{M1}} \quad (14.2)$$

in cui i valori di χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad (14.3)$$

dove:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2];$$

α = fattore di imperfezione;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr}}} \text{ snellezza adimensionale;}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \text{ carico critico.}$$

Pertanto per le diverse sezioni presenti nello sviluppo verticale si hanno i seguenti valori massimi di resistenza $N_{b,Rd}$:

Rif. Sez.	Profilato HE B	Piatti rinforzo [mm]	Materiale Fe f_{yk} [MPa]	A [cm ²]	N _{cr} [N]	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]
1	280	--	235	131	30143799	0,32	0,21	0,56	0,97	2852
2	280	6	235	150,3	32415143	0,33	0,34	0,58	0,95	3206
3	280	8	235	170	33172258	0,35	0,34	0,59	0,95	3602
4	280	12	235	189	34688051	0,36	0,34	0,59	0,94	3987
5	300	12	235	212	44993570	0,33	0,34	0,58	0,95	4517
6	300	16	235	233	46867585	0,34	0,34	0,58	0,95	4947
7	300	20	235	254	48743165	0,35	0,34	0,59	0,95	5375
8	300	24	235	275	50620308	0,36	0,34	0,59	0,94	5802
9	300	12	355	212	44993570	0,41	0,34	0,62	0,92	6612
10	300	14	355	222	45930578	0,41	0,34	0,62	0,92	6908
11	300	16	355	233	46867585	0,42	0,34	0,63	0,92	7232
12	300	18	355	243	47806157	0,42	0,34	0,63	0,92	7527
13	300	22	355	264	49666094	0,43	0,34	0,63	0,91	8142
14	300	24	355	275	50620308	0,44	0,34	0,64	0,91	8463
15	280+300	24,16,20	235	536	100454650	0,35	0,49	0,60	0,92	11053

Tabella 14.5 – Storzio normale resistente nei confronti dell'instabilità

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione sollecitante per ciascuna pilastriata N_{Ed} da confrontarsi con i valori resistenti $N_{b,Rd}$ determinati in Tabella 14.5.

In Tabella 14.6 sono state riportate le verifiche per le pilastriate maggiormente sollecitate che compongono la torre alta che si estende fino ai 78,00 metri di altezza.

Nella tabella è riportata la verifica fino alla quota di 5.36 metri da p.c., quota fino alla quale le strutture portanti sono rappresentate solamente dalle pilastriate metalliche.

Tutte le sezioni sopra esposte risultano verificate ai carichi gravitazionali ai sensi delle NTC2008 di cui al D.M. 14.01.2008. Le verifiche delle strutture verticali metalliche componenti i corpi bassi, ossia quelli che si estendono per soli 8 piani oltre agli ammezzati, fino ad una quota di 37,16 metri dal p.c., si omettono per brevità essendo le stesse verificate in quanto soggette agli stessi regimi di carico di quelle sopra riportate riguardanti la torre alta.

Piano	Quota	Rif. Sez.	Area Infl.	Peso Piastrato	Peso Pref.	Perm. Strut.	Perm. NON strut.	Variab.	$N_{Ed,i}$	$N_{Ed,tot}$	$N_{b,rd}$	Check
[-]	[m]	[-]	[mq]	[kN]	[kN]	[kN/mq]	[kN/mq]	[kN/mq]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
XVIII	73,56	1	26,96	3,74	116	3,7	2,95	3,5	530	530	2852	ok
XVII	69,92	1	26,96	3,74	33	3,7	2,05	3,5	390	921	2852	ok
XVI	66,28	1	26,96	3,74	33	3,7	2,05	3,5	390	1311	2852	ok
XV	62,64	1	26,96	3,74	33	3,7	2,05	3,5	390	1702	2852	ok
XIV	59	1	26,96	3,74	33	3,7	2,05	3,5	390	2093	2852	ok
XIII	55,36	2	26,96	4,29	33	3,7	2,05	3,5	391	2485	3206	ok
XIII	51,72	3	26,96	4,86	33	3,7	2,05	3,5	392	2877	3602	ok
XI	48,08	4	26,96	5,4	33	3,7	2,05	3,5	393	3270	3987	ok
X	44,44	5	26,96	6,06	33	3,7	2,05	3,5	393	3664	4517	ok
IX	40,8	6	26,96	6,65	33	3,7	2,05	3,5	394	4058	4947	ok
VIII	37,16	7	26,96	7,26	33	3,7	2,05	3,5	395	4454	5375	ok
VII	33,52	8	26,96	7,86	33	3,7	2,05	3,5	396	4850	5802	ok
VI	29,88	9	26,96	6,06	33	3,7	2,05	3,5	393	5244	6612	ok
V	26,24	10	26,96	6,34	33	3,7	2,05	3,5	394	5638	6908	ok
IV	22,6	11	26,96	6,66	33	3,7	2,05	3,5	394	6033	7232	ok
III	18,96	12	26,96	6,94	33	3,7	2,05	3,5	395	6428	7527	ok
II	15,32	13	26,96	7,54	33	3,7	2,05	3,5	395	6823	8142	ok
I	11,68	14	26,96	7,86	33	3,7	2,05	3,5	396	7220	8463	ok
A	5,36	15	26,96	26,59	59	77,5	2,6	8,0	3242	10615	11053	ok

Tabella 14.6 – Verifica pilastro in acciaio

14.4 Verifica della trave a cassone a quota 11.68 metri

In corrispondenza dei corpi aventi 8 piani, alla quota di 11.68 metri dal p.c., è presente una trave metallica a cassone, resa necessaria per sostenere le strutture di facciata, pilastro metalliche ad interasse di 4 metri, che si estendono da tale quota fino alla sommità dell'edificio. Tale trave a cassone poggia su pilastro metalliche disposte ad interasse doppio, 8 metri, ed il cui asse è arretrato di 1.36 metri rispetto alle pilastroe anzi dette aventi interasse 4 metri.

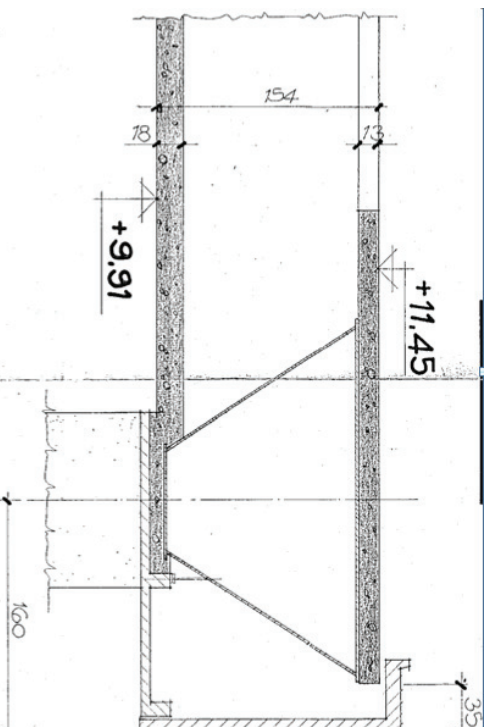


Figura 14.6 – Sezione generica della trave metallica a cassone

Tale struttura di sostegno è costituita, come accennato, da una trave metallica a cassone avente sezione trapezia che poggia ogni 8 metri sui pilastri del portico ricevendo i carichi dei piani superiore sul lato esterno. Tale struttura risulta perciò inflessa in direzione longitudinale ed in più soggetta all'effetto torcente che scaturisce dal disassamento tra pilastri di facciata e del portico.

Al fine di equilibrare l'azione trasversale dei carichi, le due strutture a cassone di ciascun corpo sono state collegate in direzione trasversale ogni 4 metri in corrispondenza dei pilastri di facciata.

La struttura nel suo complesso risulta in grado di equilibrare i carichi in virtù delle rigidzze flessionali delle travature trasversali e del cassone, in più, la forma a cassone con sezione trasversale chiusa, essendo dotata di elevata rigidezza torsionale, partecipa al meccanismo resistente descritto introducendovi la sua rigidezza torsionale ed attivando così un funzionamento iperstatico atto soprattutto a limitare la deformabilità del complesso.

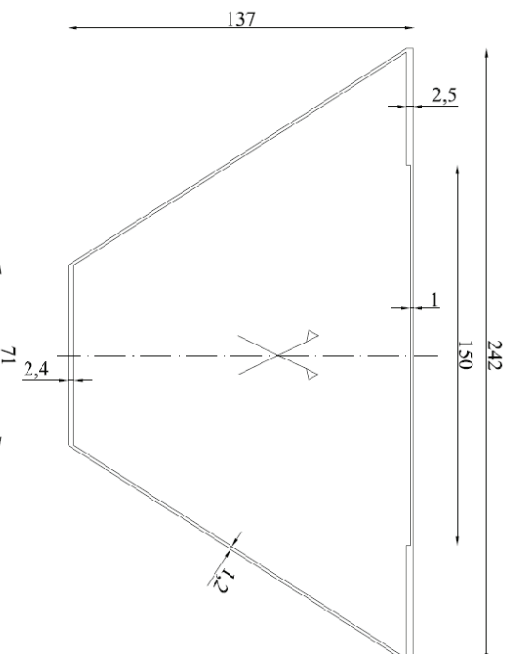


Figura 14.7 – Sezione trasversale trave a cassone

In Figura 14.7 è riportata la sezione trasversale della trave a cassone mentre in Tabella 14.7 sono riportate le caratteristiche meccaniche adottate nel calcolo.

Ω	20970	cm^2
A	974	cm^2
J_{X_0}	$2,490 \times 10^6$	cm^4
J_p	$3,657 \times 10^6$	cm^4

Tabella 14.7 – Caratteristiche della trave a cassone

I carichi agenti sulla trave sono i seguenti:

Reazione pilastro ricorrente:	2933,9 kN	(già in combinazione SLU)
Peso proprio trave a cassone:	45,0 kN/m	
Accidentale su trave a cassone:	9,0 kN/m	
Peso proprio trave trasversale:	54,0 kN/m	
Accidentale su trave trasversale:	14,0 kN/m	

Con i suddetti carichi si ottiene la seguente sollecitazione:

$$M_{Ed} = 6066 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1824 \text{ kN}$$

da cui:

$$\sigma_{sup} = \frac{M}{W_{sup}} = \frac{6066 \cdot 10^6}{2,490 \cdot 10^{10} / 540} = 131,55 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (14.4)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M}{W_{inf}} = \frac{6066 \cdot 10^6}{2,490 \cdot 10^{10} / 830} = 202,20 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (14.5)$$

I valori di resistenza del profilo a cassone risultano i seguenti:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{elmin} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 6715 \text{ kNm} > M_{Ed} \quad (14.6)$$

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 4930 \text{ kN} > V_{Ed} \quad (14.7)$$

Dagli elaborati progettuali esecutivi reperiti, si riscontra anche la presenza di diverse aste di irrigidimento delle pareti che formano la trave a cassone. Dalla relazione risulta infatti che le pareti sono irrigidite tramite ribs realizzati da profili ad “L” ed inoltre risultano verificate le prescrizioni contenute nella CNR relativa all’acciaio del 10/03/1980.

Sono presenti inoltre delle lamine metalliche a compartimentare il cassone onde evitare problemi di deformazione della sezione trasversale.

Con riferimento alle travi trasversali si hanno le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed} = 4478 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 565 \text{ kN}$$

I valori di resistenza delle travi trasversali risultano i seguenti:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{elmin} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 4721 \text{ kNm} > M_{Ed} \quad (14.8)$$

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2124 \text{ kN} > V_{Ed} \quad (14.9)$$

Da considerare che, come tra l’altro procedettero all’epoca della costruzione, nel calcolo delle resistenze e di conseguenza dei fattori di sicurezza, non si sono considerate le due solette in c.c.a. superiore ed inferiore di spessore, rispettivamente, 13 cm e 18 cm. La loro presenza assicura, come anticipato, un migliore comportamento d’insieme dell’impalcato e scongiura fenomeni di instabilità della parte compresa delle membrature.

Dagli elaborati grafici risulta inoltre una particolare cura dei dettagli costruttivi riguardanti i nodi di collegamento “Cassone – Trave trasversale - Pilastro” e “Pilastro - Cassone”.

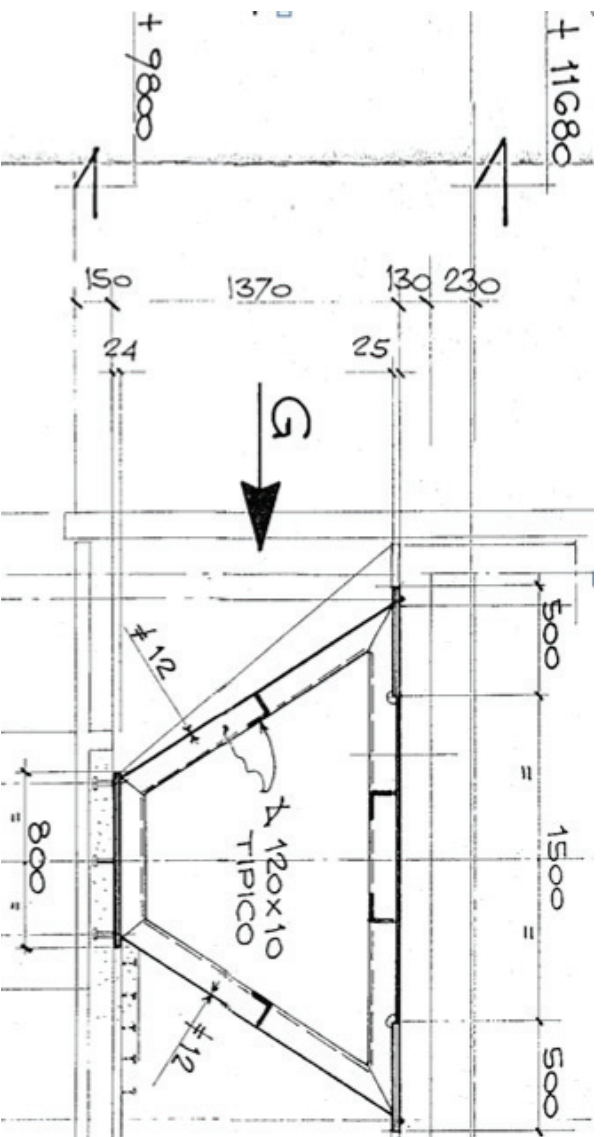


Figura 14.8 – Particolare costruttivo trave metallica a cassone

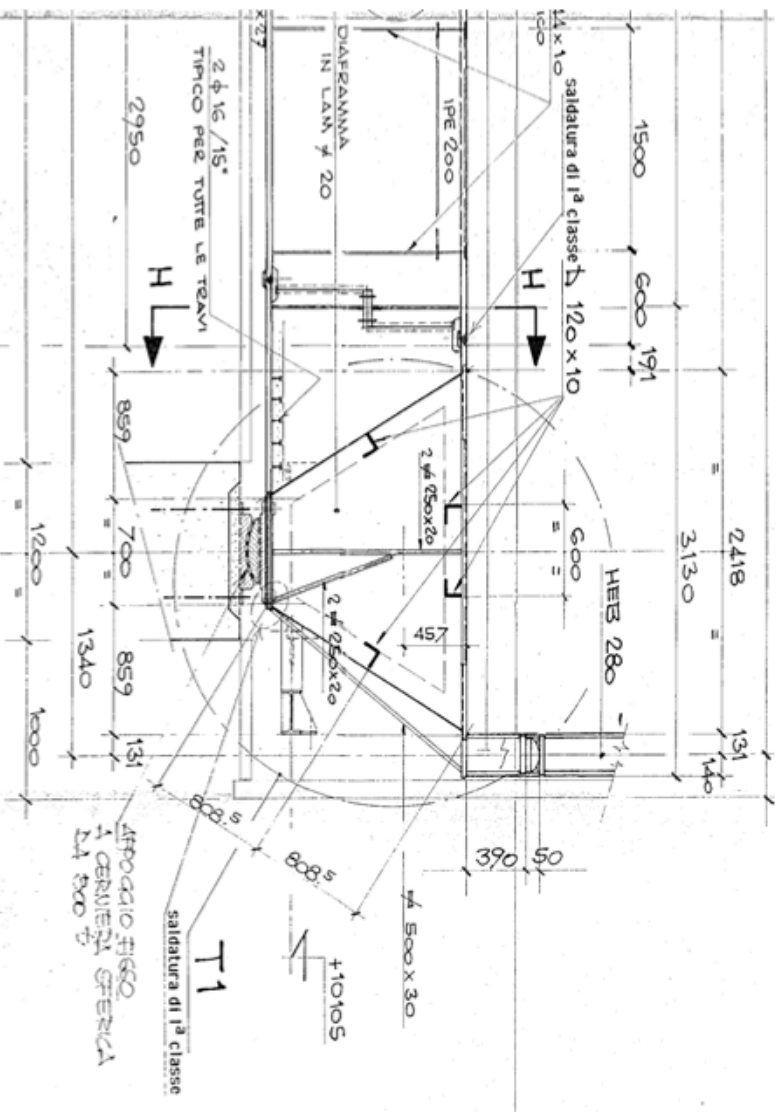


Figura 14.9 – Particolare costruttivo trave metallica a cassone

14.5 Verifica degli elementi in c.c.a.

Le parti in c.c.a. gettato in opera in elevazione sono prevalentemente rappresentate dalle strutture di controventamento delle torri.

I cilindri 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 9 e 10 sono costituiti da tubi in c.c.a. con direttrice circolare di raggio 2.5 metri che dallo spiccato di fondazione (quota -5.50 m) si elevano fino a quota 41.58 metri dal p.c. e presentano spessore costante pari a 20 cm (il cilindro n° 5 non è

presente poiché non più previsto successivamente alla fase di modifica del progetto architettonico). La realizzazione è eseguita mediante getto in opera e a seconda della loro destinazione d'uso (scale, ascensori, cavedi o locali di servizio) possono essere presenti ai livelli solette di piano o pareti divisorie. In Figura 14.10 è rappresentata una sezione generica dei cilindri a sezione circolare ed in Figura 14.11 è rappresentata invece l'armatura tipo di tali elementi. Si rimanda all'Allegato A per una più esaustiva visione delle armature dei singoli cilindri.

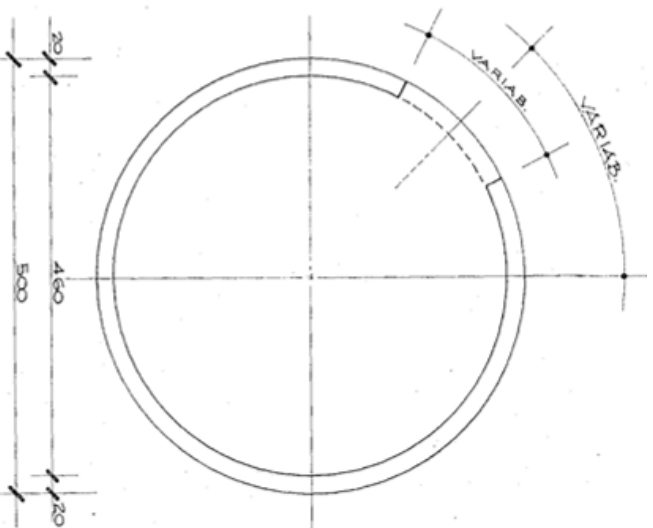


Figura 14.10 – Sezione generica di Cilindri da 1 a 9

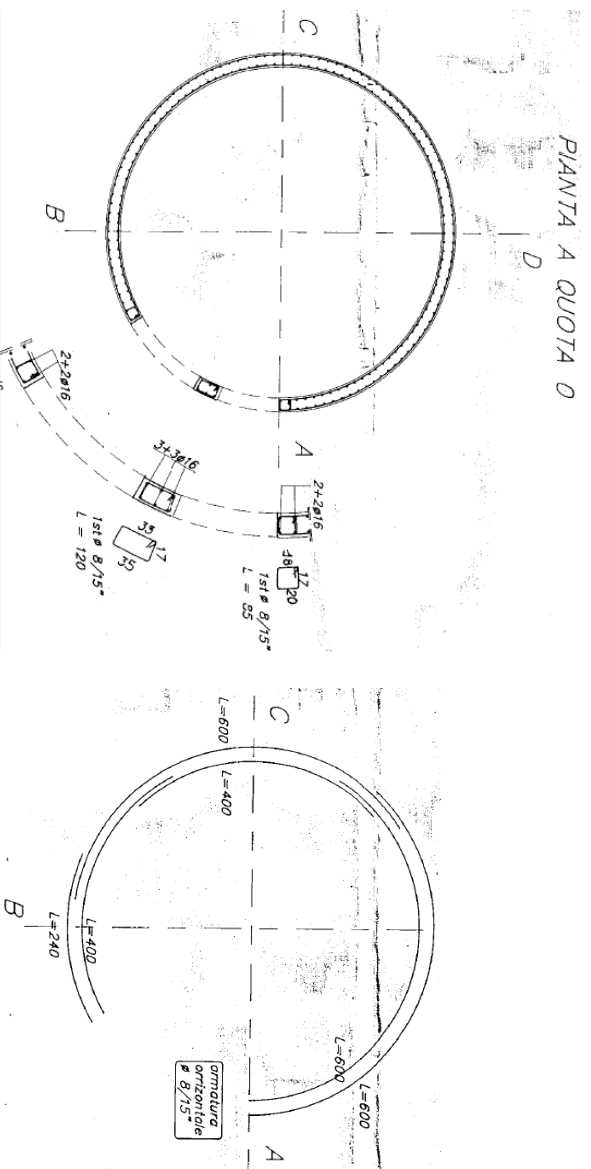


Figura 14.11 – Armatura tipo nei Cilindri da 1 a 9

I cilindri 11 e 12, sono pure costituiti da un tubo di c.c.a. con direttrice però semicircolare di forma allungata con raggio 4.5 metri e si elevano fino a quota 78.00 metri dal p.c. con spessore costante pari a 20 cm nelle parti semicircolari e di suddivisione interna e spessore 40 cm nelle pareti parallele alla direzione lunga della torre.

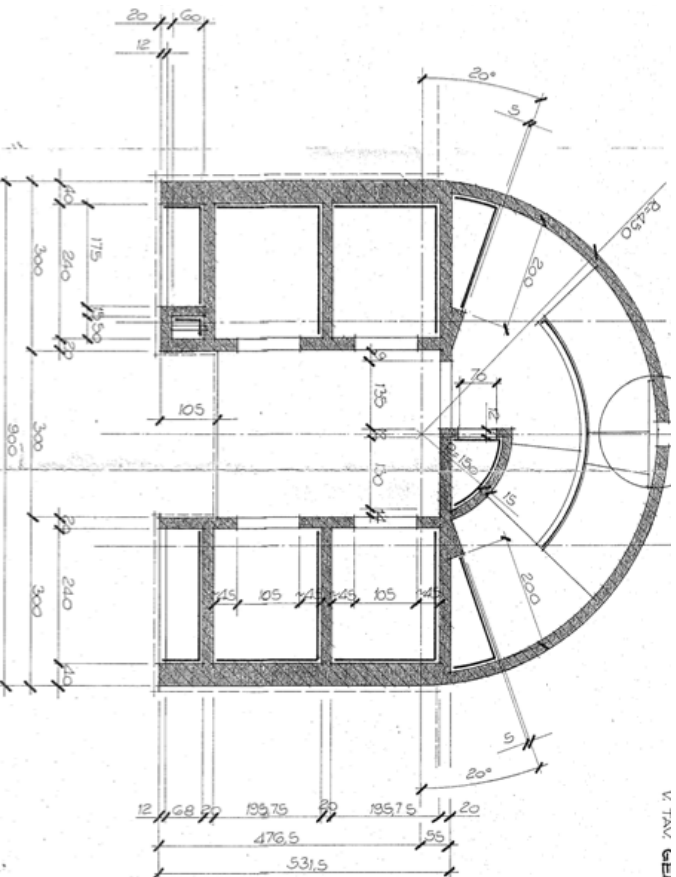


Figura 14.12 – Sezione tipo Cilindro 11

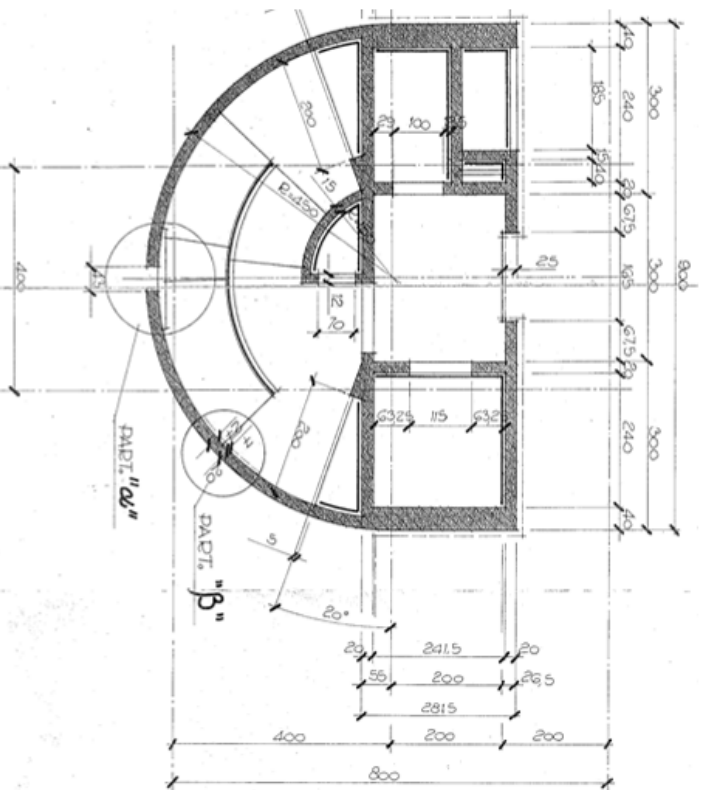


Figura 14.13 – Sezione tipo Cilindro 12

Dal punto di vista strutturale è da notare che tali strutture si presentano sostanzialmente con schema statico di mensola incastrata al piede vista la presenza di giunti con le restati parti intelaiate della struttura, alle quali forniscono tuttavia il necessario controventamento in presenza di azioni orizzontali.

Questa azione mutua si esplica attraverso i collegamenti che a ciascun piano sono operati:

1. In direzione parallela alle facciate dai collegamenti a biella esistenti fra il solaio delle parti intelaiate ed i cilindri di controventamento;
2. In direzione perpendicolare alle facciate dall'ingranamento esistente tra la soletta della parte intelaiata ed i cilindri di controventamento;

Dal punto di vista del calcolo i cilindri sono soggetti ai carichi verticali, dovuti oltre che al peso proprio anche dai carichi a loro trasmessi dai solai collegati, e ai carichi orizzontali dovuti all'azione del vento applicata sia alla loro stessa superficie ma anche alle parti intelaiate che successivamente la trasmettono.

L'azione del vento è schematizzata dal diagramma delle pressioni riportato in Figura 14.14 e le superfici investite da tale pressione sono riportate in Figura 14.15.

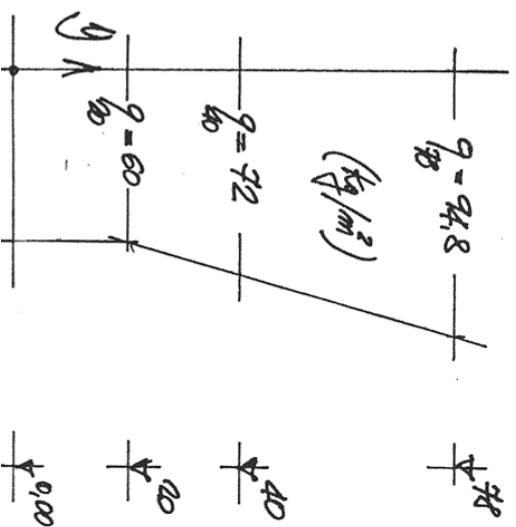


Figura 14.14 - Diagramma delle pressioni del vento

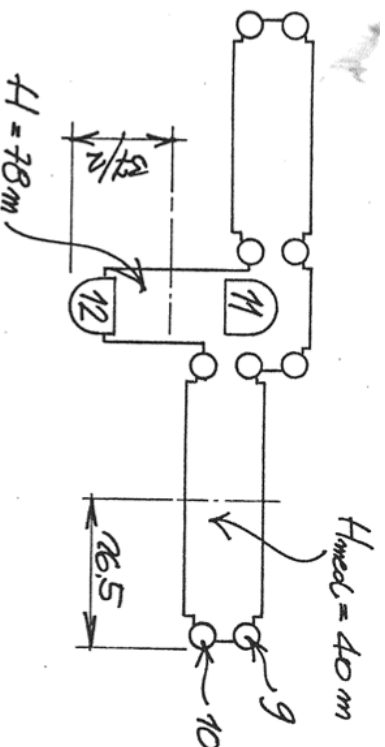


Figura 14.15 - Superfici investite dal vento

Con riferimento ai corpi bassi si ha una risultante delle pressioni del vento pari a $R=30.2$ kN/m applicata ad una quota $Y=20.7$ metri dal p.c.. Mentre, per la torre alta si ha una risultante $R=68.3$ kN/m applicata ad una quota $Y=42.5$ metri dal p.c..

I cilindri n° 9 e n° 10 risultano essere i più sollecitati fra quelli a sezione circolare poiché ad essi compete la maggior superficie di facciata.

Il peso medio del cilindro, dovuto ai carichi permanenti (comprese finiture interne ed impianti) considerando anche le solette di piano di collegamento e dovuto alla componente accidentale è il seguente:

$$G_R = 160 \text{ kN/m}$$
$$Q_R = 24 \text{ kN/m}$$

In combinazione, si ha un carico totale massimo pari a:

$$q_{max} = 244 \text{ kN/m}$$
$$q_{min} = 208 \text{ kN/m}$$

Pertanto, alla quota del piano terra, il carico massimo ed il carico minimo risultano:

$$N_{max} = 244 \cdot 41.5 = 10126 \text{ kN}$$
$$N_{min} = 208 \cdot 41.5 = 8632 \text{ kN}$$

Di conseguenza la tensione di compressione massima e minima della sezione risulta:

$$\sigma_{max} = \frac{10126 \cdot 10^3}{3.0 \cdot 10^6} = 3.38 \text{ MPa} \quad (14.10)$$
$$\sigma_{min} = \frac{8632 \cdot 10^3}{3.0 \cdot 10^6} = 2.87 \text{ MPa} \quad (14.11)$$

La sollecitazione indotta dal vento risulta pari a:

$$M_{vento} = (30.2 \cdot 1.5) \cdot 20.7 \cdot 26.5 = 24849 \text{ kNm} \quad (14.12)$$

da cui si ricava la tensione indotta su un cilindro:

$$\sigma_{max} = \frac{\frac{24849 \cdot 10^6}{8.7 \cdot 10^{12}} / 2.400}{2} = 3.43 \text{ MPa} \quad (14.13)$$

Combinando assieme la massima trazione derivante dall'azione del vento e la minima compressione derivante dal peso permanente dei cilindri in c.c.a. si ha, nel caso più sfavorevole, una tensione di trazione pari a:

$$\sigma_{trazione} = -2.87 + 3.43 = 0.56 \text{ MPa} \quad (14.14)$$

Valore ampiamente coperto dalla armatura predisposta all'interno delle torri cilindriche.

Con riferimento alla torre alta, che raggiunge i 78 metri dal p.c. si ha che il cilindro maggiormente sollecitato è il n° 12.

Il peso medio del cilindro, dovuto ai carichi permanenti (comprese finiture interne ed impianti) considerando anche le solette di piano di collegamento e dovuto alla componente accidentale è il seguente:

$$G_R = 320 \text{ kN/m}$$
$$Q_R = 24 \text{ kN/m}$$

In combinazione, si ha un carico totale massimo pari a:

$$q_{max} = 452 \text{ kN/m}$$
$$q_{min} = 416 \text{ kN/m}$$

Pertanto, alla quota del piano terra, il carico massimo ed il carico minimo risultano:

$$N_{max} = 452 \cdot 78.0 = 35256 \text{ kN}$$
$$N_{min} = 416 \cdot 78.0 = 32448 \text{ kN}$$

Di conseguenza la tensione di compressione massima e minima della sezione risulta:

$$\sigma_{max} = \frac{35256 \cdot 10^3}{6.4 \cdot 10^6} = 5.51 \text{ MPa} \quad (14.15)$$

$$\sigma_{min} = \frac{32448 \cdot 10^3}{6.4 \cdot 10^6} = 5.07 \text{ MPa} \quad (14.16)$$

La sollecitazione indotta dal vento risulta pari a:

$$M_{vento} = (68.3 * 1.5) \cdot 40.5 \cdot \left(\frac{37}{2}\right) = 76760 \text{ kNm} \quad (14.17)$$

da cui si ricava la tensione indotta su un cilindro:

$$\sigma_{max} = \frac{76760 \cdot 10^6}{6.30 \cdot 10^{13} / 4300} = 5.23 \text{ MPa} \quad (14.18)$$

Combinando assieme la massima trazione derivante dall'azione del vento e la minima compressione derivante dal peso permanente del cilindro in c.c.a. si ha, nel caso più sfavorevole una tensione di trazione pari a:

$$\sigma_{trazione} = -5.07 + 5.23 = 0,16 \text{ MPa} \quad (14.19)$$

Valore ampiamente coperto dalla armatura predisposta all'interno delle torri cilindriche.

14.6 Considerazioni inerenti alle fondazioni

Nel presente paragrafo si riporteranno alcune semplici considerazioni inerenti l'adeguatezza del sistema fondale del fabbricato.

La progettazione delle fondazioni ha rivestito nello sviluppo del progetto originario un nodo di particolare complessità sia a causa della volumetria del fabbricato, a forma di "T", con la gamba del "T" molto più alta e pesante delle ali, sia perché buona parte del fabbricato era già stata costruita per la realizzazione del primo progetto architettonico, come illustrato ampiamente nei capitoli precedenti.

Le principali questioni affrontate riguardarono:

- Determinazione della capacità portante dei singoli pali e della palificata;
- Verifica della palificata già esistente e successiva integrazione dove necessario;
- Interazione terreno-struttura.

Per accertare le caratteristiche del terreno è stata preliminarmente condotta una vasta campagna di indagini geotecniche i cui risultati e la relativa interpretazione furono riportati nella relazione dello Studio Geotecnico Italiano (S.G.I.) depositata in allegato alla relazione di calcolo strutturale.

Nella palificata già costruita prima della variante al progetto erano presenti pali $\Phi 800$ e $\Phi 1000$ impostati alla quota - 40 metri dal piano campagna e lunghi mediamente 33 metri.

La loro portanza limite, valutata secondo i criteri riportati nella citata relazione geotecnica dello S.G.I., vale:

$$\text{Palo } \Phi 800 \quad \rightarrow \quad P_{lim} = 638 + 83 = 721 \text{ ton.}$$

$$\text{Palo } \Phi 1000 \quad \rightarrow \quad P_{lim} = 741 + 130 = 871 \text{ ton.}$$

La capacità portante ammissibile, valutata tenendo conto di un coefficiente di sicurezza pari a 2.5, come prescritto dal D.M. 21/01/1981 risulta perciò pari a:

$$\text{Palo } \Phi 800 \quad \rightarrow \quad P_{\text{am}} = 721/2.5 = 288 \text{ ton.}$$

$$\text{Palo } \Phi 1000 \quad \rightarrow \quad P_{\text{am}} = 871/2.5 = 348 \text{ ton.}$$

Tali valori comportano una tensione, nella sezione del palo, di poco inferiore a 60 kg/cmq, valore considerato limite, nella prassi corrente, dai palificatori.

I citati valori ammissibili sono stati utilizzati dai progettisti per il dimensionamento della palificata in tutte quelle sezioni dove la distribuzione dei pali stessi era sufficientemente rada, ossia nelle aree occupate dal corpo ad 8 piani e dai fabbricati limitrofi bassi.

Nelle zone denominate B1 e B2 evidenziate in Figura 14.16, dove vi erano pali molto più addensati con distanze inferiori a volte a 3Φ , collegati da un'unica platea, fu verificata anche la portanza limite di gruppo dei pali che risultò:

$$Q_u = 69530 \text{ ton.}$$

Da cui, adottando sempre il coefficiente di sicurezza pari a 2.5 si ottenne la portanza ammissibile di gruppo seguente:

$$Q_{\text{am}} = 27800 \text{ ton.}$$

I carichi che insistono sulle zone B1 e B2 valgono rispettivamente 15200 ton e 9872 ton e sommano a 25072 ton, valore inferiore alla portata di gruppo ammissibile.

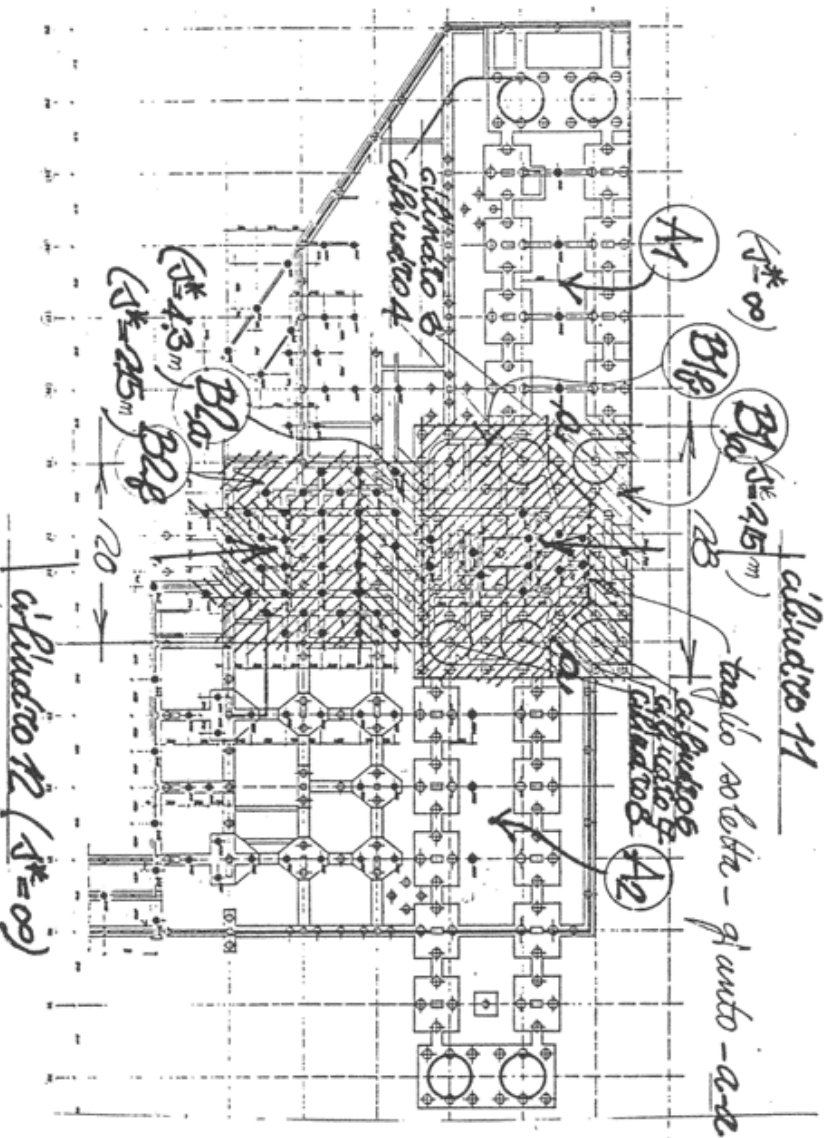


Figura 14.16 – Individuazione delle strutture di fondazione e delle zone B1 e B2

Il progetto in variante verifico la capacità di resistere della palificata già realizzata. Da tale verifica risulta che nelle zone A1 ed A2 di Figura 14.16 la fondazione esistente era ampiamente verificata anche nei confronti dei nuovi carichi ma, tuttavia, in corrispondenza di ogni coppia di plinti a 4 pali si aggiunse un palo $\Phi 1000$ per sopporre a carenze di armatura degli stessi plinti esistenti. Invece, per le zone B1 e B2 la palificat non era in grado di sostenere i nuovi carichi con il voluto coefficiente di sicurezza e per risolvere tale problematica si incrementarono i pali realizzando un totale di 14 nuovi pali $\Phi 1000$ e 36 nuovi pali $\Phi 800$.

Alla luce di quanto esposto, in considerazione anche della particolare cura ed attenzione che il progetto delle fondazioni ebbe, si ritiene che, vista anche l'assenza totale di ogni segno di dissesto o sofferenza del piano fondale, la struttura di fondazione sia adeguata ai carichi di progetto e che non necessiti di ulteriori verifiche numeriche che non aggiungerebbero nulla al quadro conoscitivo e di verifica delle strutture costituenti la fondazione stessa.

14.7 Considerazioni finali in merito all'idoneità statica del fabbricato

In considerazione di quanto riportato nei paragrafi precedenti, si ritiene che il fabbricato sia idoneo, dal punto di vista statico, alle condizioni di carico che lo sollecitano.

D'altronde l'idoneità della struttura a sopportare le condizioni di carico a cui è assoggettata è in primo luogo mostrata dal suo stesso funzionamento senza alcun segno di sofferenza e pertanto è possibile affermare che la stessa sia stata in un qualche modo collaudata "sperimentalmente" nei confronti di questo tipo di sollecitazioni.

Da sottolineare che, dall'epoca della progettazione alla data odierna, pur essendo stata modificata la filosofia di progettazione, con il passaggio dalle Tensioni Ammissibili agli Stati Limite, non si sono avute modifiche alle entità dei carichi da applicare alle strutture o alle resistenze assolute dei materiali da costruzione e pertanto la progettazione eseguita allora ed il collaudo statico redatto a conclusione delle opere sono tutt'oggi ancora pienamente validi sia sotto l'aspetto tecnico che sotto l'aspetto giuridico.

15. Analisi delle frequenze proprie della struttura

15.1 Considerazioni preliminari

Nel presente capitolo si mostreranno i risultati dell'analisi in frequenza svolta sulla struttura in esame.

L'analisi dinamica è stata condotta mediante l'utilizzo di due metodologie di modellazione, attraverso la discretizzazione degli elementi resistenti verticali con elementi finiti monodimensionali (beam) e con elementi finiti bidimensionali (plate).

La scelta condotta di sviluppare in parallelo due modellazioni differenti è stata fatta per accertarsi che il modello realizzato con elementi verticali discretizzati attraverso elementi monodimensionali (denominato Modello Beam) non si discostasse tanto da quello realizzato attraverso la discretizzazione della struttura resistente alle forze orizzontali mediante elementi bidimensionali (denominato Modello Plate), per poter poi, visto l'elevato onere computazionale del "Modello Plate", utilizzare i risultati forniti dal "Modello Beam".

I risultati in frequenza ottenuti, sia del Modello Beam che del Modello Plate sono stati poi confrontati con quelli desunti dalla relazione tecnica di verifica sismica condotta nel 1990 nella quale era stata eseguita un'analisi dinamica modale utilizzata per il dimensionamento degli accoppiatori sismici tra i due corpi aventi differenti altezze e per il rinforzo dei collegamenti presenti tra impalcati di piano e strutture di controventamento.

In tutte le modellazioni eseguite si è sempre discretizzato l'impalcato di piano con la sua effettiva rigidezza per non trascurare alcuni modi di vibrazione che viceversa sarebbero andati perduti.

Con riferimento al collegamento tra i due corpi aventi differente altezza si sono inseriti, in sostituzione degli accoppiatori sismici presenti ai vari livelli, degli elementi indeformabili assialmente aventi funzione di biella infinitamente rigida. Sebbene tale soluzione sia approssimativa, poiché non considera la dissipazione energetica intrinseca a tali elementi, si è ritenuto che ben rappresentasse il principio di funzionamento degli stessi elementi che, sollecitati da forzanti impulsive, dovrebbero reagire come collegamenti rigidi tra le due parti collegate.

Con riferimento ai collegamenti metallici presenti tra impalcati di piano e torri di controventamento essi si sono modellati inserendovi le effettive rigidezze fornite, cosicché fossero apprezzabili alcune deformate modali viceversa trascurate.

Infine, il grado di vincolo al piede degli elementi resistenti verticali, vista la tipologia e la forma degli elementi stessi e vista la fondazione presente, è stato quello di incastro perfetto.

15.2 Masse sismiche e rigidezza del sistema

Si riporta la determinazione delle masse sismiche attivabili e delle rigidezze traslazionali della struttura

15.2.1 Analisi delle masse

Si riporta nel presente paragrafo la determinazione delle masse sismiche attivabili.

Con riferimento al calcolo delle masse sismiche attivabili si sono utilizzate le analisi dei carichi riportate al precedente § 13.6 e la formula di combinazione sismica di cui alle NTC08 § 2.5.3. sotto riportata.

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad (15.1)$$

Solai tipici Torre a XVIII piani

Permanenti strutturali: $G_1 = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,05 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 6,80 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 400 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 33,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 14 campi per piano)

Peso proprio strutture verticali $G_p = P_{c111} + P_{c112} = 950 + 583 = 1533 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (6,80 \cdot 400) + (33,00 \cdot 14) + (1533) \approx 4700 \text{ kN} (\approx \mathbf{470 \text{ ton}})$$

Solai copertura Torre a XVIII piani

Permanenti strutturali: $G_1 = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,95 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 7,70 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 400 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 29,00 \text{ kN/m}$ (≈ 63 metri)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{c111} + P_{c112} = 1150 + 711 = 1861 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (7,70 \cdot 400) + (29,00 \cdot 63) + (1861) \approx 6750 \text{ kN} (\approx \mathbf{675 \text{ ton}})$$

Solaio a quota 11.36 m Torre a XVIII piani

Permanenti strutturali: $G_1 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,60 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 11,15 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 400 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 60,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 14 campi)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{Cil11} + P_{Cil12} = 1170 + 730 = 1900 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (11,15 \cdot 400) + (60,00 \cdot 14) + (1900) \approx 7200 \text{ kN} (\approx \mathbf{720 \text{ ton}})$$

Solai tipici Torre a VIII piani lato SX

Permanenti strutturali: $G_1 = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,05 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 6,80 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 640 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 33,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 20 campi per piano)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{Cil09} + P_{Cil10} = 273 + 273 = 546 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (6,80 \cdot 640) + (33,00 \cdot 20) + (546) \approx 5560 \text{ kN} (\approx \mathbf{556 \text{ ton}})$$

Solaio copertura Torre a VIII piani lato SX

Permanenti strutturali: $G_1 = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,95 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 7,70 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 640 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 10,00 \text{ kN/m}$ (≈ 100 metri)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{Cil09} + P_{Cil10} = 273 + 273 = 546 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (7,70 \cdot 640) + (10,00 \cdot 100) + (546) \approx 6480 \text{ kN} (\approx \mathbf{648 \text{ ton}})$$

Solai a quota 11,36 m Torre a VIII piani lato SX

Permanenti strutturali: $G_1 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,60 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} = 11,15 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 640 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 60,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 20 campi)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{c1109} + P_{c1110} = 307,5 + 307,5 = 615 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (11,15 \cdot 640) + (60,00 \cdot 20) + (615) \approx 8950 \text{ kN} (\approx \mathbf{895 \text{ ton}})$$

Solai tipici Torre a VIII piani zona centrale

Permanenti strutturali: $G_1 = 5,30 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,05 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} = 8,40 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 185 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 33,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 3 campi per piano)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{c1103} + P_{c1104} + P_{c1106} + P_{c1107} = 1092 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (8,40 \cdot 185) + (33,00 \cdot 3) + (1092) \approx 2750 \text{ kN} (\approx \mathbf{275 \text{ ton}})$$

Solai tipici Torre a VIII piani lato DX

Permanenti strutturali: $G_1 = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,05 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} = 6,80 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 540 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 33,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 16 campi per piano)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{c1101} + P_{c1102} = 273 + 273 = 546 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (6,80 \cdot 540) + (33,00 \cdot 16) + (546) \approx 4750 \text{ kN} (\approx \mathbf{475 \text{ ton}})$$

Solaio copertura Torre a VIII piani lato DX

Permanenti strutturali: $G_1 = 3,70 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,95 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 7,70 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 540 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 10,00 \text{ kN/m}$ (≈ 82 metri)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{c101} + P_{c102} = 273 + 273 = 546 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (7,70 \cdot 540) + (10,00 \cdot 82) + (546) \approx 5520 \text{ kN} (\approx \mathbf{552 \text{ ton}})$$

Solaio a quota 11.36 m Torre a VIII piani lato DX

Permanenti strutturali: $G_1 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Permanenti non strutturali: $G_2 = 2,60 \text{ kN/m}^2$

Accidentali: $Q_1 = 3,50 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_{21} = 0.3$)

$$q = G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} = 11,15 \text{ kN/m}^2$$

Area influenza: $A = 540 \text{ m}^2$

Prefabbricati di facciata: $G_{pref} = 60,00 \text{ kN/campo}$ (≈ 16 campi)

Peso proprio Strutture verticali $G_p = P_{c101} + P_{c102} = 307,5 + 307,5 = 615 \text{ kN}$

Pertanto:

$$M = (11,15 \cdot 540) + (60,00 \cdot 16) + (615) \approx 7590 \text{ kN} (\approx \mathbf{759 \text{ ton}})$$

In conclusione, la massa sismica totale del fabbricato risulta pari a circa 18.000 tonnellate.

Una rappresentazione della distribuzione di tale massa ai diversi livelli del fabbricato è riportata in Figura 15.1.

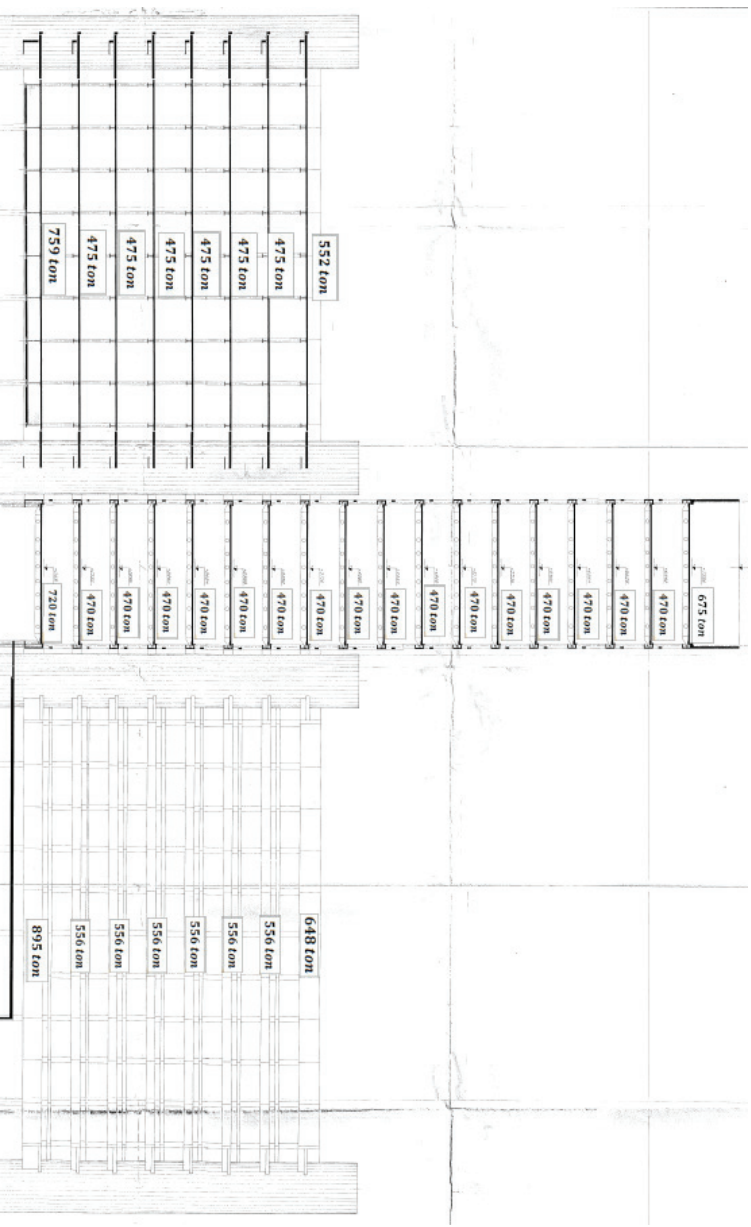


Figura 15.1 – Sezione parziale e vista posteriore della torre con distribuzione delle masse sismiche ai piani

15.2.2 Analisi delle rigidezze

Si riporta nel presente paragrafo la determinazione delle rigidezze degli elementi resistenti verticali.

Come già anticipato in precedenza il sistema resistente alle forze orizzontali è costituito dalle torri cilindriche a sezione circolare o semicircolare in c.c.a.

Tali torri hanno uno schema statico riconducibile a quello di mensola incastrata al piede con conseguente rigidezza data dalla seguente formula:

$$K = \frac{3EI}{h^3} \quad (15.2)$$

Considerando le caratteristiche geometriche delle torri di controvento si ottengono, in prima approssimazione, i valori di rigidezza riportati nelle figure successive.

Nel suo complesso il fabbricato è dotato delle seguenti rigidezze traslazionali:

Direzione X → 124.053 kN/m

Direzione Y → 143.511 kN/m

CILINDRO 11

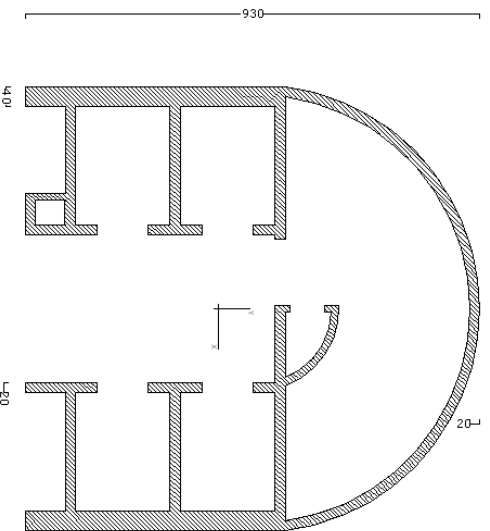


Figura 15.2 – Sezione tipo Cilindro 11

Area [m ²]	11.86
Momento di Inerzia XX [m ⁴]	81.82
Momento di Inerzia YY [m ⁴]	132.19
Raggio di girazione X [m]	2.62
Raggio di girazione Y [m]	3.34
Rigidezza X [kN/m]	15987
Rigidezza Y [kN/m]	25829

CILINDRO 12

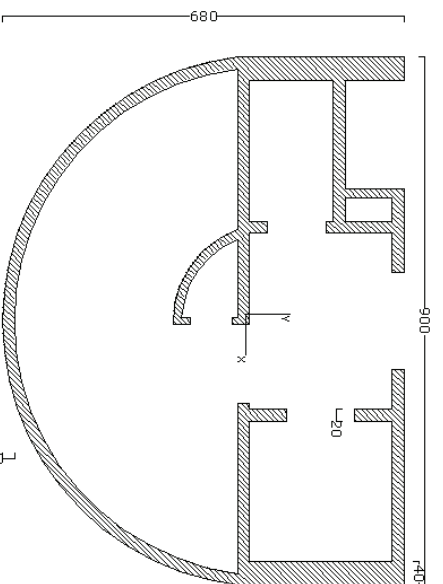


Figura 15.3 – sezione tipo Cilindro 12

Area [m ²]	8.58
Momento di Inerzia XX [m ⁴]	36.17
Momento di Inerzia YY [m ⁴]	85.39
Raggio di girazione X [m]	2.05
Raggio di girazione Y [m]	3.15
Rigidezza X [kN/m]	7068
Rigidezza Y [kN/m]	16684

CILINDRO 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10 (sezione semplificata senza aperture errore 10-:-15 %)

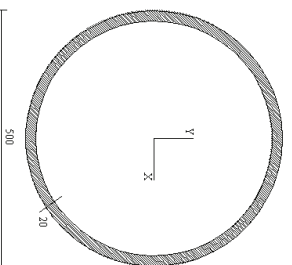


Figura 15.4 – Sezione semplificata Cilindri 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10

Area [m ²]	3.01
Momento di Inerzia XX [m ⁴]	8.70
Momento di Inerzia YY [m ⁴]	8.70
Raggio di girazione X [m]	1.69
Raggio di girazione Y [m]	1.69
Rigidezza X [kN/m]	11222
Rigidezza Y [kN/m]	11222

15.3 Modelli ad elementi finiti

Nel presente paragrafo verranno riportati i risultati ottenuti dall'analisi dinamica eseguita sulla struttura in esame attraverso un modello con discretizzazione degli elementi verticali resistenti con elementi finiti monodimensionali (Modello Beam) e bidimensionali Modello Plate.

15.3.1 Modello Beam

Nel “Modello Beam”, come anticipato, gli elementi di controventamento sono stati discretizzati attraverso elementi monodimensionali aventi sezione costante lungo l'altezza e caratteristiche geometriche riportate nel precedente paragrafo.

Il modello risulta realizzato attraverso 2269 nodi, 2858 elementi monodimensionali e 1552 elementi bidimensionali, quest'ultimi utilizzati per discretizzare i soli impalcati di piano.

Si riportano alcune viste del modello implementato in cui sono visibili gli elementi verticali, gli impalcati e le masse sismiche attivabili.

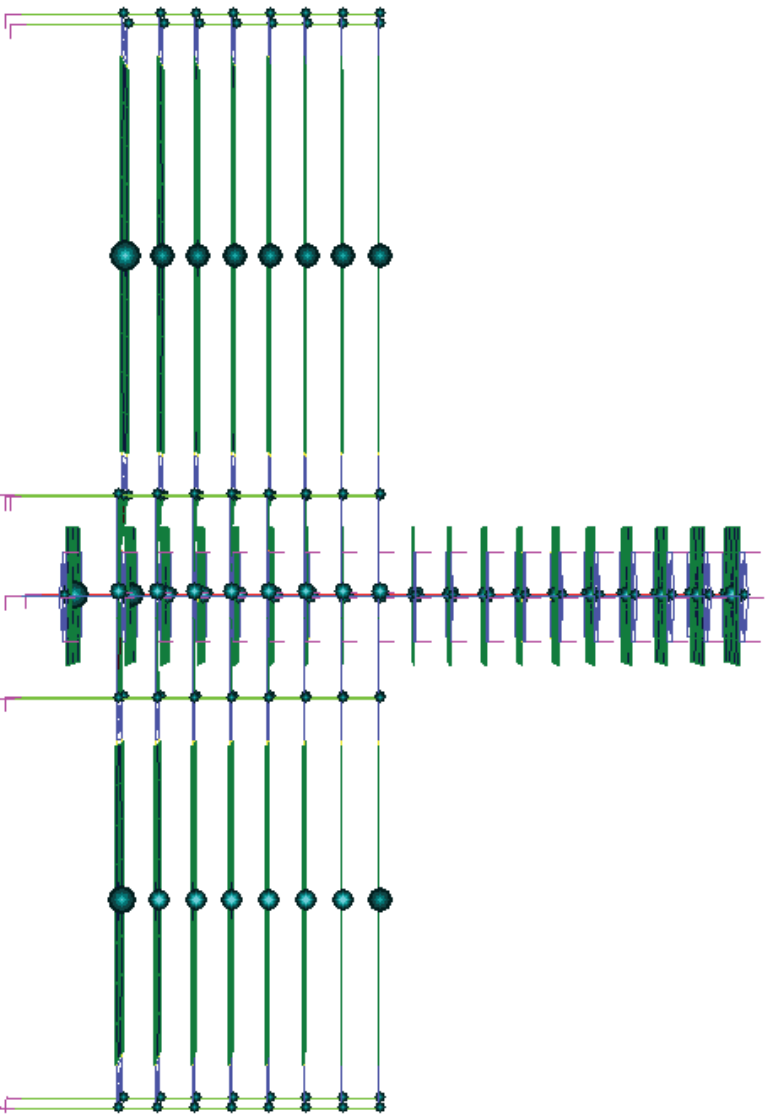


Figura 15.5 – Vista frontale del modello

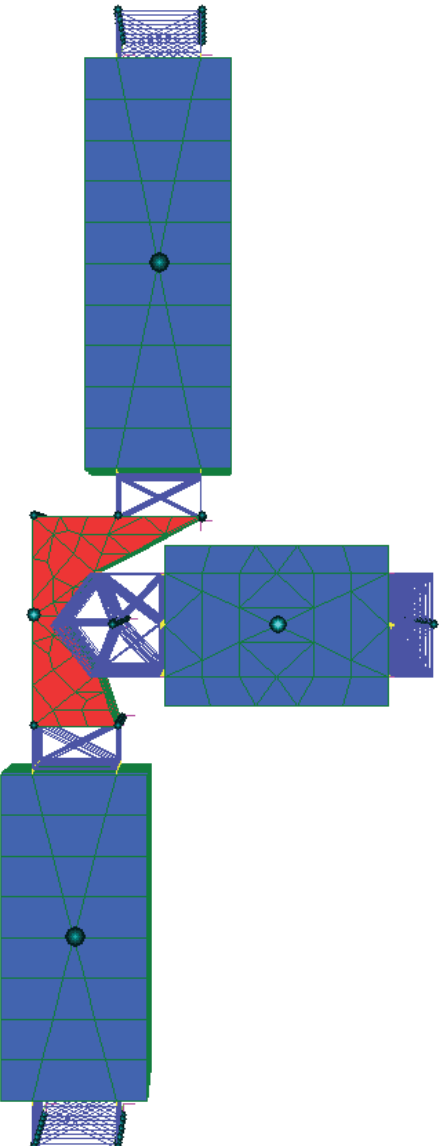


Figura 15.6 – Vista in pianta del modello

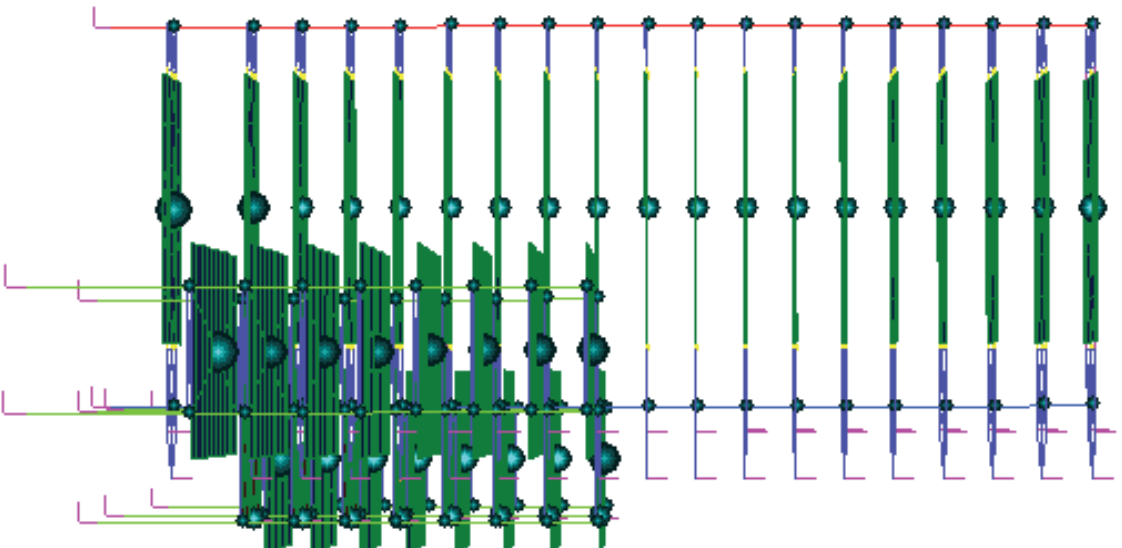


Figura 15.7 – Vista laterale del modello

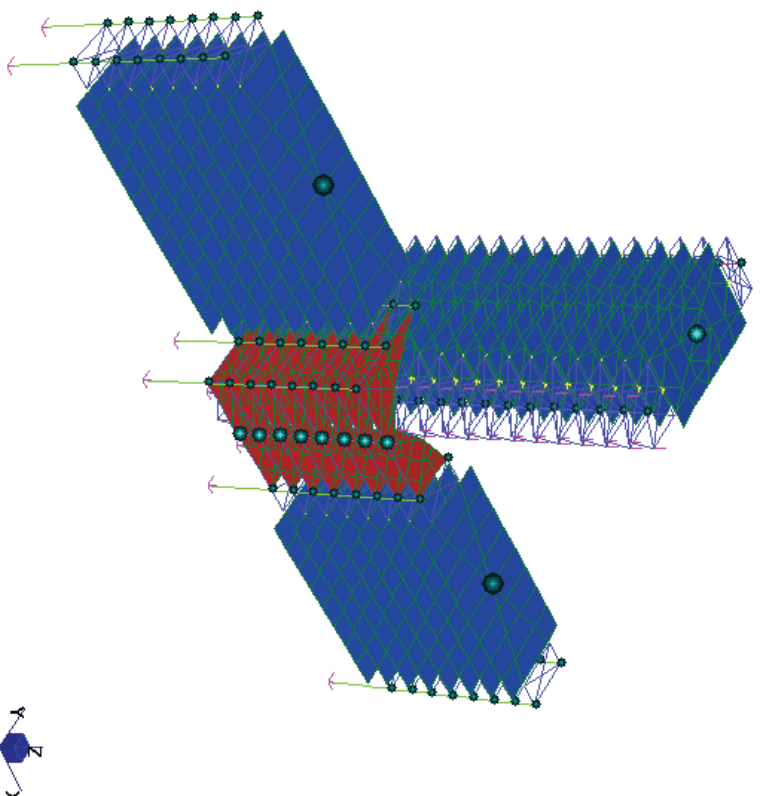


Figura 15.8 – Vista assonometrica del modello

L'analisi delle frequenze di vibrazione ha portato ai seguenti risultati in termini di determinazione dei modi propri di vibrare della struttura in esame.

Modo [n.]	Frequenze “Modello Beam” f [Hz]	Periodo “Modello Beam” T [sec.]	Massa attivata X “Modello Beam” M_x [%]	Massa attivata Y “Modello Beam” M_y [%]
1	0,51	1,96	4,142	47,183
2	0,63	1,59	44,323	4,390
3	0,94	1,06	6,334	0,073
4	1,74	0,57	5,215	26,833
5	2,00	0,50	5,667	0,168
6	2,94	0,34	17,831	1,762
7	3,19	0,31	0,132	1,470
8	5,22	0,19	0,005	0,795
9	5,54	0,18	0,235	0,09
10	5,76	0,17	1,069	10,142
11	7,24	0,14	0,027	0,057
12	7,59	0,13	9,093	0,711
13	9,25	0,11	0,212	0,030
14	10,14	0,099	0,077	0,060
15	11,35	0,088	0,001	0,015

Tabella 15.1 – Modi di vibrare e relative frequenze ottenute dal “Modello Beam”

Si riporta di seguito una vista delle deformate modali correlate ai principali modi di vibrazione ottenuti.

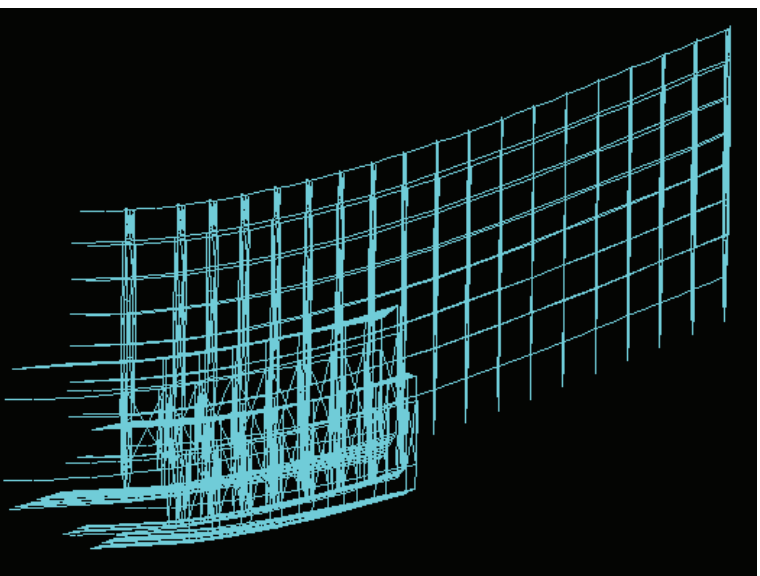


Figura 15.9 – Deformata del 1° modo di vibrare della struttura

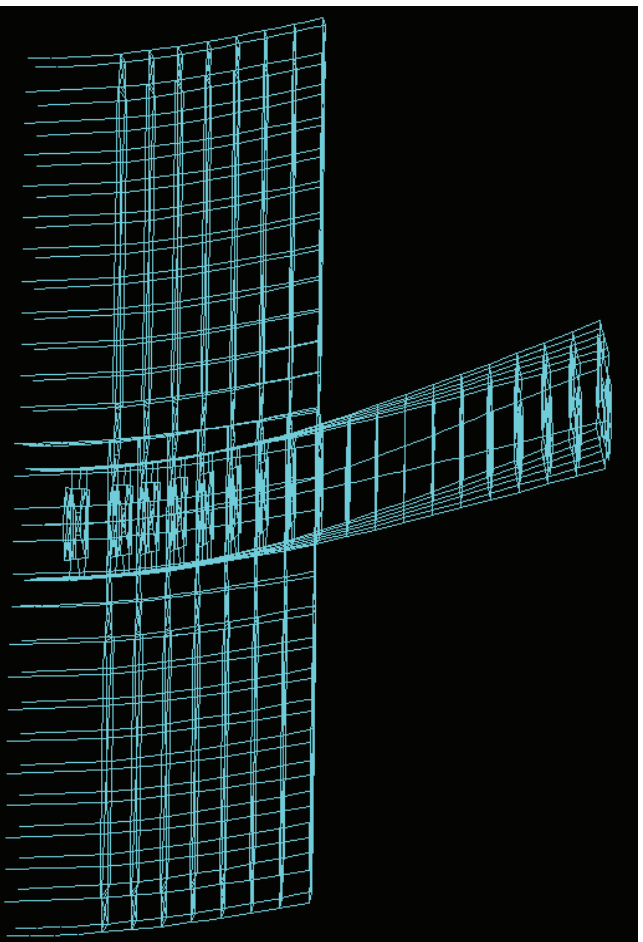


Figura 15.10 – Deformata del 2° modo di vibrare della struttura

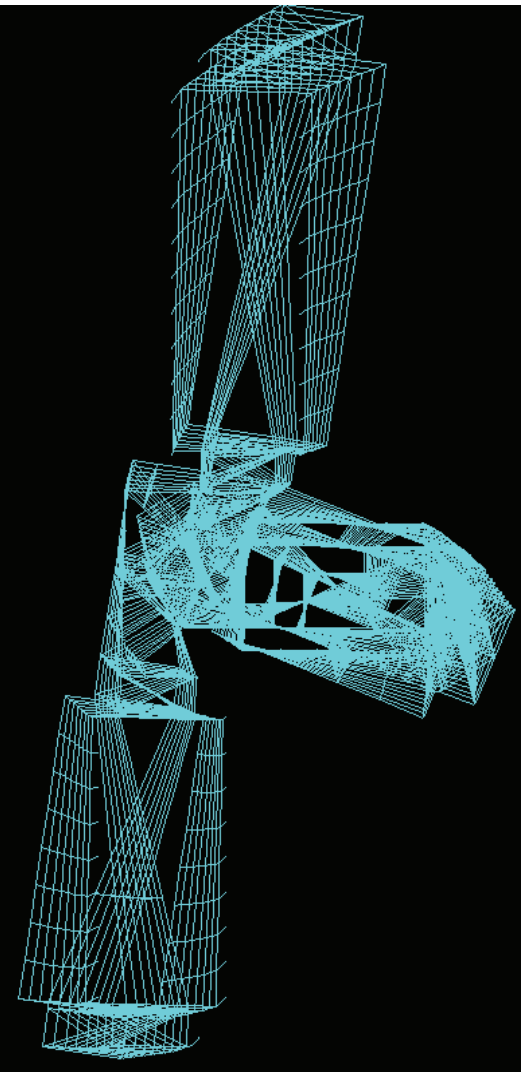


Figura 15.11 – Deformata del 3° modo di vibrare della struttura

L'analisi condotta ha confermato, vista la conformazione strutturale presente, quanto ci si aspettava dal comportamento dinamico della struttura, ossia la presenza di primi modi di vibrare con valori di frequenza bassi e relativi periodi elevati, con deformate modali puramente traslazionali nelle due direzioni (1° e 2° modo) e torsione attorno alla zona centrale del fabbricato, coincidente con il Cilindro 11 (3° modo).

15.3.2 Modello Plate

Nel “Modello Plate”, come anticipato, gli elementi di controventamento sono stati discretizzati attraverso elementi bidimensionali aventi spessore costante lungo l’altezza.

Il modello risulta realizzato attraverso 7438 nodi, 1434 elementi monodimensionali e 8669 elementi bidimensionali.

Si riportano alcune viste del modello implementato in cui sono visibili gli elementi verticali, gli impalcati e le masse sismiche attivabili.

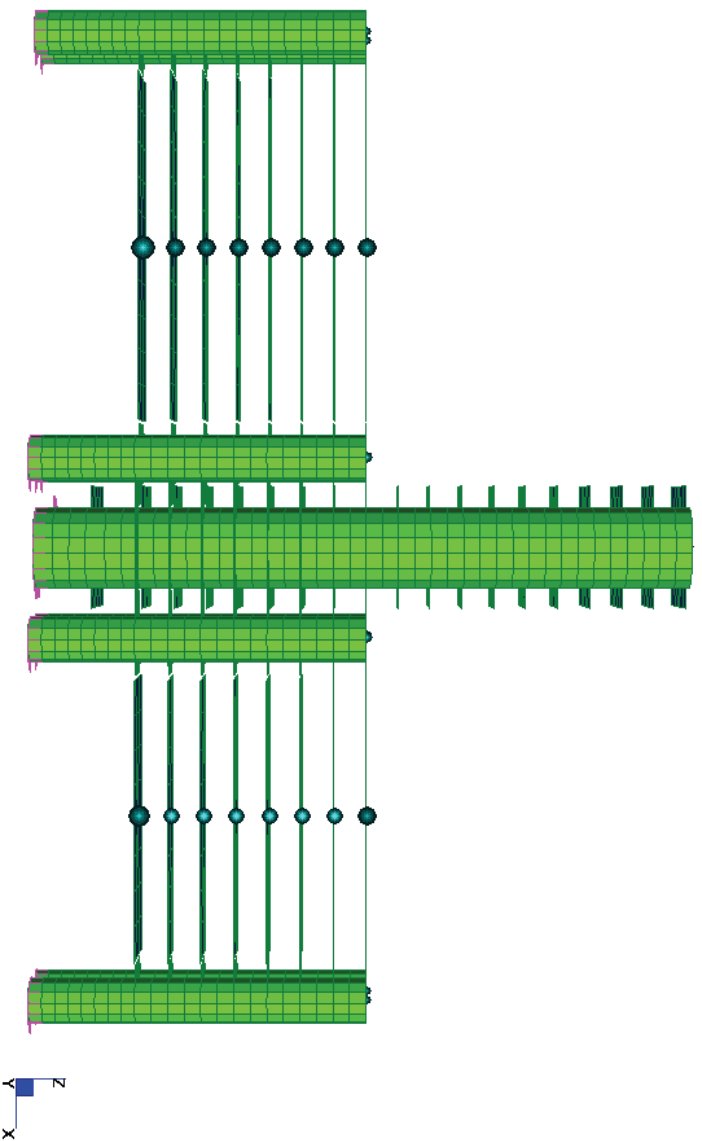


Figura 15.12 – Vista frontale del modello

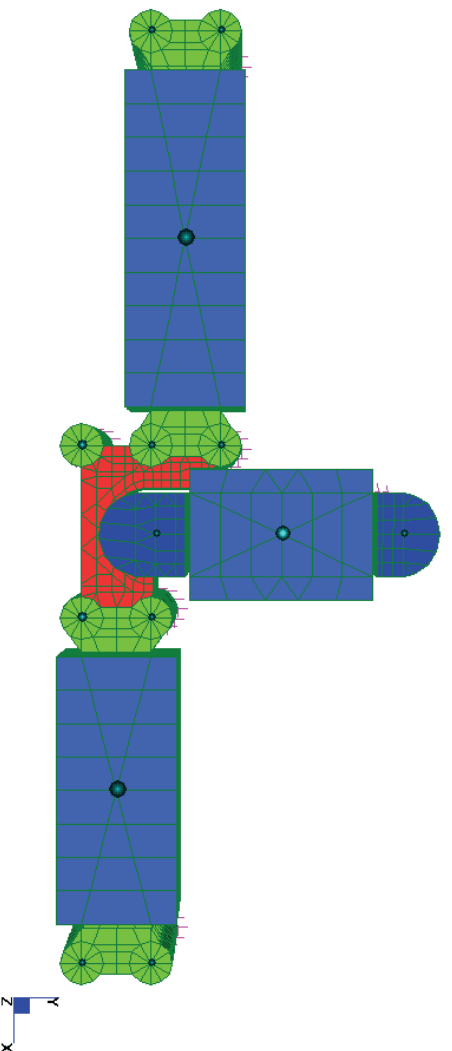


Figura 15.13 – Vista in pianta del modello

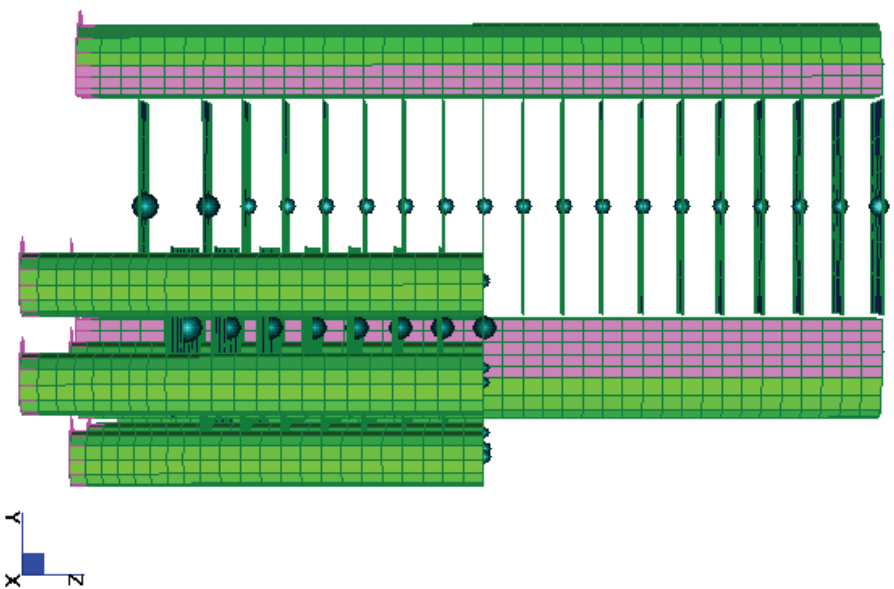


Figura 15.14 - Vista laterale del modello

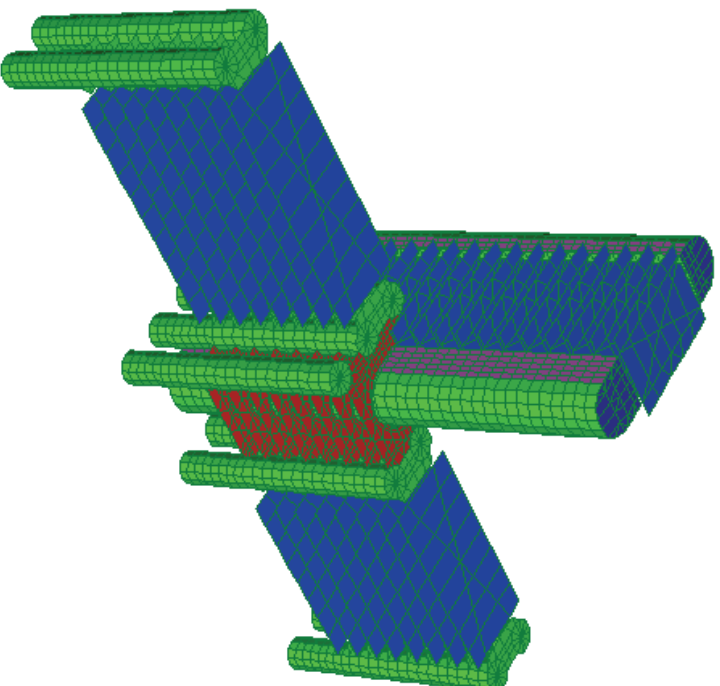


Figura 15.15 - Vista assonometrica del modello

L'analisi in frequenza condotta ha portato hai seguenti risultati in termini di determinazione dei modi propri di vibrare della struttura in esame.

Modo [n.]	Frequenze "Modello Plate" f [Hz]	Periodo "Modello Plate" T [sec.]	Massa attivata X "Modello Plate" M_x [%]	Massa attivata Y "Modello Plate" M_y [%]
1	0,55	1,82	3,005	44,243
2	0,67	1,49	48,024	5,571
3	1,23	0,81	2,921	0,137
4	1,57	0,64	11,818	27,012
5	1,78	0,56	11,214	1,085
6	2,64	0,38	1,594	4,633
7	3,12	0,32	5,497	0,468
8	4,48	0,22	1,871	0,117
9	5,03	0,20	2,570	4,342
10	5,17	0,193	0,439	6,418
11	5,35	0,186	2,773	0,246
12	5,55	0,18	3,729	0,738
13	6,23(n.c.)	0,16 (n.c.)	---	---
14	6,47(n.c.)	0,154 (n.c.)	---	---
15	6,63(n.c.)	0,15 (n.c.)	---	---

Tabella 15.2 – Modi di vibrare e relative frequenze ottenute dal "Modello Plate"

Si riporta di seguito una vista delle deformate modali correlate ai principali modi di vibrazione ottenuti.

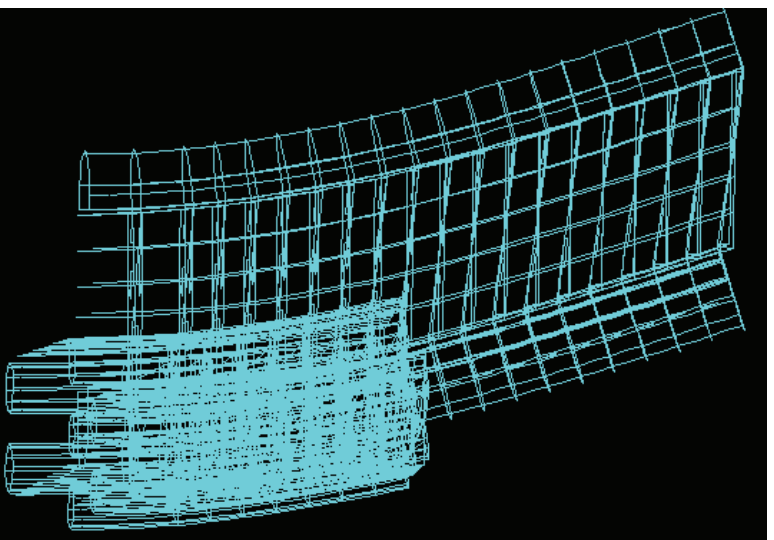


Figura 15.16 – Deformata del 1° modo di vibrare della struttura

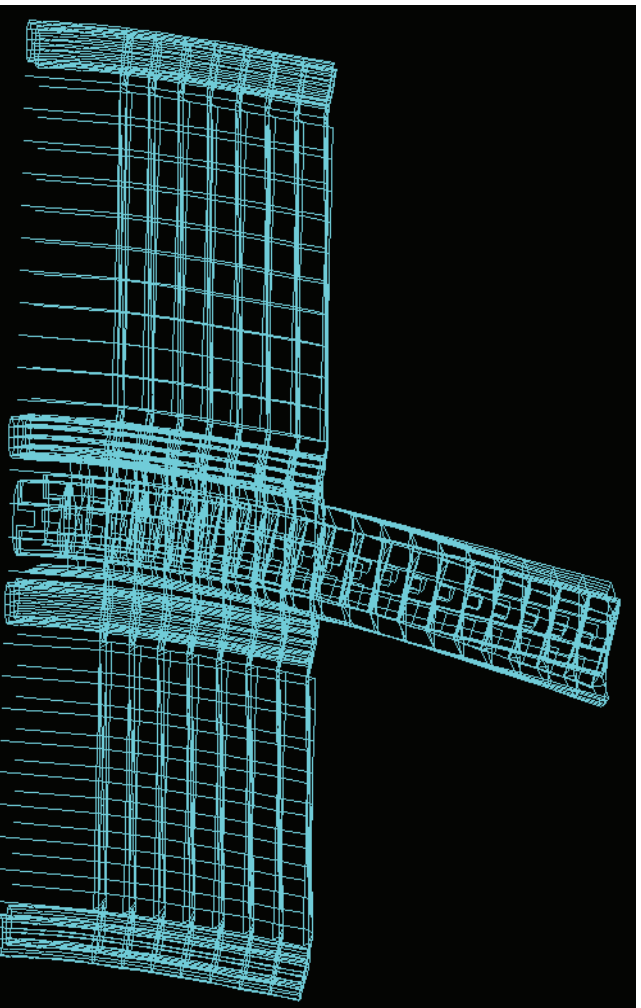


Figura 15.17 – Deformata del 2° modo di vibrare della struttura

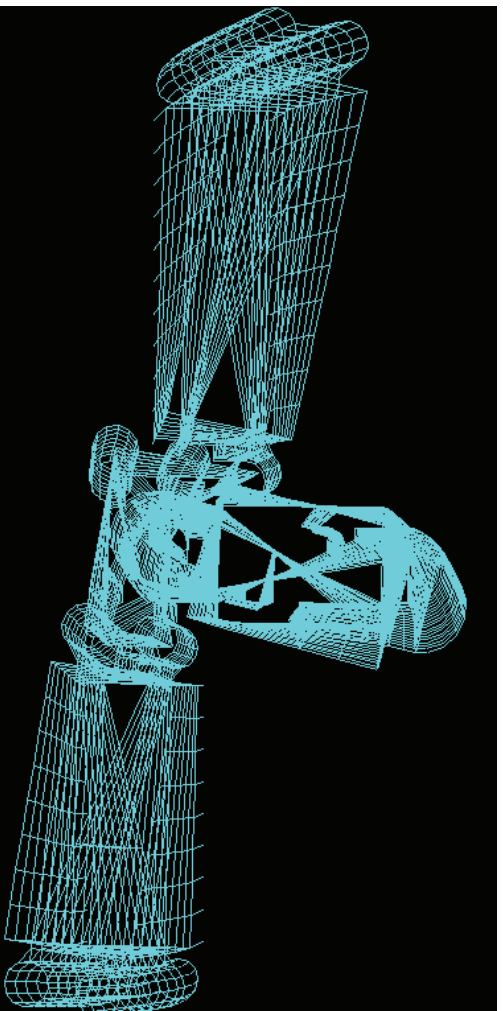


Figura 15.18 – Deformata del 3° modo di vibrare della struttura

L'analisi in frequenza condotta sul "Modello Plate" ha confermato quanto già ottenuto con il precedente "Modello Beam" sia in termini di frequenze che in termini di deformate modali.

15.3.3 Modello globale della struttura contenuto nella verifica eseguita nel 1990

Come accennato nei capitoli precedenti, sulla struttura in esame fu eseguita nel 1990 una verifica sismica adottando come tipologia di analisi la dinamica modale con spettro di risposta, quest'ultimo assunto convenzionalmente pari a quello da adottare per la zona di Napoli con coefficiente di intensità $S = 6$ e fattore d'importanza $I = 1$, poiché Bologna non era al tempo classificata sismica.

In Figura 15.19 e in Figura 15.20 sono riportate rispettivamente un'immagine in pianta ed una vista assometrica della discretizzazione della struttura eseguita all'epoca.

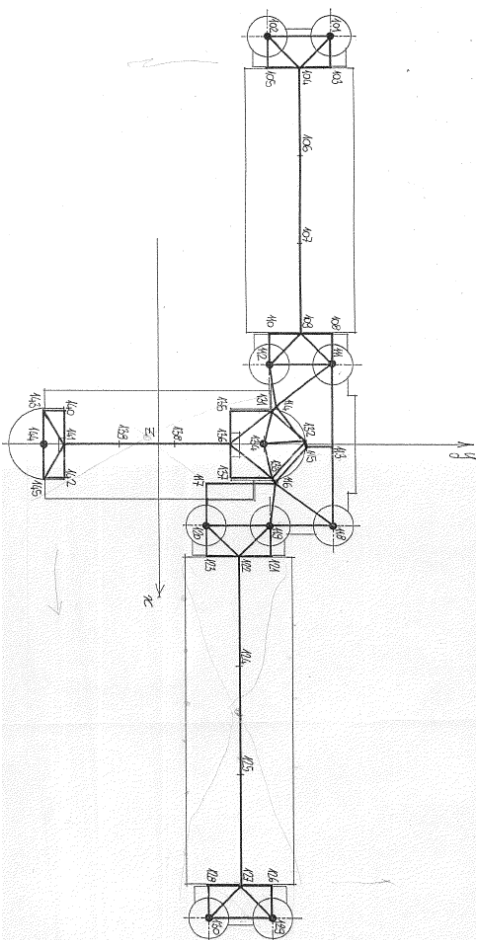


Figura 15.19 - Vista in pianta del modello dell'epoca

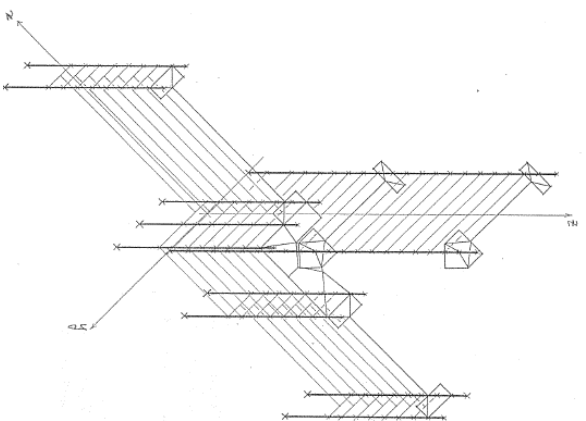


Figura 15.20 - Vista assonometrica del modello dell'epoca

L'analisi in frequenza condotta all'epoca portò nei seguenti risultati in termini di determinazione dei modi propri di vibrare della struttura in esame.

Modo	Frequenze analisi modale verifica sismica 1990	Periodi analisi modale verifica sismica 1990
[n.]	f [Hz]	T [sec.]
1	0,54	1,85
2	0,68	1,47
3	1,16	0,86
4	1,85	0,54
5	2,22	0,45
6	2,85	0,35
7	2,94	0,34
8	5	0,20
9	5,26	0,19
10	5,88	0,17
11	6,66	0,15
12	7,14	0,14
13	7,69	0,13
14	9,09	0,11
15	10	0,10

Tabella 15.3 - Modi di vibrare e relative frequenze ottenute dal "Modello 1990"

Per completezza, come fatto per i modelli sviluppati ad oggi, si riporta di seguito una vista delle deformate modali correlate ai principali modi di vibrazione.

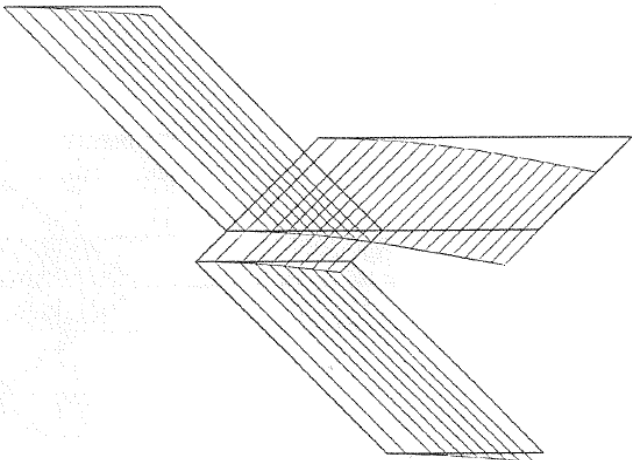


Figura 15.21 - Deformata del 1° modo di vibrare della struttura

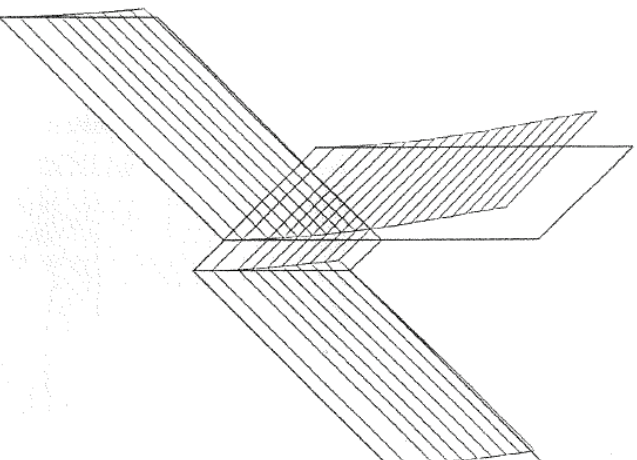


Figura 15.22 - Deformata del 2° modo di vibrare della struttura

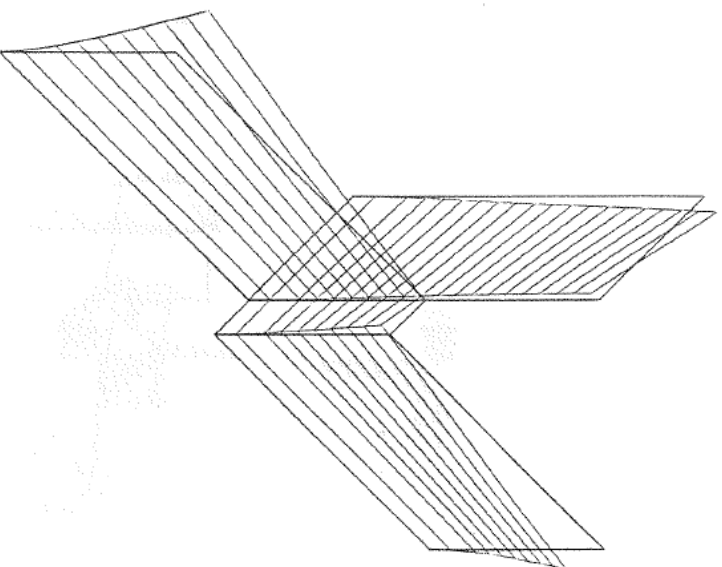


Figura 15.23 - Deformata del 3° modo di vibrare della struttura

15.3.4 Confronto tra modelli di calcolo

Si riporta di seguito un confronto tra i risultati delle analisi in frequenza ottenuti dai modelli implementati, “Modello Beam” e “Modello Plate”.

In parallelo si confronteranno i risultati ottenuti da entrambe le modellazioni con i risultati allegati alla relazione di verifica sismica che fu effettuata nel 1990 e che portò al dimensionamento, tra gli altri, degli accoppiatori sismici installati.

Modo [n.]	Frequenze analisi modale verifica sismica 1990 f_{1990} [Hz]	Frequenze “Modello Beam” f_{beam} [Hz]	Frequenze “Modello Plate” f_{plate} [Hz]
1	0,54	0,51	0,55
2	0,68	0,63	0,67
3	1,16	0,94	1,23
4	1,85	1,74	1,57
5	2,22	2,0	1,78
6	2,85	2,94	2,64
7	2,94	3,19	3,12
8	5	5,22	4,48
9	5,26	5,54	5,03
10	5,88	5,76	5,17
11	6,66	7,24	5,35
12	7,14	7,59	5,55
13	7,69	9,25	6,23(n.c.)
14	9,09	10,14	6,47(n.c.)
15	10	11,35	6,63(n.c.)

Tabella 15.4 – Confronto frequenze modi di vibrare

Modo [n.]	Massa attivata direzione “X”		Massa attivata direzione “Y”	
	“Modello Beam” $M_{x,beam}$ [%]	“Modello Plate” $M_{x,plate}$ [%]	“Modello Beam” $M_{y,beam}$ [%]	“Modello Plate” $M_{y,plate}$ [%]
1	4,142	3,005	47,183	44,243
2	44,323	48,024	4,390	5,571
3	6,334	2,921	0,073	0,137
4	5,215	11,818	26,833	27,012
5	5,667	11,214	0,168	1,085
6	17,831	1,594	1,762	4,633
7	0,132	5,497	1,470	0,468
8	0,005	1,871	0,795	0,117
9	0,235	2,570	0,09	4,342
10	1,069	0,439	10,142	6,418
11	0,027	2,773	0,057	0,246
12	9,093	3,729	0,711	0,738

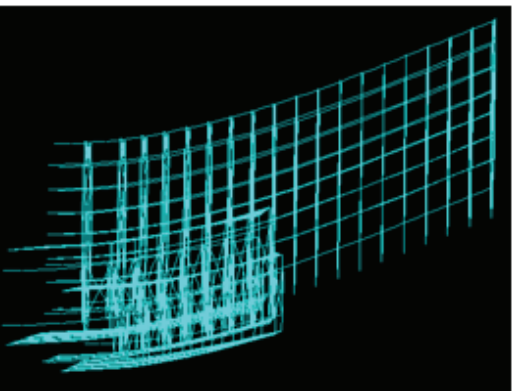
Tabella 15.5 – Confronto masse sismiche attivate

Dalla tabella sopra riportata si può concludere che sia il modello implementato utilizzando elementi finiti monodimensionali “Modello Beam” sia il modello che utilizza elementi finiti bidimensionali “Modello Plate”, forniscono soluzioni comparabili (Tabella 15.5).

Si sottolinea inoltre come entrambi i modelli forniscano valori comparabili con quelli ottenuti dalla modellazione eseguita nel 1990 (Tabella 15.4).

Anche le deformate modali, riportate di seguito, mostrano buon accordo tra le modellazioni eseguite.

Modello Beam – Modo 1



Modello Plate – Modo 1

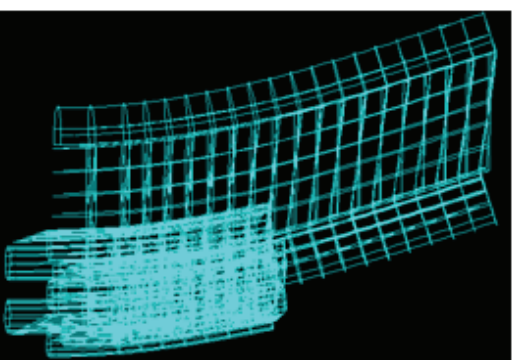
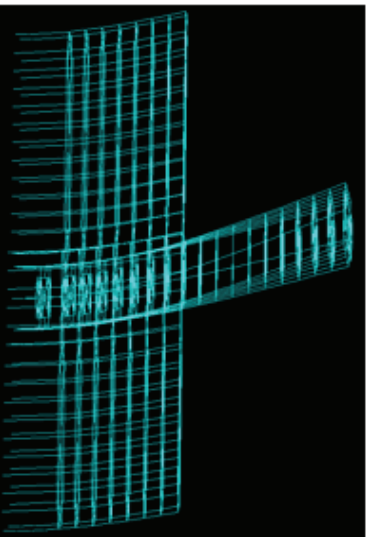


Figura 15.24 – Confronto 1° modo di vibrare

Modello Beam – Modo 2



Modello Plate – Modo 2

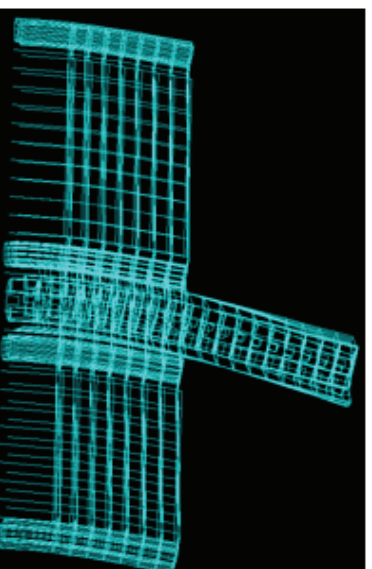
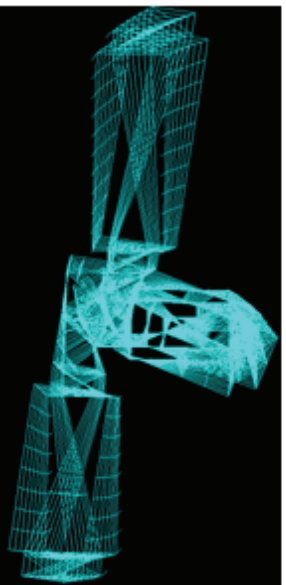


Figura 15.25 – Confronto 2° modo di vibrare

Modello Beam – Modo 3



Modello Plate – Modo 3

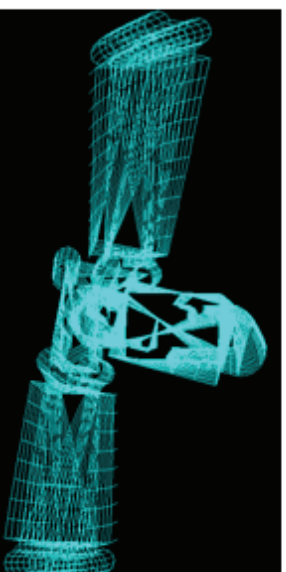
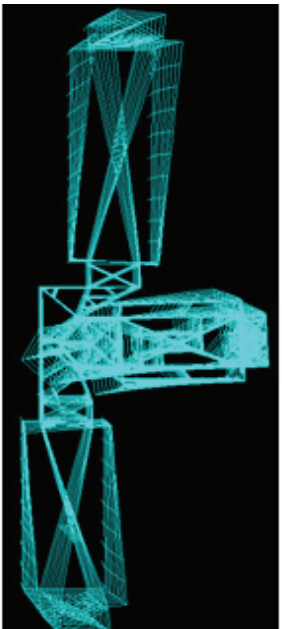


Figura 15.26 – Confronto 3° modo di vibrare

Modello Beam – Modo 4



Modello Plate – Modo 4

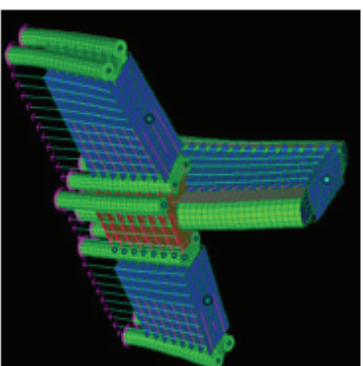
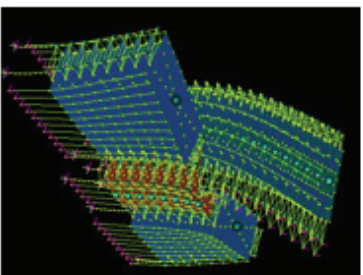
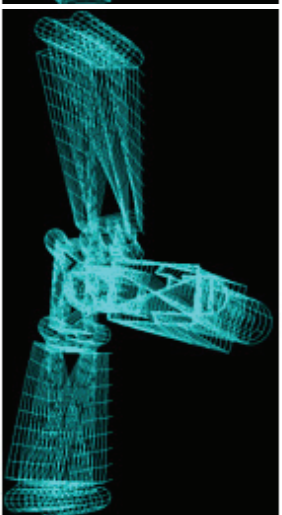
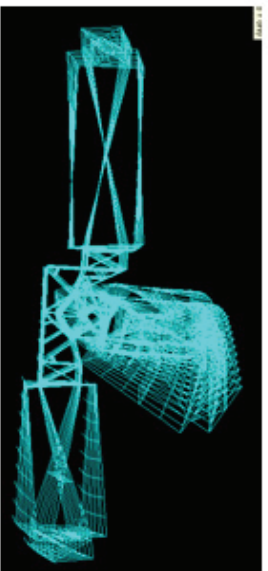


Figura 15.27 – Confronto 4° modo di vibrare

Modello Beam – Modo 5



Modello Plate – Modo 5

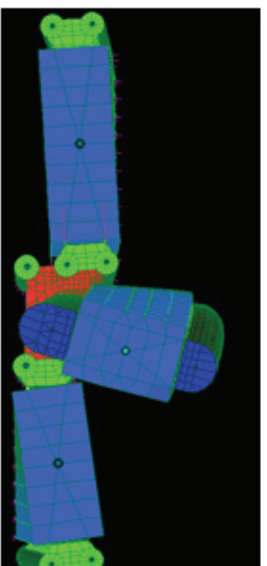
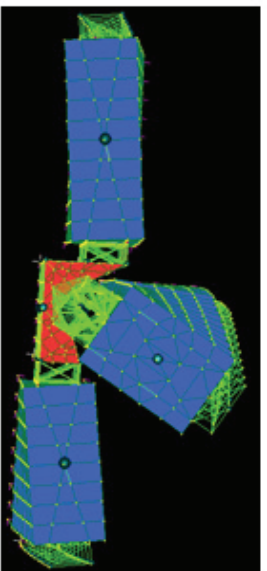
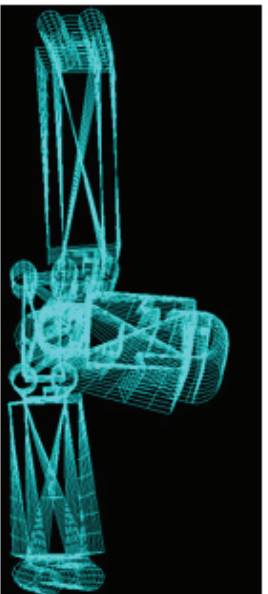


Figura 15.28 – Confronto 5° modo di vibrare

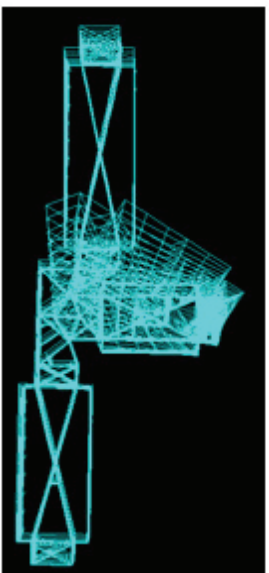
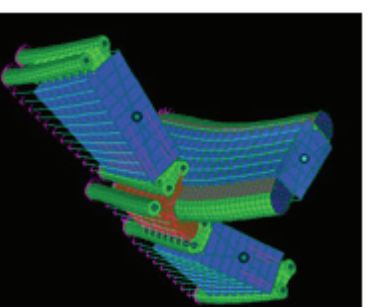
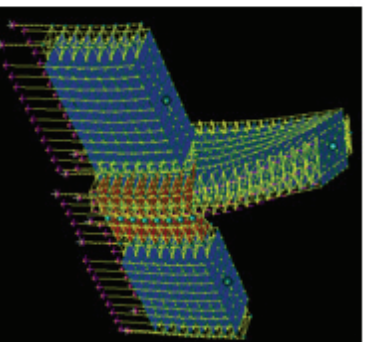
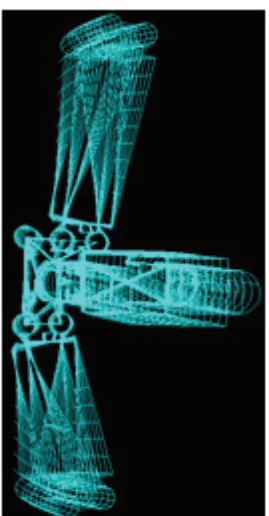
Modello Beam – Modo 6*Modello Plate – Modo 6*

Figura 15.29 – Confronto 6° modo di vibrare

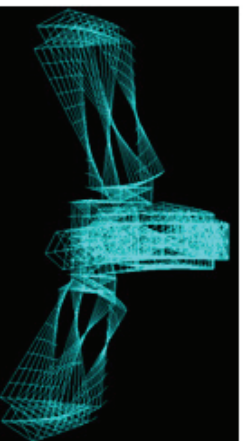
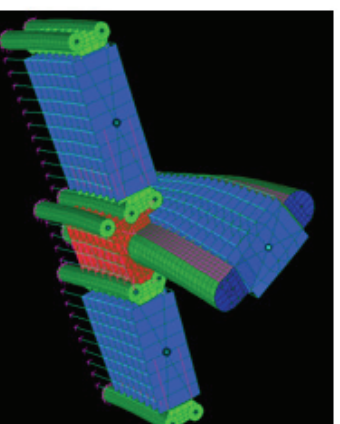
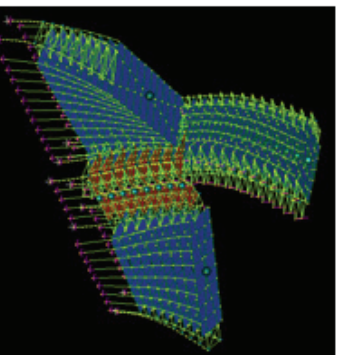
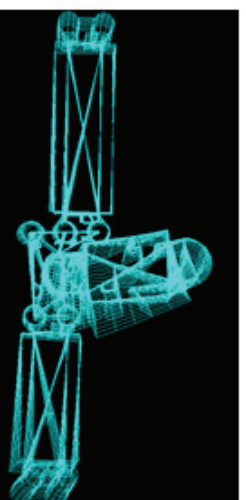
Modello Beam – Modo 7*Modello Plate – Modo 7*

Figura 15.30 – Confronto 7° modo di vibrare

Le deformate modali dei modi 6° e 7° risultano invertite tra il “Modello Beam” e il “Modello Plate”.

Pertanto si può concludere che, vista la similitudine dei risultati ottenuti tra i due modelli implementati, anche il modello realizzato con elementi verticali resistenti monodimensionali porti alla corretta stima delle rigidezze e della distribuzione delle forzanti sismiche con conseguente corretta stima delle sollecitazioni sugli elementi strutturali e, pertanto, si utilizzerà il “Modello Beam”, visto il limitato onere computazionale richiesto dallo stesso rispetto a quanto richiesto dal “Modello Plate” realizzato interamente con elementi bidimensionali.

16. Analisi sismica della struttura con spettro di risposta

Successivamente alla determinazione dei modi propri di vibrare della struttura attraverso la sua modellazione con due metodologie di discretizzazione, si è eseguita un'analisi con spettro di risposta.

Lo spettro elastico di riferimento è quello definito al precedente § 0 per la zona di Bologna e per un edificio con Vita di Riferimento “V_R” pari a 100 costruito su di un suolo di tipologia “C”.

Lo spettro elastico anzi detto è stato decurtato, per tenere in debita considerazione gli effetti dissipativi, mediante il fattore di struttura “q”. Nel caso di edifici esistenti, la Circolare esplicativa n. 617/09 del C.S.L.L.P.P. al § C8.7.2.4, per analisi lineari con utilizzo del fattore “q”, consente di adottare un coefficiente che può oscillare tra 1.5 e 3.0.

Nel caso in esame, vista la tipologia strutturale si è adottato un fattore di struttura “q” pari a 2.0, fermo restando che, come richiesto dalla stessa circolare esplicativa, per la verifica di tutti gli elementi strutturali “fragili” si adatterà un fattore di struttura “q” ridotto e pari a 1.5.

16.1 Validazione del modello

Prima di procedere alla verifica degli elementi principali sismo-resistenti del fabbricato, si riporta una breve validazione del modello F.E.M. andando a confrontare i valori di taglio alla base che risultano dal modello numerico stesso, con i valori di taglio stimati utilizzando metodi semplificati.

Considerando la sollecitazione agente in direzione prevalente “Y” (100% E_Y + 30% E_X) si ottiene un taglio totale alla base pari a V_{by} = 33.487,70 kN, come somma dei tagli di base sui singoli elementi di controvento.

Le informazioni necessarie all'esecuzione di un'analisi statica lineare secondo la direzione “Y” del fabbricato sono riassunte nella Tabella 16.1 seguente, dove il periodo di vibrazione è stato ottenuto attraverso la relazione $T = 2\pi\sqrt{M/K} = 2,22 \text{ sec}$.

Massa M [kg]	Rigidità K [kN/m]	Periodo T ₁ [sec.]	Ordinata Spettrale S _d (T ₁) [g]
18.000.000	143.511	2,22	0,078

Tabella 16.1 – Caratteristiche strutturali

Applicando successivamente la relazione fornita dalle NTC08 per l'esecuzione dell'analisi statica lineare si ottiene il taglio alla base del fabbricato.

$$F_h = S_d(T_1) \cdot M \cdot \frac{\lambda}{g} = 0,078g \cdot 18.000.000 \cdot \frac{0,85}{g} = 11.934 \text{ kN}$$

Nella precedente formula è stato adottato, come previsto dalle NTC08, un coefficiente $\lambda = 0,85$ essendo il fabbricato composto da più di 3 livelli.

Confrontando il valore di F_h ottenuto da analisi statica lineare con il taglio alla base ottenuto da modello F.E.M. si nota come ci sia una differenza sostanziale tra i valori di taglio. Tuttavia tale differenza è del tutto giustificabile considerando l'importanza rivestita

dai modi di vibrare superiori non puramente traslazionali e dai modi torsionali. Infatti, esaminando il modello F.E.M. realizzato e considerando come unico modo di vibrare quello puramente traslazionale, che per la direzione “Y” è il modo n. 1, e tralasciando la composizione delle forzanti che prevede di considerare il 100% in una direzione ed il 30% nella direzione ortogonale si ottiene, sempre come somma dei tagli al piede delle torri di controvento, un taglio totale alla base pari a $V_b=11.398,32$ kN del tutto confrontabile con la forza ottenuta dall’analisi statica equivalente realizzata.

La sovrapposibilità dei risultati ottenuti in termini di taglianti al piede delle strutture di controvento, che differiscono di circa un 5%, ed anche l’omogeneità dei valori delle frequenze del primo modo di vibrare si ritiene valido il modello F.E.M. realizzato.

16.2 Determinazione delle sollecitazioni

L’analisi spettrale per la determinazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è stata eseguita utilizzando il “Modello Beam” visti i risultati accettabili forniti in relazione a quelli ottenuti dal “Modello Plate”, con un onere computazionale di gran lunga inferiore rispetto a quest’ultimo.

Si riporta di seguito un estratto del tabulato di calcolo dalla quale si nota che viene attivata una percentuale di massa sufficiente, sia per l’analisi sismica con forzante principale la direzione X, sia per l’analisi sismica con forzante principale la direzione Y.

Analisi (X+0.3Y)

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	2.188904E-02	1.0222037E+04	2.211440E+01	4.142
2	2.555571E-02	3.343266E+04	5.327217E+01	44.323
3	3.311754E-02	1.263897E+04	1.197515E+01	6.334
4	4.000000E-02	1.146804E+04	3.805487E+00	5.215
5	4.000000E-02	1.195464E+04	3.007810E+00	5.667
6	4.000000E-02	2.120529E+04	2.492189E+00	17.831
7	4.000000E-02	1.822303E+03	1.808548E-01	0.132
8	4.000000E-02	3.401397E+02	1.263559E-02	0.005
9	4.000000E-02	2.436736E+03	8.039505E-02	0.235
10	4.000000E-02	5.192518E+03	1.585210E-01	1.069
11	4.000000E-02	8.277603E+02	1.598945E-02	0.027
12	4.000000E-02	1.514277E+04	2.659807E-01	9.093
13	4.000000E-02	2.313485E+03	2.738734E-02	0.212
14	4.000000E-02	1.389664E+03	1.368195E-02	0.077
15	4.000000E-02	1.493803E+02	1.175171E-03	0.001
16	4.000000E-02	2.466387E+03	1.913464E-02	0.241
17	4.000000E-02	3.415450E-07	2.612789E-12	0.000
18	4.000000E-02	3.994245E+02	2.853561E-03	0.006
TOTAL MASS PARTICIPATION:				94.610%

Figura 16.1 – Massa sismica attivata con forzante principale in direzione X

Analisi (0.3X+Y)

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	2.188904E-02	3.449445E+04	7.463763E+01	47.183
2	2.555571E-02	1.052222E+04	1.676628E+01	4.390
3	3.311754E-02	1.353395E+03	1.282311E+00	0.073
4	4.000000E-02	2.601309E+04	8.632031E+00	26.833
5	4.000000E-02	2.059127E+03	5.180801E-01	0.168
6	4.000000E-02	6.666077E+03	7.834424E-01	1.762
7	4.000000E-02	6.089573E+03	6.043608E-01	1.470
8	4.000000E-02	4.478794E+03	1.663794E-01	0.795
9	4.000000E-02	1.510373E+03	4.983164E-02	0.090
10	4.000000E-02	1.599249E+04	4.882303E-01	10.142
11	4.000000E-02	1.202004E+03	2.321853E-02	0.057
12	4.000000E-02	4.234418E+03	7.437699E-02	0.711
13	4.000000E-02	8.644954E+02	1.023401E-02	0.030
14	4.000000E-02	1.232300E+03	1.213262E-02	0.060
15	4.000000E-02	6.076631E+02	4.780471E-03	0.015
16	4.000000E-02	8.212627E+03	6.371494E-02	2.675
17	4.000000E-02	6.547526E-07	5.008798E-12	0.000
18	4.000000E-02	9.190445E+01	6.565822E-04	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION:				96.455%

Figura 16.2 – Massa sismica attivata con forzante principale in direzione Y

Come è possibile riscontrare dalla Figura 16.1 e dalla Figura 16.2 la percentuale di massa attivata è concentrata in un numero di modi limitato per ciascuna direzione principale. Per la direzione di sollecitazione prevalente in “x” i modi numero “2”, “6” e “12” e per la direzione di sollecitazione prevalente in “y” i modi numero “1”, “4” e “10”. La particolare tipologia del sistema resistente alle azioni orizzontali fa sì che gli elementi da sottoporre a verifica delle sollecitazioni siano abbastanza limitati. Infatti, sarà principalmente da verificare lo stato delle torri di controventamento e la risposta dei dispositivi di accoppiamento sismico presenti a collegamento dei due corpi aventi differenti altezze. Nei successivi paragrafi si riporteranno le caratteristiche di sollecitazioni “Momento Flettente” e “Taglio” nelle due direzioni principali. Saranno mostrate dapprima le sollecitazioni nelle torri cilindriche a sezioni circolari del corpo frontale a 8 livelli (1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10) e successivamente nelle torri a cilindriche a sezione semicircolare del corpo a 18 livelli (11, 12).

16.2.1 Sollecitazioni nelle torri di controventamento

Torri cilindriche a sezione circolare

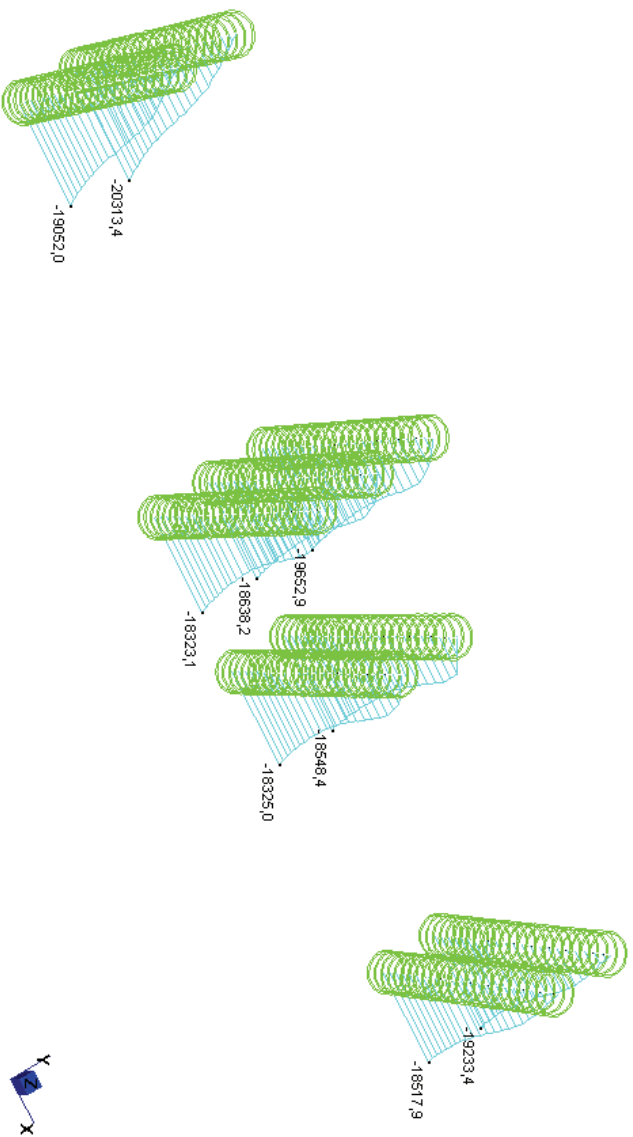


Figura 16.3 – Myy [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione X

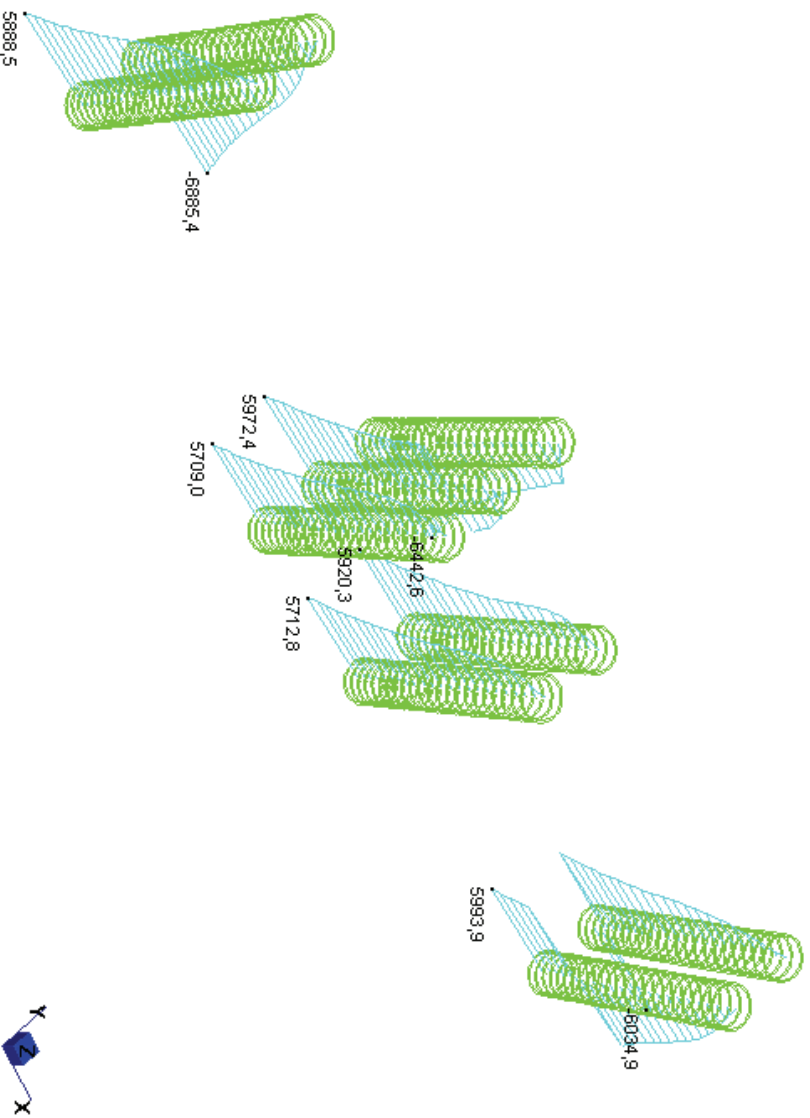


Figura 16.4 – Myy [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione Y

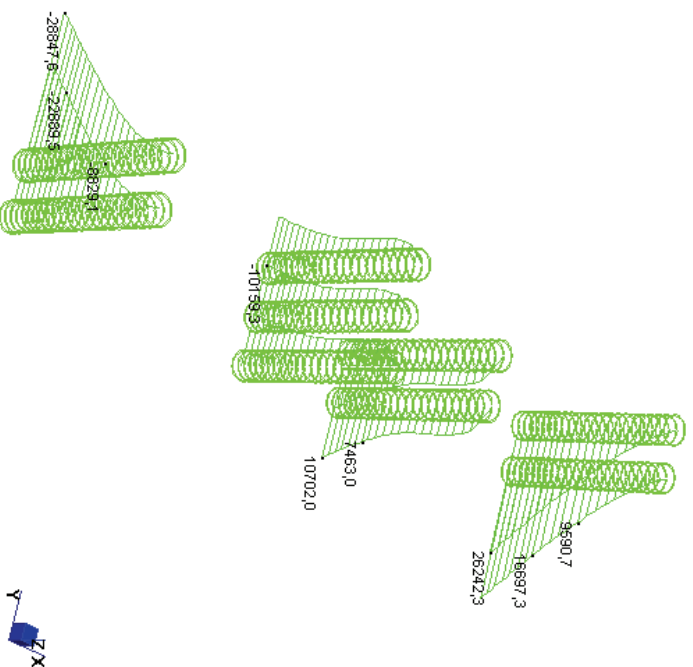


Figura 16.5 – M_{xx} [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione X

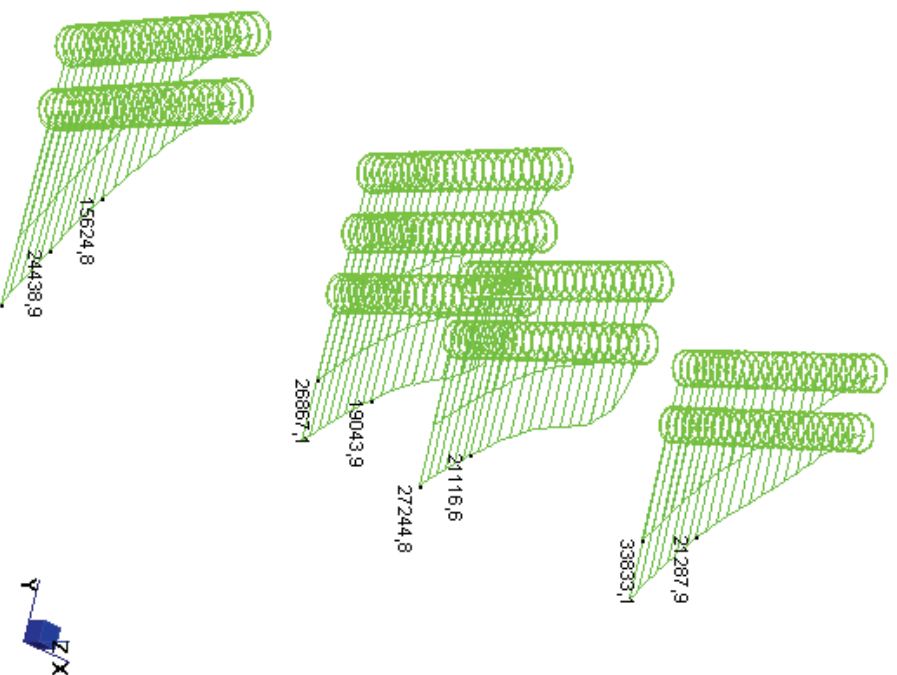


Figura 16.6 – M_{xx} [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione Y

Torri cilindriche a sezione semi circolare

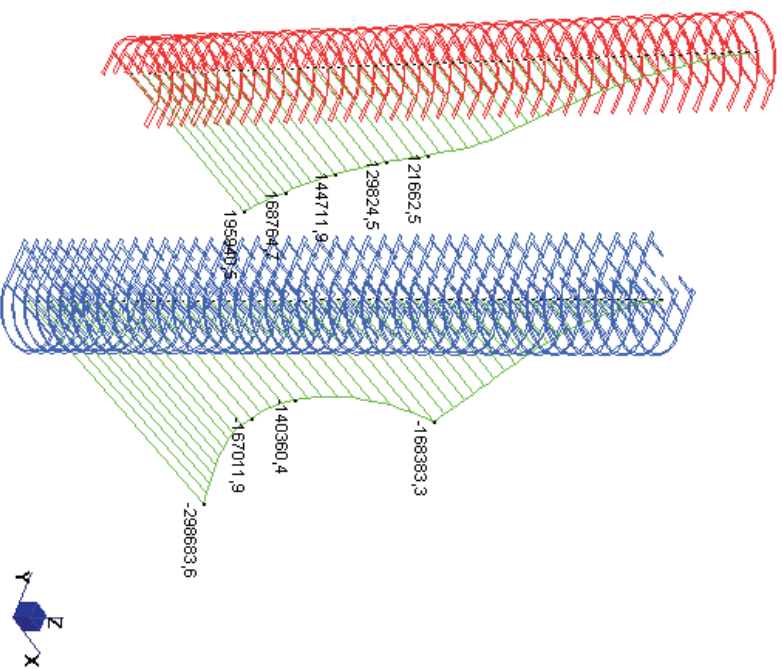


Figura 16.7 – Myy [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione X

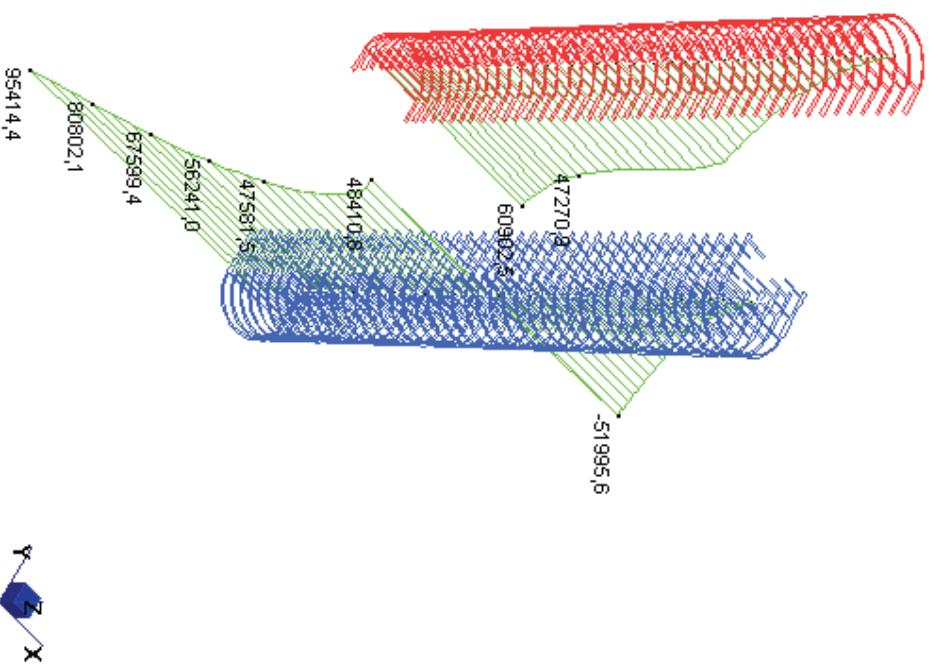


Figura 16.8 – Myy [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione Y

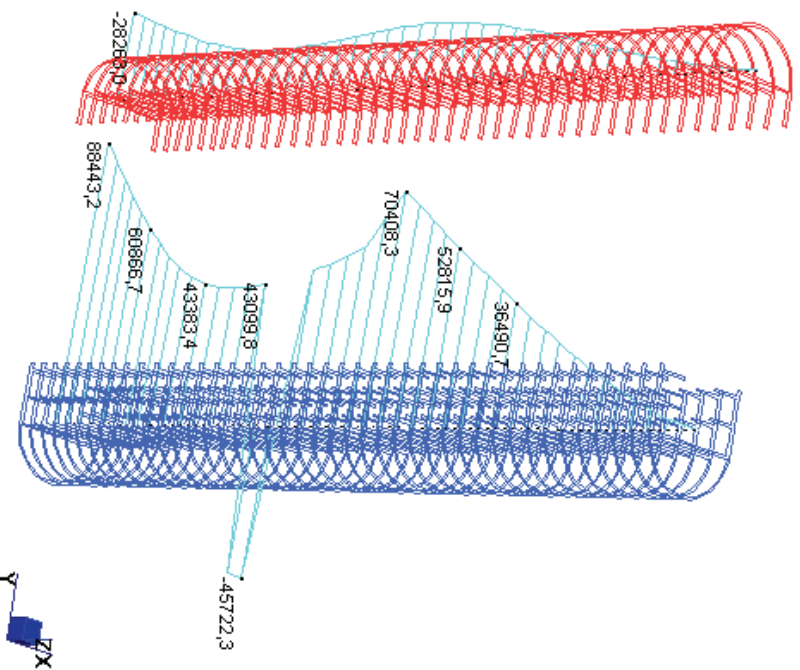


Figura 16.9 – Mxx [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione X

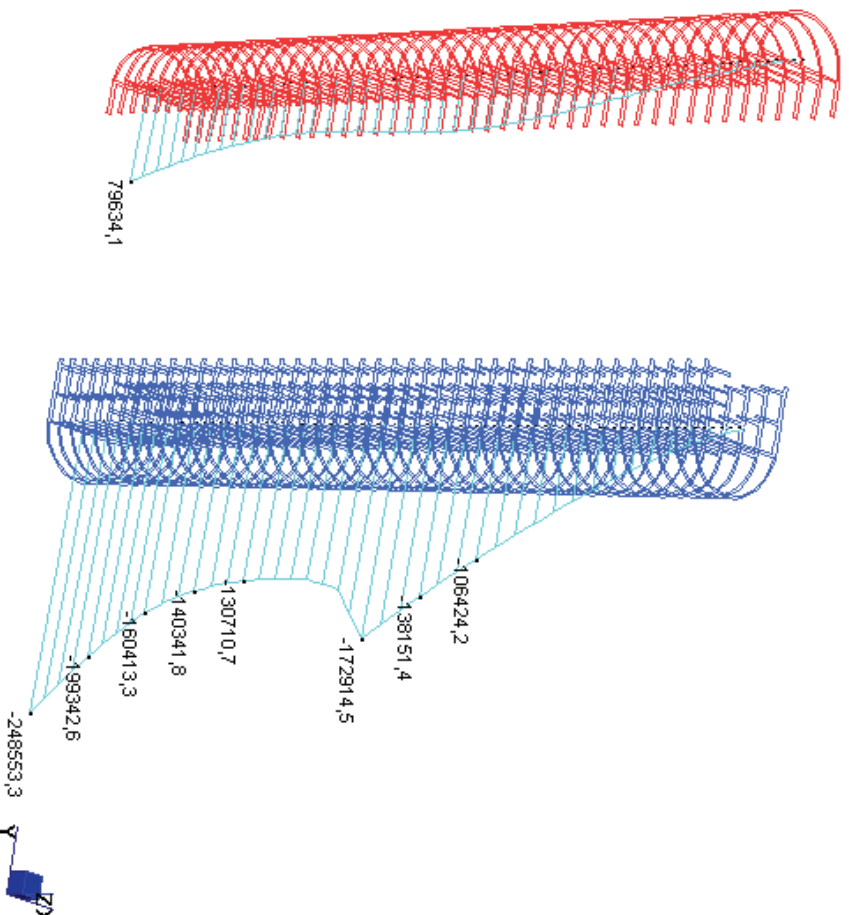


Figura 16.10 – Mxx [kNm] analisi con forzante prevalente in direzione Y

Per semplicità di lettura si riportano nella Tabella 16.2 seguente i valori di Momento Flettente e Taglio nelle due direzioni principali al piede degli elementi strutturali. La numerazione delle torri di controventamento è riportata nella figura seguente.

I valori di Momento Flettente e Taglio riportati sopra sono i valori sollecitanti da utilizzarsi per la verifica al piede del fabbricato. Infatti, gli stessi risultano già scalati per il fattore di struttura “q”, assunto pari a 2.0 per i meccanismi duttili e pari a 1.5 per i meccanismi fragili.

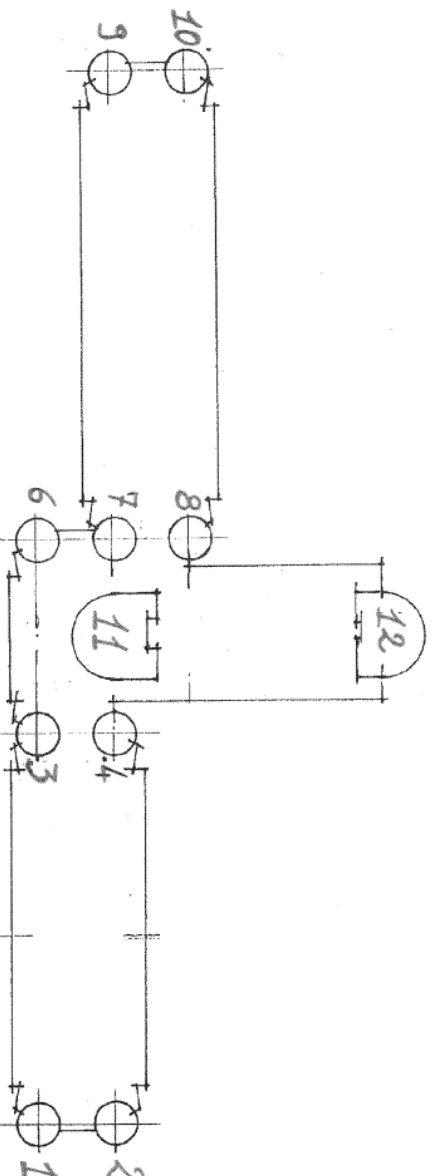


Figura 16.11 – Numerazione torri di controventamento del fabbricato

Cilindro	Forzante prevalente direzione X ($X+0,3Y$)				Forzante prevalente direzione Y ($0,3X+Y$)			
	M _{xx} [kNm]	M _{yy} [kNm]	T _x [kN]	T _y [kN]	M _{xx} [kNm]	M _{yy} [kNm]	T _x [kN]	T _y [kN]
1	26.242,3	18.517,9	1.028,6	1.330,9	33.833,1	5.993,9	328,9	2.088,0
2	26.242,3	19.233,4	1.068,1	1.330,9	33.833,1	6.034,9	363,2	2.088,0
3	10.702,0	18.325,0	960,2	643,6	27.244,8	5.712,8	337,2	1.295,5
4	10.701,8	18.548,4	864,5	643,6	27.244,0	5.920,3	270,3	1.295,1
6	10.156,5	18.323,1	959,6	587,7	26.859,7	5.709,0	336,4	1.318,3
7	10.159,3	18.638,2	896,6	588,7	26.867,1	5.972,4	283,1	1.321,1
8	10.157,5	19.652,9	880,4	587,6	26.861,3	6.442,6	317,7	1.318,3
9	28.847,6	19.052,0	1.033,6	1.381,1	33.644,6	5.888,5	341,9	1.839,6
10	28.847,6	20.313,4	1.076,6	1.381,1	33.644,6	6.885,4	341,5	1.839,6
11	88.443,2	298.683,6	17.034,3	6.256,4	248.553,3	95.414,4	5.327,7	14.501,9
12	28.263,0	195.940,5	6.909,1	1.968,7	79.634,1	60.902,5	2.717,5	4.582,3

Tabella 16.2 – Sollecitazioni alla base delle torri di controventamento

Occorre sottolineare che, in generale, si sono ottenuti i massimi delle sollecitazioni al piede delle torri di controventamento, come era del resto prevedibile vista la conformazione sostanzialmente a “mensole” delle stesse.

Eccezione a tale andamento delle sollecitazioni si è rilevata nella zona in cui il corpo a 8 livelli termina mentre il corpo a 18 livelli prosegue in altezza. In questa zona l’andamento delle sollecitazioni nelle torri di controventamento subisce alcune brusche variazioni dovute all’improvvisa mutazione di rigidità offerta dalla struttura in esame. Il fenomeno è ben noto in letteratura come “*effetto di interazione*”.

Si riporta, nelle immagini di seguito, l’andamento del Taglio e del Momento Flettente della Torre 11 lungo l’altezza, in cui è possibile apprezzare la variazione delle sollecitazioni anzi dette.

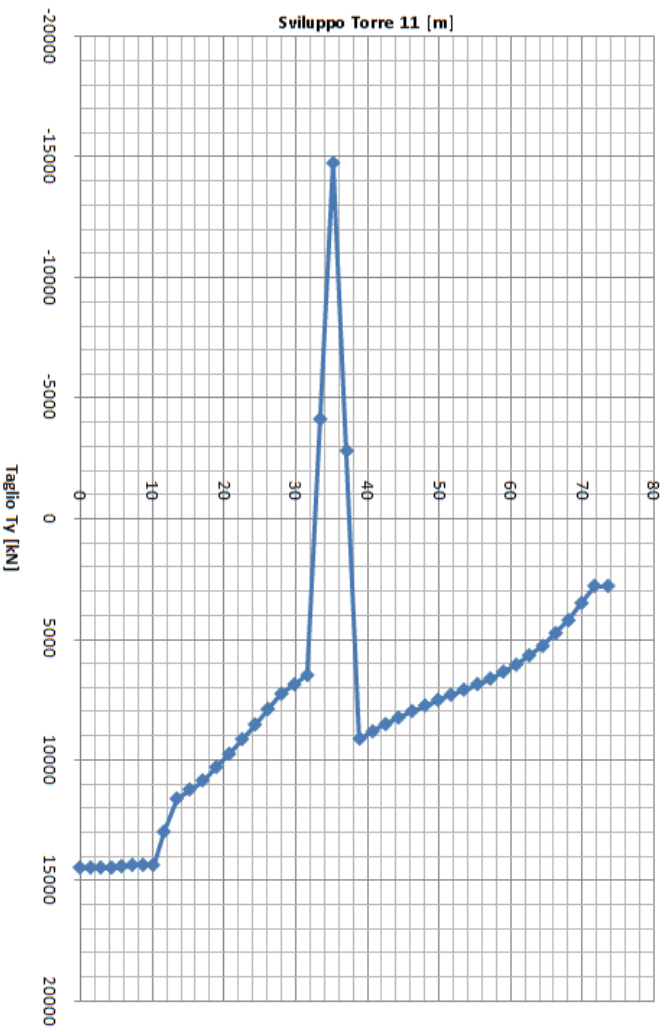


Figura 16.12 – Andamento del Taglio T_y nella Torre II – (0.3X+Y)

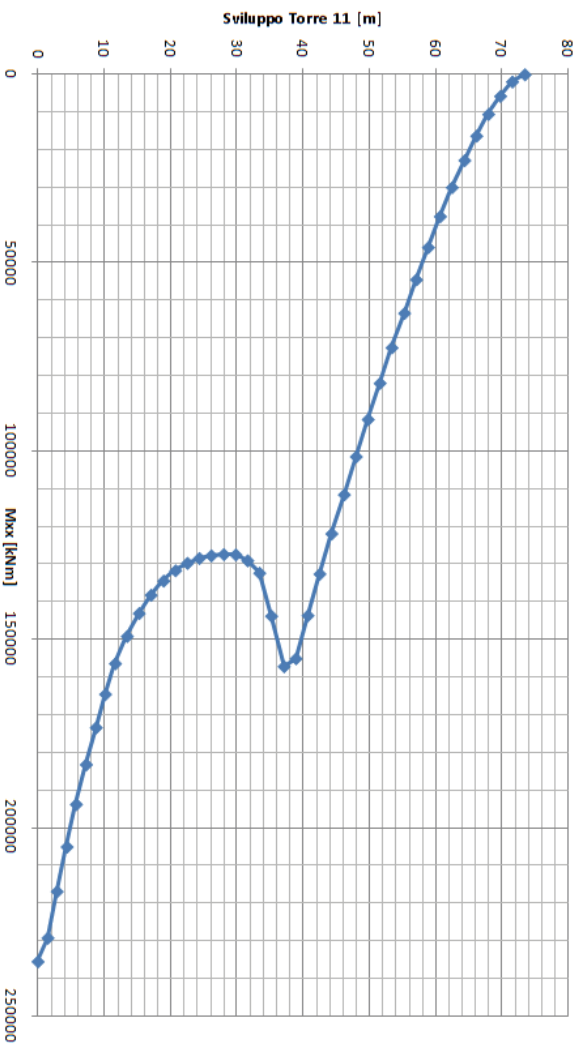


Figura 16.13 – Andamento del Momento Flettente M_{xx} nella Torre II – (0.3X+Y)

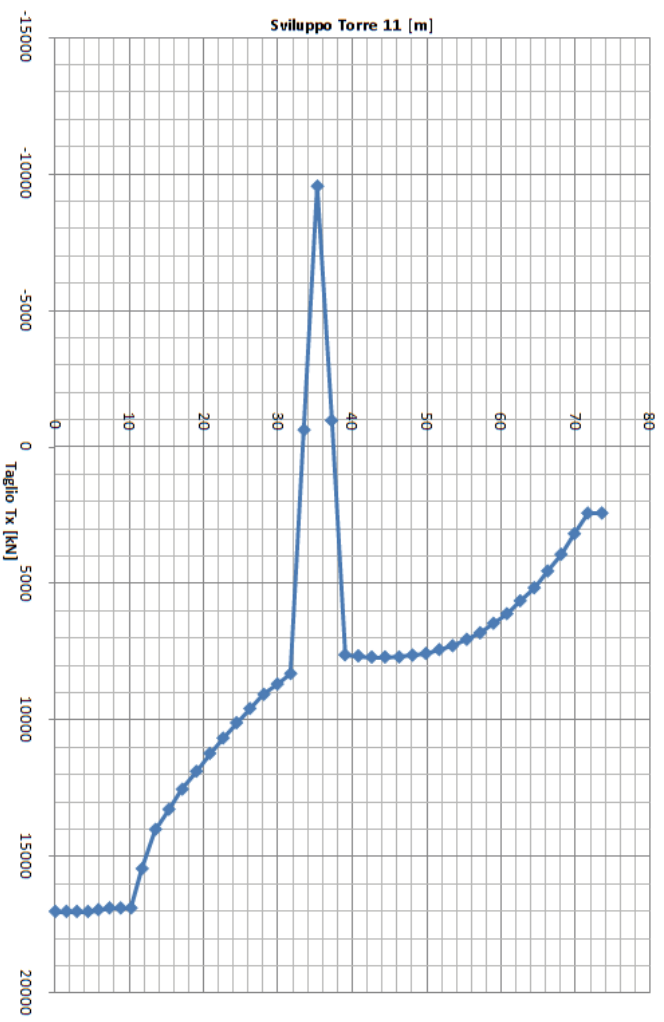


Figura 16.14 – Andamento del Taglio Tx nella Torre 11 – (X+0.3Y)

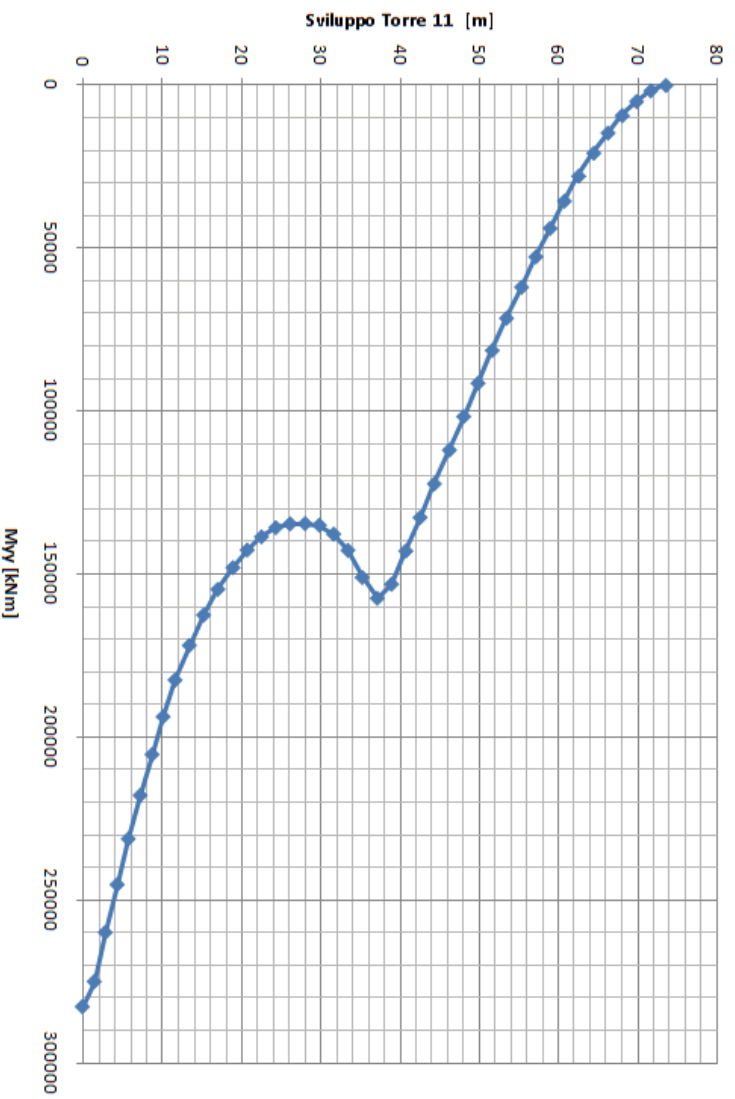


Figura 16.15 – Andamento del Momento Flettente Myy nella Torre 11 – (X+0.3Y)

16.2.2 Sollecitazioni negli accoppiatori sismici

Come già anticipato nei paragrafi precedenti, la variante occorsa nel 1990 introdusse un sistema di accoppiamento tra i due fabbricati aventi altezze differenti per risolvere il problema indotto dalla presenza di un giunto tecnico tra i fabbricati non più adeguabile sismicamente. Tale sistema risulta composto da n° 3 accoppiatori sismici disposti a ciascun livello in cui i due fabbricati coesistono e presentano tra essi il giunto tecnico, ad esclusione dell'impalcato a quota 11.68 metri (copertura dei solai ammezzati).

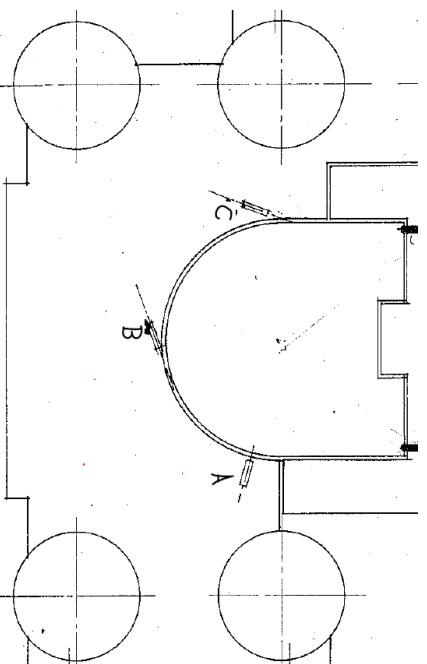


Figura 16.16 – Posizione degli accoppiatori sismici

Le sollecitazioni negli accoppiatori sismici sono riportate nella seguente tabella, suddivisi per livello.

Quota [m]	Forzante prevalente direzione X (X+0,3Y)			Forzante prevalente direzione Y (0,3X+Y)		
	Sforzo Accoppiatore Sismico [kN]					
	A	B	C	A	B	C
+ 37,16	+ 11.164,10	+ 8.542,20	- 7.750,70	+9.431,30	+ 5.805,30	+12.093,20
+ 33,52	- 4.859,70	+ 5.234,40	- 5.366,20	-6.700,90	- 5.665,50	- 3.321,20
+ 29,88	- 2.746,50	+ 3.672,30	- 3.620,10	- 1.628,10	- 1.978,20	- 1.856,90
+ 26,24	- 2.018,10	+ 2.668,30	- 2.611,00	-658,90	- 974,60	- 1.696,40
+ 22,60	- 1.575,40	+ 1.100,80	+ 1.090,60	-669,60	- 651,80	- 1.016,40
+ 18,96	- 1.584,30	+ 824,90	+ 862,70	-734,50	- 728,30	- 800,90
+ 15,32	- 1.500,20	- 608,30	+ 682,10	+661,80	+ 685,00	- 560,56

Tabella 16.3 – Sollecitazioni negli accoppiatori sismici

Come per le caratteristiche della sollecitazione delle torri di controventamento, anche per gli sforzi negli accoppiatori sismici, si sono riscontrate importanti variazioni dei valori di sollecitazione negli apparecchi dell'ultimo livello del corpo basso.

Per la particolare angolazione con cui sono disposti tali strumenti, riportata in Figura 16.17, le variazioni anzidette sono molto importanti nell'Accoppiatore A quando ad agire è il sisma prevalente in direzione X e nell'accoppiatore C quando, invece, è la direzione Y quella di ingresso prevalente del sisma.

È riportato nell'immagine seguente l'andamento degli sforzi nei due accoppiatori citati.

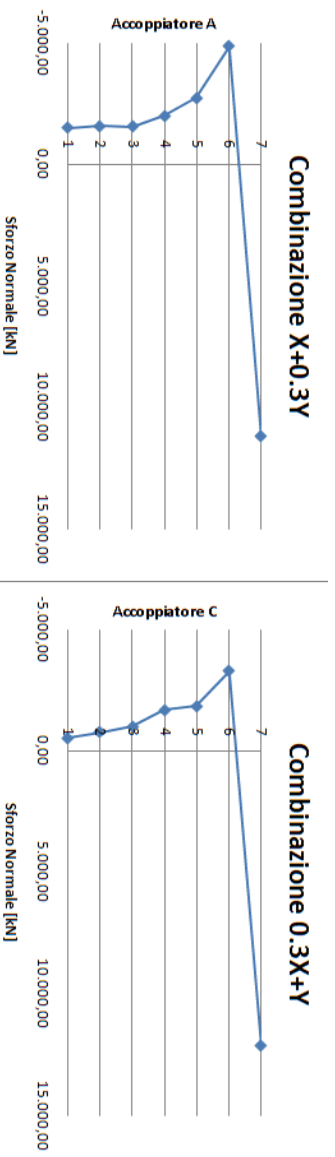


Figura 16.17 – Confronto andamento sforzi in Accoppiatore A e Accoppiatore C

17. Analisi della capacità resistente della struttura

Nel presente paragrafo verrà illustrata la capacità resistente della struttura all'azione sismica, con particolare riferimento alla resistenza a Flessione e Taglio dei cilindri di controventamento e alla resistenza degli elementi di accoppiamento sismico tra i due corpi di fabbrica a differente altezza.

17.1 Calcolo del Momento Resistente M_{Rd} delle torri di controventamento

La determinazione del Momento Resistente M_{Rd} delle torri di controventamento è avvenuta attraverso la creazione di un foglio di calcolo per la definizione del diagramma Momento-Curvatura $M - \chi$ in ciascuna direzione principale delle torri.

A differenza di come operato per l'esecuzione dell'analisi spettrale del modello globale, di cui ai capitoli precedenti, la creazione dei diagrammi $M - \chi$ è avvenuta considerando la vera sezione resistente della torre di controventamento, che per la presenza di varchi ed aperture non presenta un profilo continuo nel suo sviluppo in pianta.

Per la definizione dei legami costitutivi dell'acciaio d'armatura e del calcestruzzo si è adottato, per il primo il legame proposto dalle NTC2008 di cui al D.M. 14.01.2008 al § 4.1.2.1.2.3 del tipo “*bilinearare finito con incrudimento*” (Figura 17.1), e per il secondo il modello contenuto all'interno dell'Eurocodice EC2 parte 1-1 al § 3.1.5 (Figura 17.2).

Legame $\sigma - \varepsilon$ acciaio d'armatura

Considerando le proprietà meccaniche dell'acciaio d'armatura presente nelle torri di controventamento, così come dedotte dalle prove sui materiali compiute all'epoca della costruzione, si ottiene il seguente andamento del legame $\sigma - \varepsilon$.

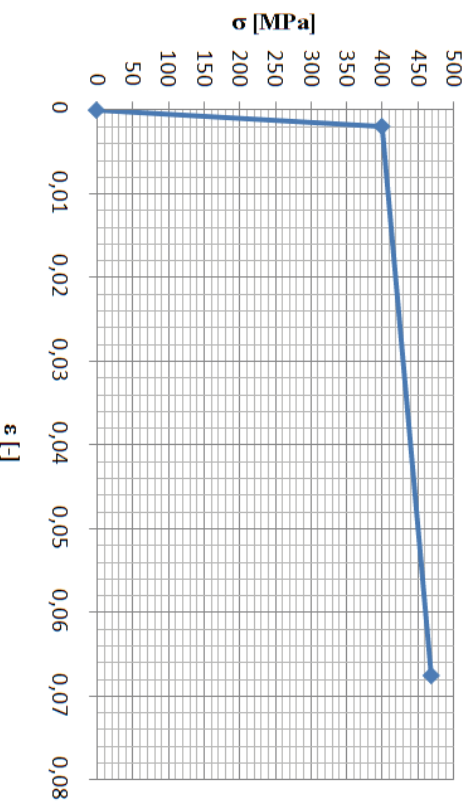


Figura 17.1 – Diagramma tensione – deformazione acciaio d'armatura

I punti caratteristici del diagramma sono due e sono dati dalle seguenti coppie di punti:

$$(\varepsilon_{yd} - f_{yd}) = \left(\frac{f_{yd}}{E_s} - f_{yd} \right) = (0,00194 - 399,45) \quad (17.1)$$

$$(\varepsilon_{ud} - f_{td}) = (0,9\varepsilon_{uk} - k \cdot f_{yd}) = (0,0675 - 468,40) \quad (17.2)$$

Legame $\sigma - \varepsilon$ calcestruzzo

Considerando le proprietà meccaniche del calcestruzzo presente nelle torri di controventamento, così come dedotte dalle prove sui materiali compiute all'epoca della costruzione, si ottiene il seguente andamento del legame $\sigma - \varepsilon$.

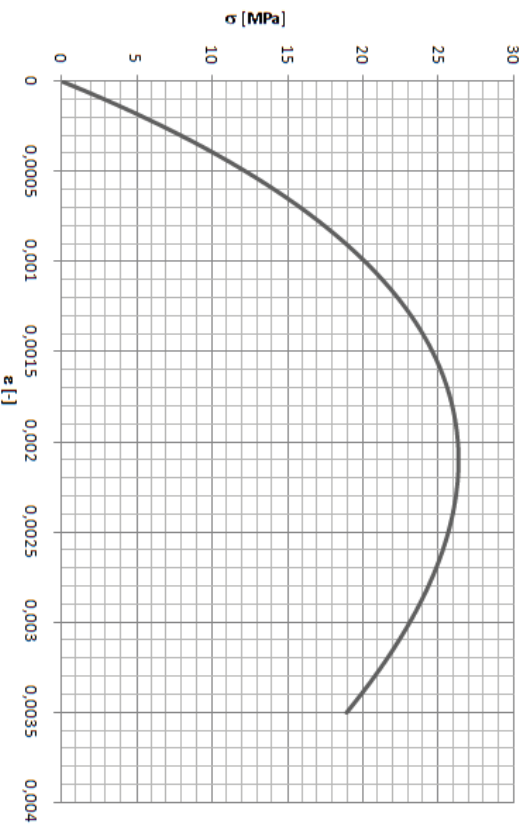


Figura 17.2 - Diagramma tensione - deformazione calcestruzzo

La relazione che definisce il legame è la seguente:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (17.3)$$

dove:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = 1,05E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} = 2,5815$$

$$f_{cm} = 26,4 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 28098 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,0021$$

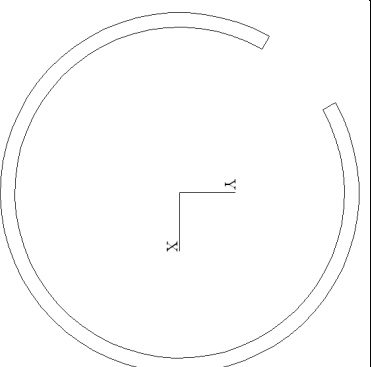
$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Partendo dai legami costitutivi $\sigma - \varepsilon$ utilizzati si è, come anticipato, implementato un foglio di calcolo che, per via iterativa, ricercasse la posizione dell'asse neutro attraverso l'equilibrio alla traslazione della sezione e, successivamente, in funzione dei diversi stati deformativi di acciaio e calcestruzzo, determinasse il Momento Flettente per garantire l'equilibrio alla rotazione.

Il processo iterativo continuava fino a che non fosse raggiunta, lato calcestruzzo o lato acciaio, la deformazione ultima ammissibile, che indicava la rottura della sezione ed il raggiungimento della sua massima resistenza a flessione.

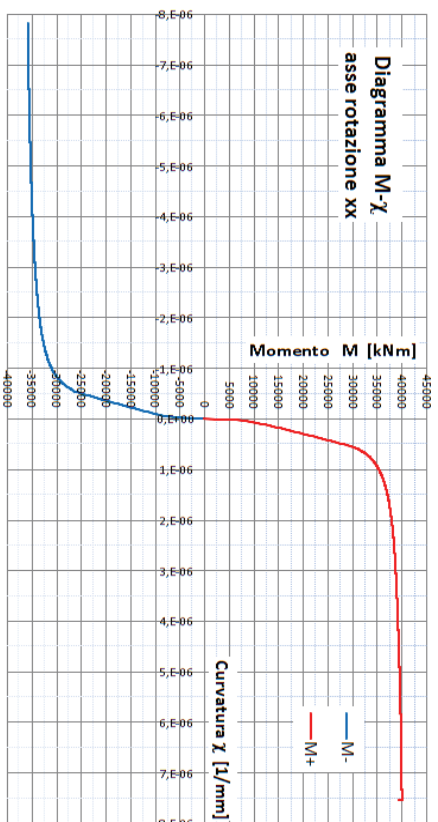
Riportiamo di seguito i diagrammi $M - \chi$ per le diverse torri di controventamento.

Torre n.1

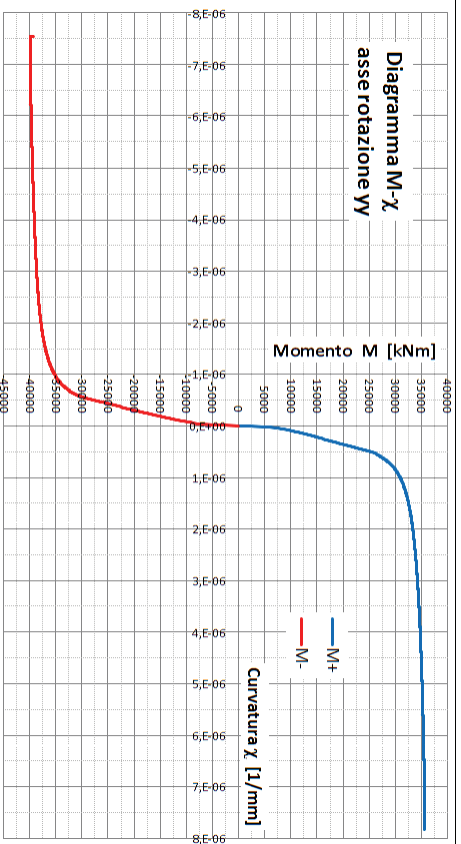


Diagrammi M-χ

Dati caratteristici

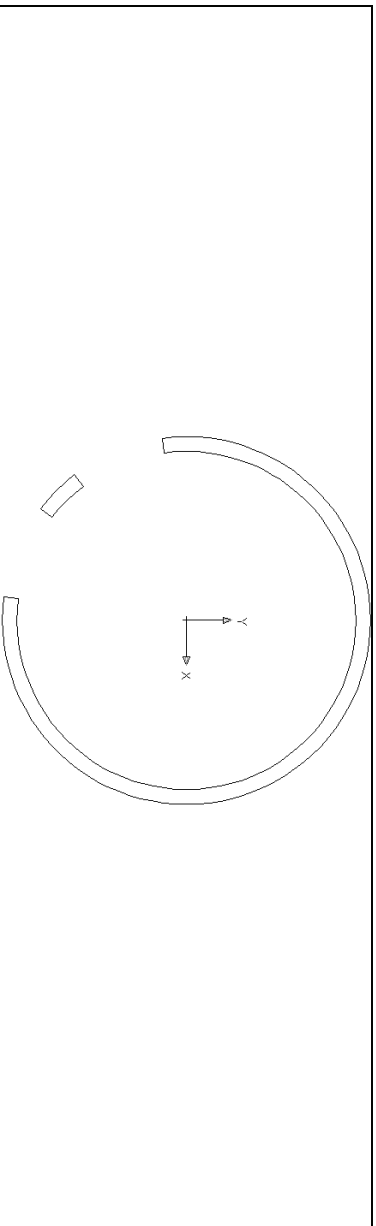


$M_y^{XX+} = 29.130$
 $\chi_y^{XX+} = 0,00000053$
 $M_u^{XX+} = 39.961$
 $\chi_u^{XX+} = 0,000000754$
 $M_y^{XX-} = 25.378$
 $\chi_y^{XX-} = 0,00000051$
 $M_u^{XX-} = 35.718$
 $\chi_u^{XX-} = 0,000000783$



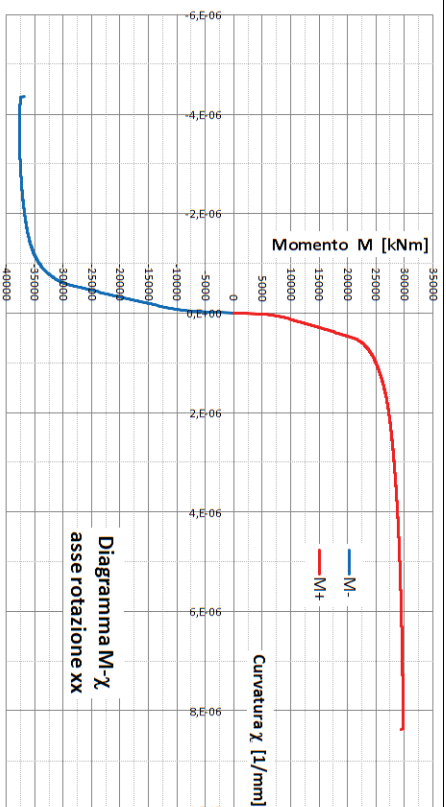
$M_y^{YY+} = 25.378$
 $\chi_y^{YY+} = 0,00000051$
 $M_u^{YY+} = 35.718$
 $\chi_u^{YY+} = 0,000000783$
 $M_y^{YY-} = 29.130$
 $\chi_y^{YY-} = 0,00000053$
 $M_u^{YY-} = 39.961$
 $\chi_u^{YY-} = 0,000000754$

Torre n.2

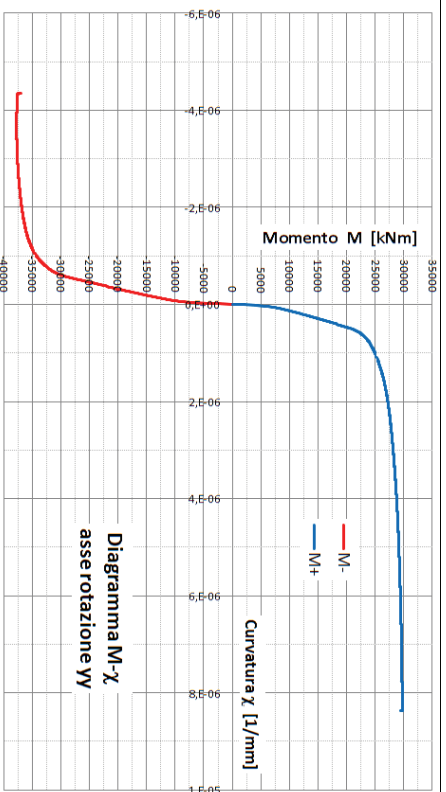


Diagrammi M-χ

Dati caratteristici

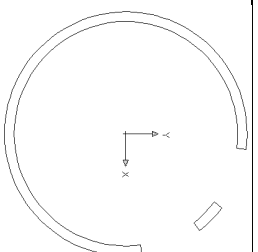


$M_y^{XX+} = 20.665$
 $\chi_y^{XX+} = 0,00000049$
 $M_{tu}^{XX+} = 29.773$
 $\chi_{tu}^{XX+} = 0,00000836$
 $M_y^{XX-} = 28.373$
 $\chi_y^{XX-} = 0,00000055$
 $M_{tu}^{XX-} = 37.728$
 $\chi_{tu}^{XX-} = 0,00000372$



$M_y^{YY+} = 20.665$
 $\chi_y^{YY+} = 0,00000049$
 $M_{tu}^{YY+} = 29.773$
 $\chi_{tu}^{YY+} = 0,00000836$
 $M_y^{YY-} = 28.373$
 $\chi_y^{YY-} = 0,00000055$
 $M_{tu}^{YY-} = 37.728$
 $\chi_{tu}^{YY-} = 0,00000372$

Torre n.3



Diagrammi M-χ

Dati caratteristici

$$M_y^{XX+} = 31.561$$

$$\chi_y^{XX+} = 0,00000056$$

$$M_u^{XX+} = 41.962$$

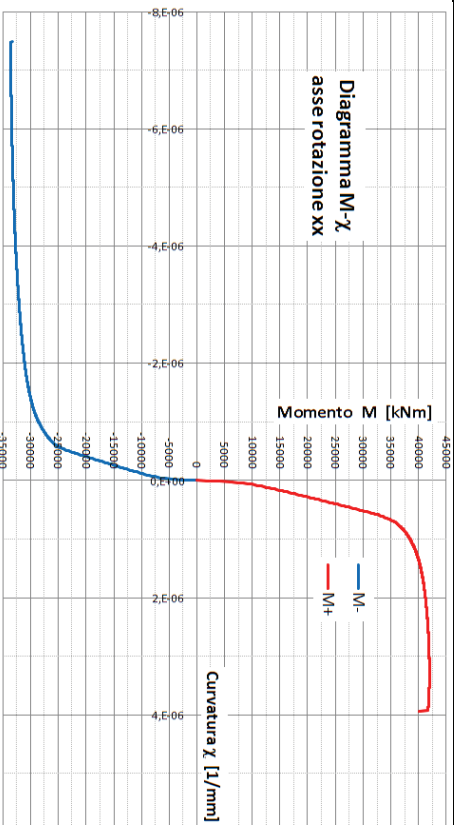
$$\chi_u^{XX+} = 0,000000332$$

$$M_y^{XX-} = 23.173$$

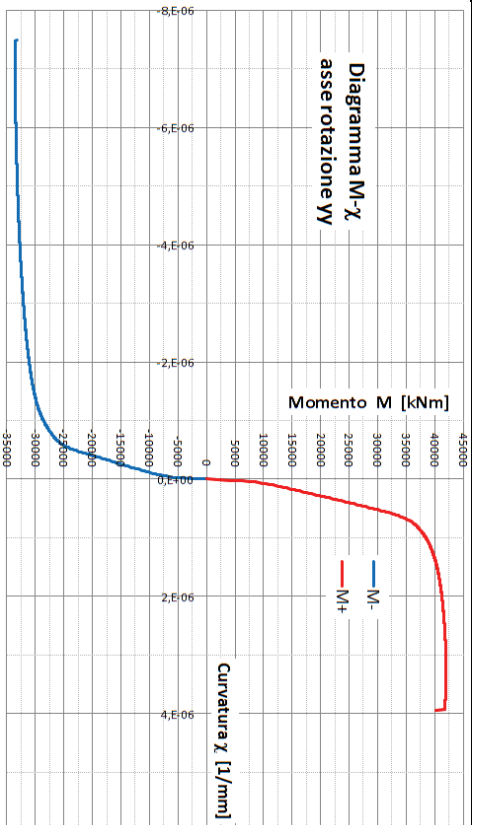
$$\chi_y^{XX-} = 0,00000050$$

$$M_u^{XX-} = 33.555$$

$$\chi_u^{XX-} = 0,00000738$$



**Diagramma M-χ
asse rotazione yy**



$$M_u^{YY+} = 41.962$$

$$\chi_u^{YY+} = 0,000000332$$

$$M_y^{YY+} = 31.561$$

$$\chi_y^{YY+} = 0,00000056$$

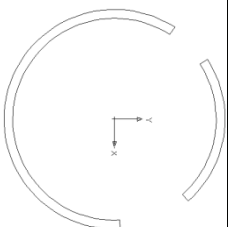
$$M_u^{YY-} = 23.173$$

$$\chi_u^{YY-} = 0,00000050$$

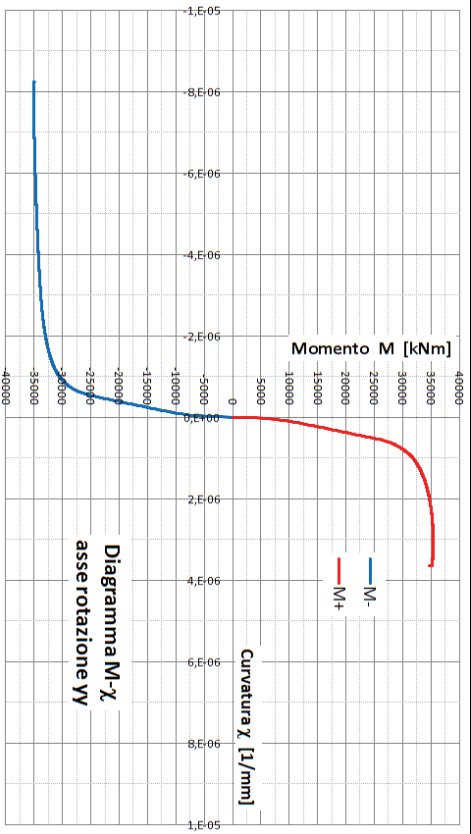
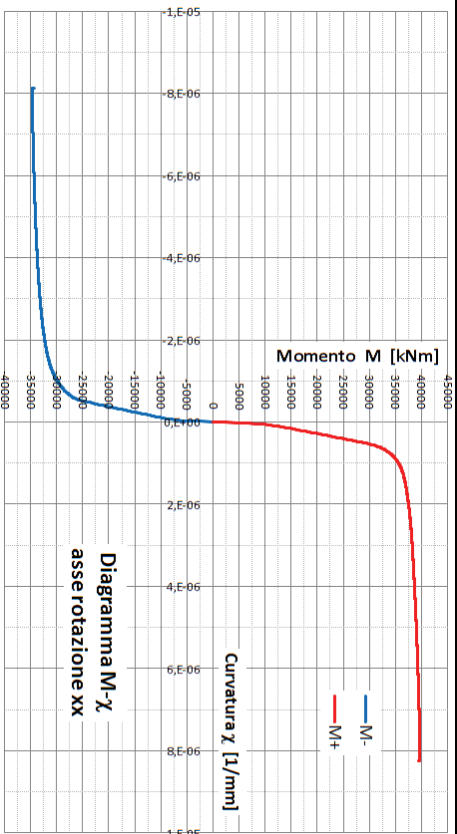
$$M_y^{YY-} = 33.555$$

$$\chi_y^{YY-} = 0,00000738$$

Torre n.4



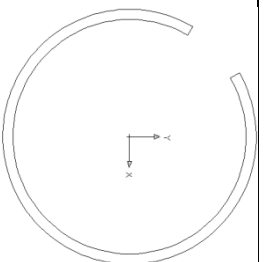
Diagrammi M-χ



Dati caratteristici

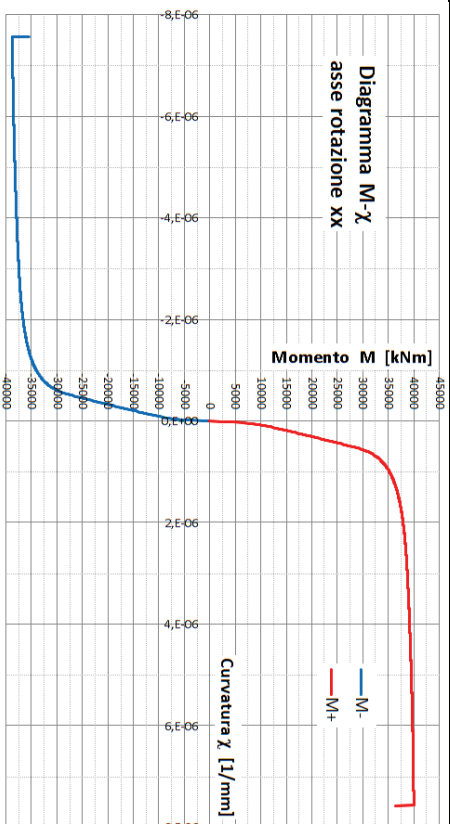
$M_y^{XX+} = 29.743$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000053$
$M_u^{XX+} = 39.690$
$\chi_u^{XX+} = 0,00000825$
$M_y^{XX-} = 24.762$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000050$
$M_u^{XX-} = 34.740$
$\chi_u^{XX-} = 0,00000812$
$M_y^{YY+} = 26.301$
$\chi_y^{YY+} = 0,00000056$
$M_u^{YY+} = 35.391$
$\chi_u^{YY+} = 0,00000307$
$M_y^{YY-} = 24.561$
$\chi_y^{YY-} = 0,00000052$
$M_u^{YY-} = 35.099$
$\chi_u^{YY-} = 0,00000823$

Torre n.6

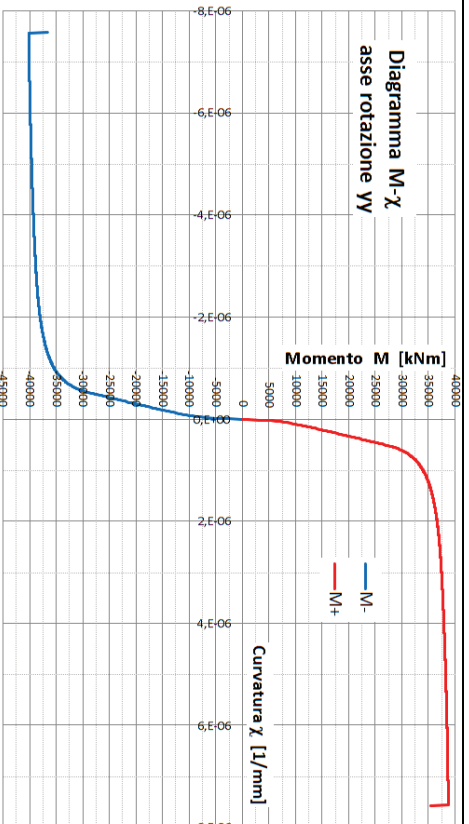


Diagrammi M-χ

Dati caratteristici

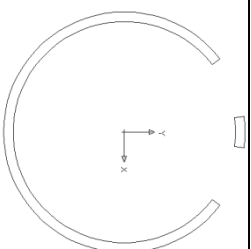


$M_y^{XX+} = 29.151$
$\chi_y^{XX+} = 0,000000053$
$M_u^{XX+} = 40.030$
$\chi_u^{XX+} = 0,000000756$
$M_y^{XX-} = 27.808$
$\chi_y^{XX-} = 0,000000053$
$M_u^{XX-} = 38.687$
$\chi_u^{XX-} = 0,000000756$



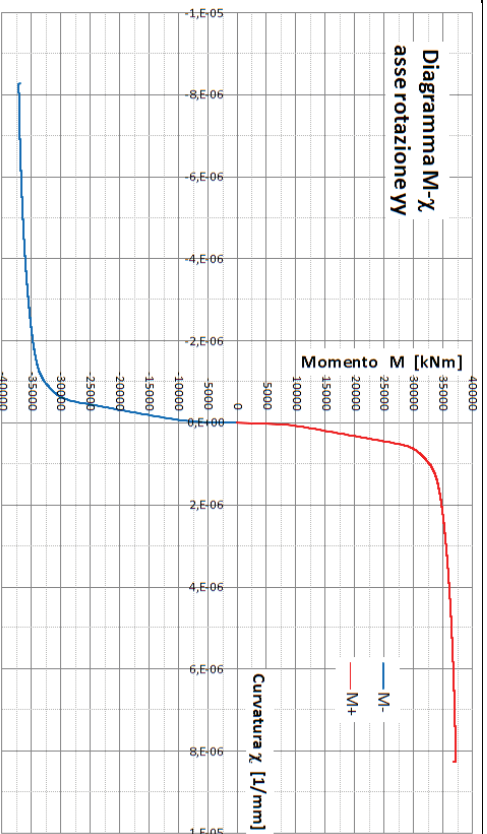
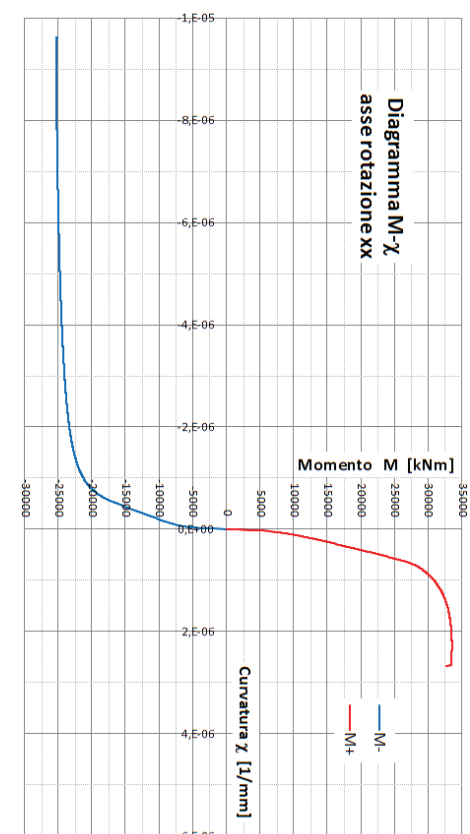
$M_y^{YY+} = 27.808$
$\chi_y^{YY+} = 0,000000053$
$M_u^{YY+} = 38.687$
$\chi_u^{YY+} = 0,000000756$
$M_y^{YY-} = 29.151$
$\chi_y^{YY-} = 0,000000053$
$M_u^{YY-} = 40.030$
$\chi_u^{YY-} = 0,000000756$

Torre n.7



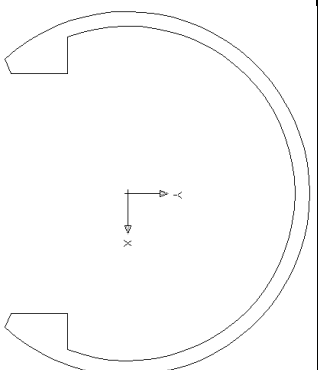
Diagrammi M-χ

Dati caratteristici

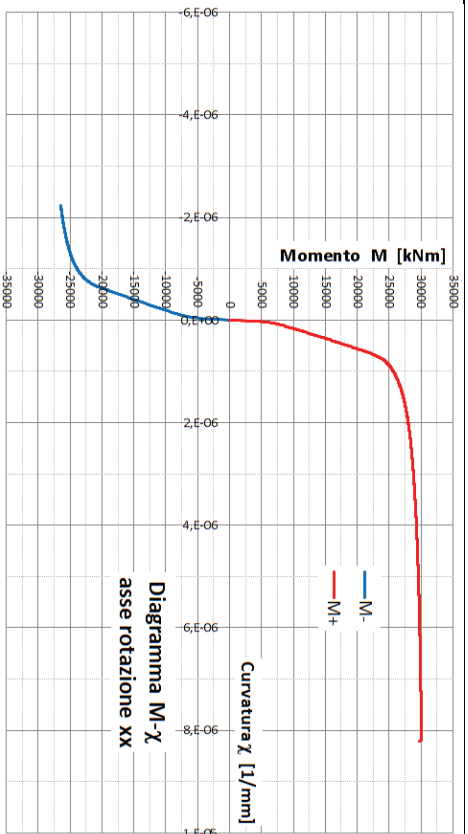


$M_y^{XX+} = 26.103$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000061$
$M_u^{XX+} = 33.494$
$\chi_u^{XX+} = 0,00000229$
$M_y^{XX-} = 15.852$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000048$
$M_u^{XX-} = 25.368$
$\chi_u^{XX-} = 0,00000961$
$M_y^{YY+} = 27.349$
$\chi_y^{YY+} = 0,00000051$
$M_u^{YY+} = 38.687$
$\chi_u^{YY+} = 0,00000829$
$M_y^{YY-} = 27.349$
$\chi_y^{YY-} = 0,00000051$
$M_u^{YY-} = 38.687$
$\chi_u^{YY-} = 0,00000829$

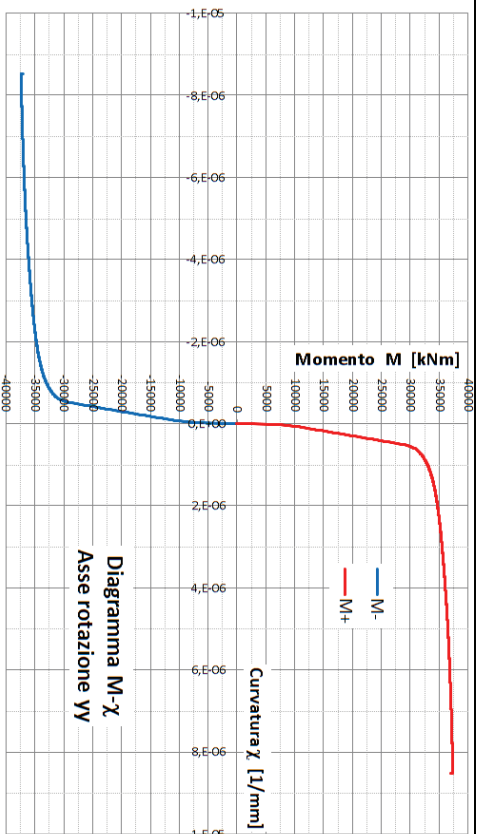
Torre n.8



Diagrammi M-χ



**Diagramma M-χ
asse rotazione xx**

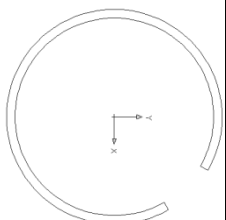


**Diagramma M-χ
Asse rotazione yy**

Dati caratteristici

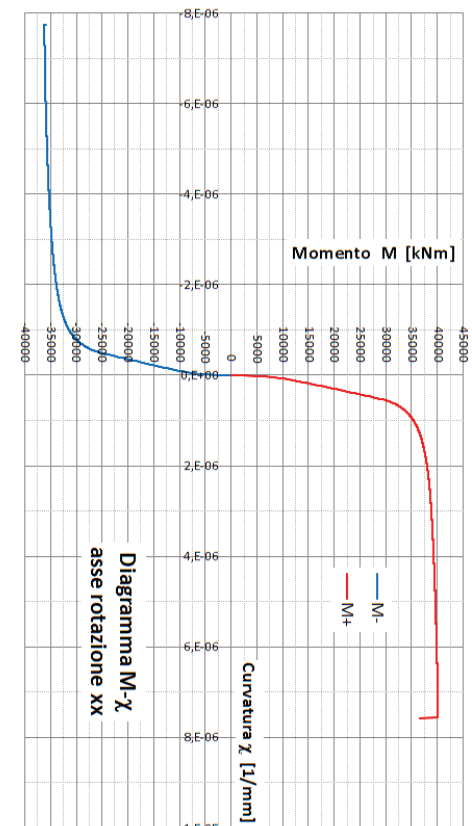
$M_y^{XX+} = 20.271$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000050$
$M_u^{XX+} = 30.030$
$\chi_u^{XX+} = 0,000000820$
$M_y^{XX-} = 20.271$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000063$
$M_u^{XX-} = 26.443$
$\chi_u^{XX-} = 0,00000224$
$M_y^{YY+} = 28.374$
$\chi_y^{YY+} = 0,00000050$
$M_u^{YY+} = 37.327$
$\chi_u^{YY+} = 0,000000852$
$M_y^{YY-} = 28.374$
$\chi_y^{YY-} = 0,00000050$
$M_u^{YY-} = 37.324$
$\chi_u^{YY-} = 0,000000852$

Torre n.9



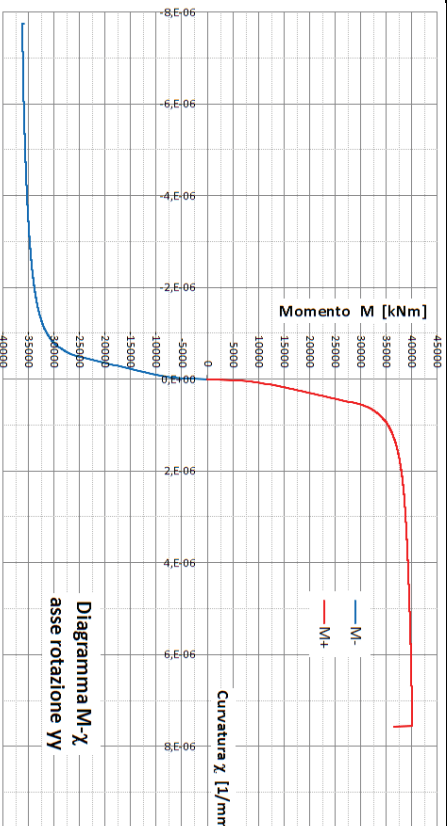
Diagrammi M-χ

Dati caratteristici



**Diagramma M-χ
 asse rotazione xx**

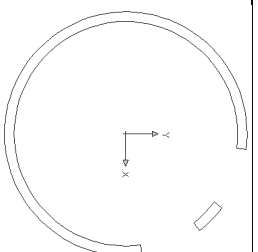
$M_y^{XX+} = 29.151$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000053$
$M_u^{XX+} = 40.030$
$\chi_u^{XX+} = 0,00000756$
$M_y^{XX-} = 25.704$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000051$
$M_u^{XX-} = 36.157$
$\chi_u^{XX-} = 0,00000754$



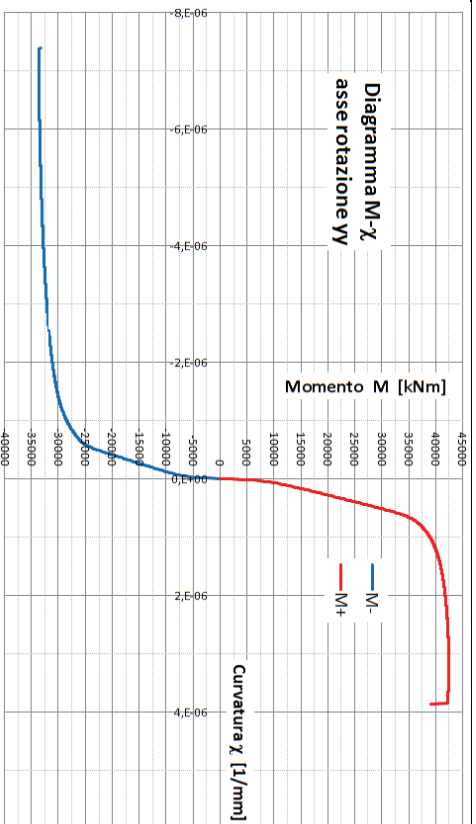
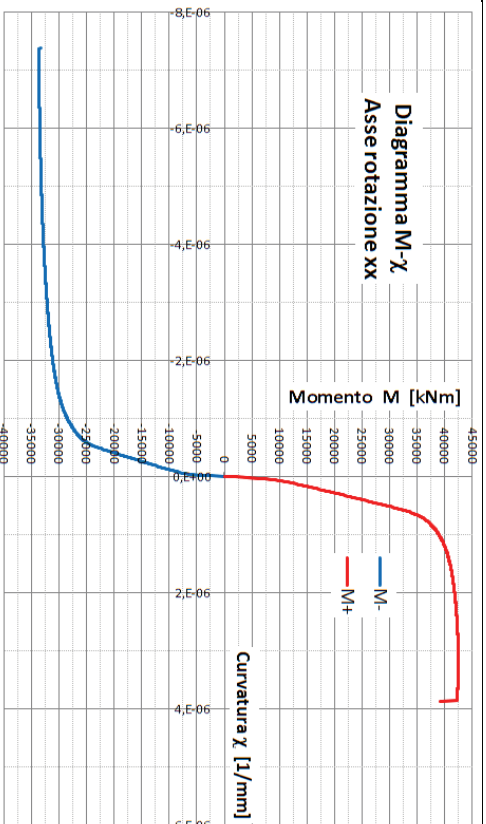
**Diagramma M-χ
 asse rotazione yy**

$M_y^{YY+} = 29.151$
$\chi_y^{YY+} = 0,00000053$
$M_u^{YY+} = 40.030$
$\chi_u^{YY+} = 0,00000756$
$M_y^{YY-} = 25.704$
$\chi_y^{YY-} = 0,00000051$
$M_u^{YY-} = 36.157$
$\chi_u^{YY-} = 0,00000754$

Torre n.10



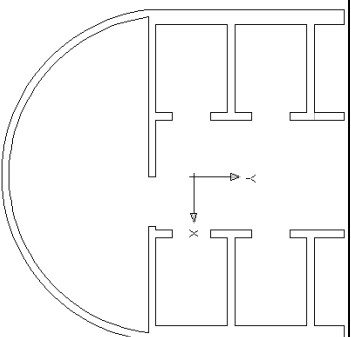
Diagrammi M-x



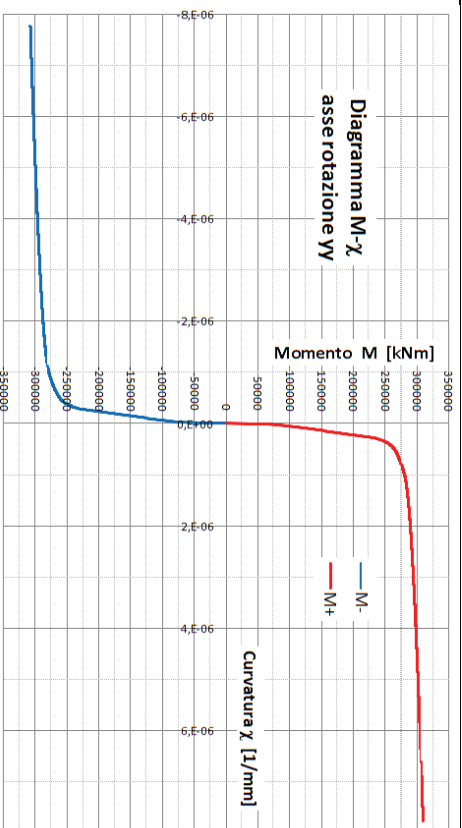
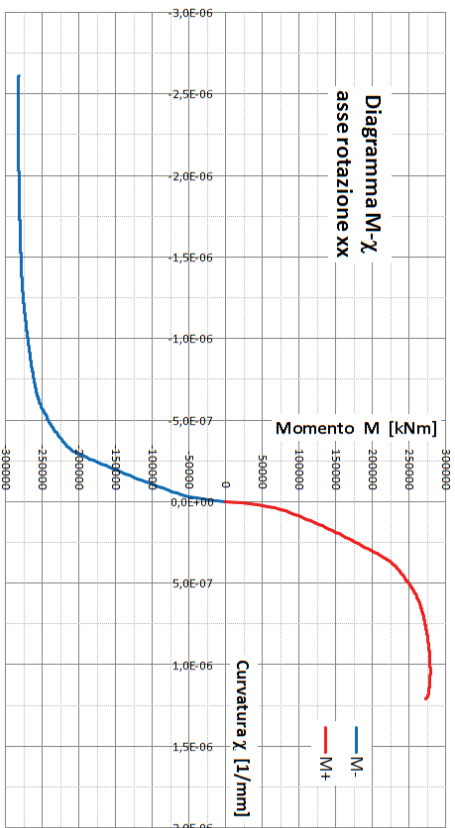
Dati caratteristici

$M_y^{XX+} = 31.771$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000056$
$M_u^{XX+} = 42.489$
$\chi_u^{XX+} = 0,000000324$
$M_y^{XX-} = 23.058$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000050$
$M_u^{XX-} = 33.637$
$\chi_u^{XX-} = 0,00000727$
$M_y^{YY+} = 31.771$
$\chi_y^{YY+} = 0,00000056$
$M_u^{YY+} = 42.489$
$\chi_u^{YY+} = 0,000000324$
$M_y^{YY-} = 23.058$
$\chi_y^{YY-} = 0,00000050$
$M_u^{YY-} = 33.637$
$\chi_u^{YY-} = 0,00000727$

Torre n.11



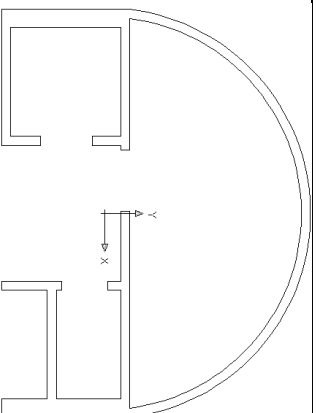
Diagrammi M-χ



Dati caratteristici

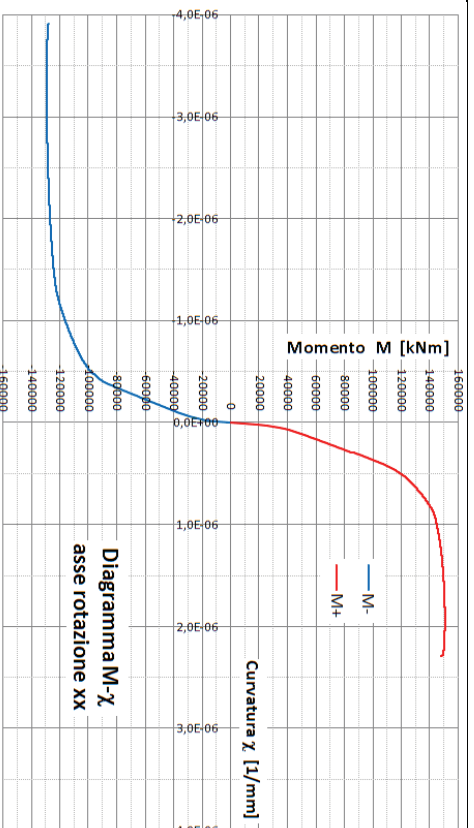
$M_y^{XX+} = 210.164$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000033$
$M_u^{XX+} = 272.536$
$\chi_u^{XX+} = 0,00000121$
$M_y^{XX-} = 200.816$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000029$
$M_u^{XX-} = 283.552$
$\chi_u^{XX-} = 0,00000260$
$M_y^{YY+} = 229.446$
$\chi_y^{YY+} = 0,00000028$
$M_u^{YY+} = 309.628$
$\chi_u^{YY+} = 0,00000777$
$M_y^{YY-} = 227.991$
$\chi_y^{YY-} = 0,00000028$
$M_u^{YY-} = 307.889$
$\chi_u^{YY-} = 0,00000777$

Torre n.12



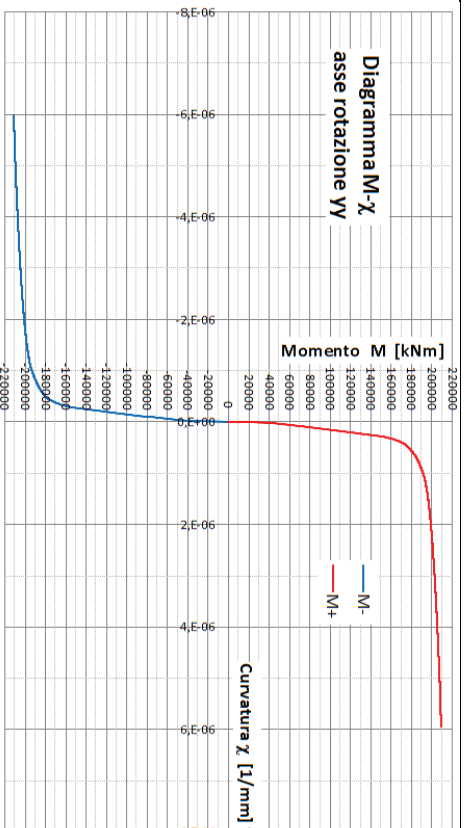
Diagrammi M-χ

Dati caratteristici



**Diagramma M-χ
asse rotazione xx**

$M_y^{XX+} = 110.506$
$\chi_y^{XX+} = 0,00000043$
$M_u^{XX+} = 150.740$
$\chi_u^{XX+} = 0,000000228$
$M_y^{XX-} = 85.566$
$\chi_y^{XX-} = 0,00000037$
$M_u^{XX-} = 129.549$
$\chi_u^{XX-} = 0,000000333$



**Diagramma M-χ
asse rotazione yy**

$M_y^{YY+} = 150.170$
$\chi_y^{YY+} = 0,000000028$
$M_u^{YY+} = 209.218$
$\chi_u^{YY+} = 0,000000591$
$M_y^{YY-} = 151.216$
$\chi_y^{YY-} = 0,000000028$
$M_u^{YY-} = 210.517$
$\chi_u^{YY-} = 0,000000597$

17.2 Calcolo del Taglio Resistente V_{ra} delle torri di controventamento

Il calcolo della resistenza a taglio delle torri cilindriche a sezione circolare rappresenta un nodo particolarmente delicato nella determinazione del grado di sicurezza della struttura, sia per la particolare forma di tali oggetti resistenti, sia per la tipologia di crisi improvvisa che rappresenta il meccanismo di rottura per taglio.

Con riferimento a quanto riportato al precedente § 9.2, in merito al calcolo della resistenza a taglio di elementi circolari cavi in c.c.a., si è considerato come modello di riferimento quello denominato “UCSD-MOD”, che prevede di descrivere la resistenza a taglio dell’elemento come somma di tre componenti dovute, al fenomeno di ingranamento (V_c), alla componente di taglio sopportata dall’acciaio in un meccanismo a traliccio (V_s) e alla quota parte di taglio sopportata da un puntone compresso (V_p).

Occorre sottolineare che tale modello di calcolo della resistenza a taglio è stato sperimentato molte volte utilizzando provini aventi dimensioni e spessori di parete variabili. Tuttavia, le caratteristiche geometriche dei provini testati ($D_{\text{medio}}=500\div 1500$ mm) risultano abbastanza differenti rispetto a quelle dei cilindri di controventamento presenti nell’edificio in esame ($D = 5000$ mm). Inoltre, le prove sperimentali sono state eseguite su elementi aventi una sola armatura di parete contrariamente a quanto presente nelle torri di controventamento dell’edificio che possiedono una doppia armatura di parete posizionata sul lembo interno e sul lembo esterno.

Pertanto, i risultati ottenuti dal modello sperimentale sono stati utilizzati come valori di confronto per mettere a punto un modello approssimato di calcolo della resistenza a taglio che prevede la discretizzazione della sezione circolare in più sezioni lineari a cui applicare successivamente le formule presenti nella normativa tecnica italiana.

Molto lavoro di ricerca dovrà ancora essere fatto per giungere ad una corretta calibrazione del modello di calcolo del taglio resistente di pareti a sezione circolare cava.

Si riporta di seguito l’applicazione del modello “UCSD-MOD” alla torre di controventamento n° 1.

Per chiarezza si riportano di seguito le formule (9.6, 9.8, 9.10) $V_{c,M} = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(0.8A_{sh})$ (9.6) già proposte al § 9.2.3 per la determinazione delle tre componenti anzi dette:

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(0.8A_{sh})$$

$$V_s = \frac{A_V f_y (h - 2c_0 + \phi_t - c)}{s} \cot \theta$$

$$V_p = P \frac{(h - c)}{2a}$$

dove A_{sh} è la porzione di area dove si suppone concentrata la tensione di taglio, A_V è l’area di acciaio trasversale, f'_c è la resistenza del calcestruzzo, f_y è la resistenza dell’acciaio, θ è l’angolo di inclinazione delle fessure, ϕ_t è il diametro dell’armatura trasversale, h è l’altezza della sezione, P è il carico assiale, s è il passo delle staffe. Il termine a è pari a “L” per schemi statici a mensola e pari ad “L/2” per schemi statici di doppio incastro (dove L è l’altezza dell’elemento). Il termine c rappresenta la posizione dell’asse neutro e il termine c_0 il copriferro delle armature.

Il metodo UCSD-MOD è stato derivato da risultati ottenuti parzialmente da prove sperimentali effettuate su colonne cave. In fase di progettazione gli autori raccomandano di ridurre il valore della resistenza del contributo del calcestruzzo e del contributo dato dal carico assiale per un fattore 0.85 e di utilizzare nel calcolo del contributo fornito dall'acciaio un angolo di inclinazione delle fessure pari a $\theta = 30^\circ$.

Nel calcolo del contributo del calcestruzzo l'area effettiva di taglio A_{sh} può essere considerata pari a $0.8A_g$ per sezioni piene e pari ai seguenti valori per sezioni cave:

$$A_{sh,rectangular} = b_w d$$

$$A_{sh,circular} = 0.54 \frac{\pi}{4} (R^2 - r^2)$$

dove R e r sono rispettivamente il raggio esterno ed interno della sezione circolare cava.

Il parametro γ nel calcolo del contributo del calcestruzzo tiene in considerazione l'effetto degradante della resistenza associato alla duttilità. Il suo valore è funzione della duttilità di spostamento μ_d ed è determinato attraverso la seguente Figura 17.3:

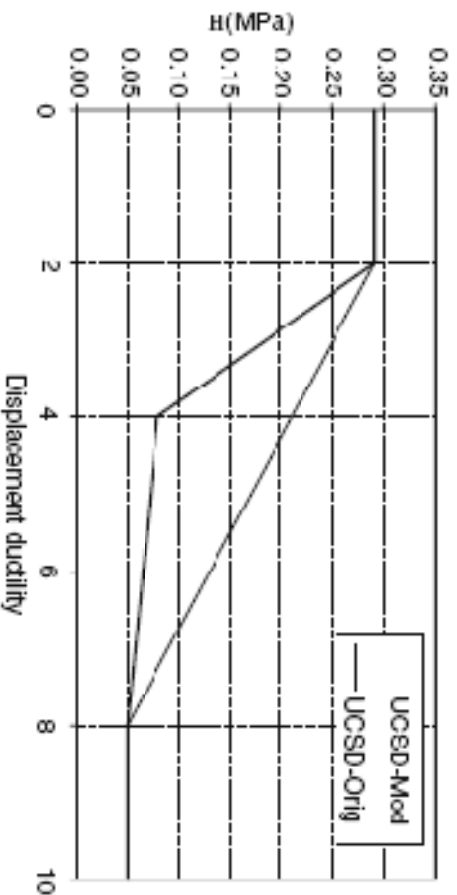


Figura 17.3 - Andamento del parametro γ nel modello UCSD

Infine, i parametri α e β tengono in considerazione il rapporto di forma dell'elemento e la quantità di armatura longitudinale presente nella sezione.

$$1.00 \leq \alpha = 3 - \frac{L}{h} \leq 1.50$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.00$$

Utilizzando le formule sopra esposte si ottengono le seguenti componenti di resistenza secondo il modello UCSD-MOD:

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(0.8A_{sh}) = 221,27 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y (h - 2c_0 + \phi_t - c)}{s} \cot \theta = 1.049,41 \text{ kN}$$

$$V_p = P \frac{(h - c)}{2a} = 262,20 \text{ kN}$$

$$V_{Ratort} = 1.533,88 \text{ kN}$$

Le formule riportate al cap. 4 delle NTC2008 di cui al D.M. 14.01.2008 consentono di determinare la resistenza al taglio di elementi in c.c.a. a sviluppo lineare senza specifica armatura a taglio (V_{Rd}) o con specifica armatura a taglio considerando il minimo valore tra il meccanismo “*taglio-trazione*” (V_{Rsd}) o “*taglio-compressione*” (V_{Rcd}).

Per poter applicare le formule di norma per la determinazione di tali componenti occorre discretizzare la parete circolare in pareti lineari.

In prima approssimazione si è ipotizzato di suddividere la parete circolare in quattro pareti lineari, due per ciascuna direzione principale, suddividendo la circonferenza in 4 quadranti come mostrato in Figura 17.4.

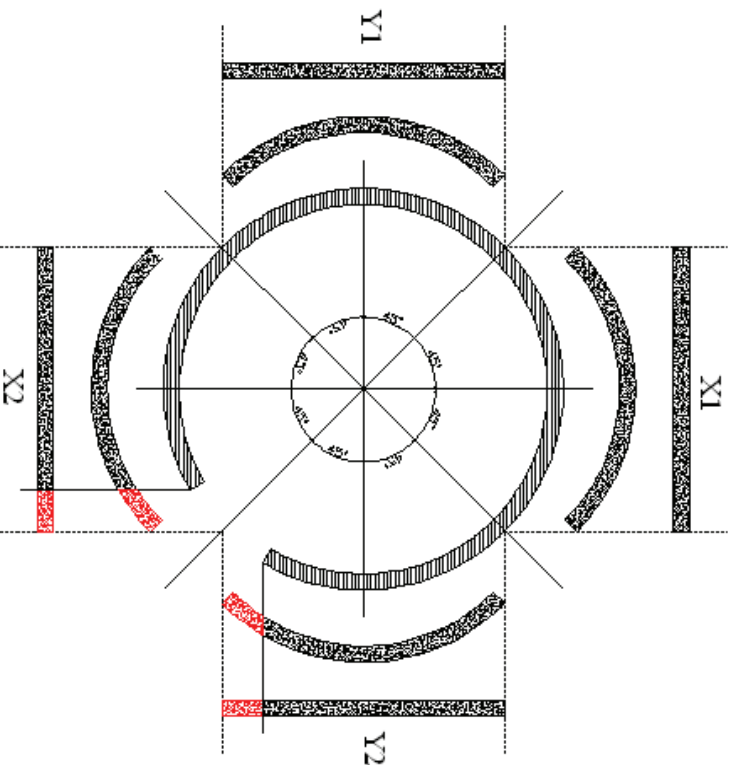


Figura 17.4 – Discretizzazione torri cilindriche a sezione circolare

Il calcolo della resistenza al taglio per elementi privi di specifica armatura è data dalla seguente formula:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (17.4)$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

Il calcolo della resistenza a taglio per elementi con specifica armatura al taglio è invece dato dalle seguenti due formule:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \quad (17.5)$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)} \quad (17.6)$$

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

Utilizzando i dati geometrici e di armatura inerenti la torre di controventamento n° 1 si ottengono i seguenti valori di resistenza:

Elementi privi di armatura specifica al taglio

$V_{Rd}(X1) = 572,0$ kN	$V_{Rd,tot}(X) = 1059,6$ kN
$V_{Rd}(X2) = 487,6$ kN	
$V_{Rd}(Y1) = 572,0$ kN	$V_{Rd,tot}(Y) = 1059,6$ kN
$V_{Rd}(Y2) = 487,6$ kN	

Elementi con armatura specifica al taglio

Meccanismo “Taglio – Trazione”

$V_{Rsd}(X1) = 745,15$ kN	$V_{Rsd,tot}(X) = 1.380,42$ kN
$V_{Rsd}(X2) = 635,27$ kN	
$V_{Rsd}(Y1) = 745,15$ kN	$V_{Rsd,tot}(Y) = 1.380,42$ kN
$V_{Rsd}(Y2) = 635,27$ kN	

Elementi con armatura specifica al taglio

Meccanismo “Taglio – Compressione”

$V_{Rcd}(X1) = 2.716,27$ kN	$V_{Rsd,tot}(X) = 5.032,00$ kN
$V_{Rcd}(X2) = 2.315,73$ kN	
$V_{Rcd}(Y1) = 2.716,27$ kN	$V_{Rsd,tot}(Y) = 5.032,00$ kN
$V_{Rcd}(Y2) = 2.315,73$ kN	

L'armatura orizzontale presente nelle torri di controventamento si ritiene essere efficace nei confronti della resistenza al taglio poiché presente con regolarità, ad interasse costante e legature tra armature di parete interna e di parete esterna in numero sufficiente a garantirne una effettiva collaborazione.

Pertanto la resistenza a taglio, in entrambe le direzioni principali della torre risulta data dalla resistenza al meccanismo “*Taglio-Trazione*” e risulta pari a 1.380,42 kN.

La resistenza al taglio delle torri di controventamento a sezione circolare determinata attraverso la discretizzazione sopra esposta porta a risultati paragonabili a quelli ottenuti dal modello UCSD-MOD, con differenze di circa il 10%.

Pertanto, per la determinazione della resistenza al taglio delle torri di controventamento a sezione circolare si procederà attraverso la discretizzazione degli sviluppi circolari delle torri in pareti lineari con conseguente applicazione delle formule da normativa.

Nella Tabella 17.1 si riepilogano le resistenze al taglio delle varie torri di controventamento della struttura sottoposta a verifica, calcolate con il metodo sopra esposto.

Torre	Resistenza a Taglio dir. X [kN]	Resistenza a Taglio dir. Y [kN]
1	1.380,42	1.380,42
2	1.237,70	1.237,70
3	1.237,70	1.237,70
4	1.404,00	1.081,95
6	1.380,42	1.380,42
7	986,15	1.490,30
8	968,27	1.454,94
9	1.380,42	1.380,42
10	1.237,70	1.237,70
11	4.581,34	5.301,65
12	3.444,70	3.355,92

Tabella 17.1 – Resistenza a taglio delle torri di controventamento

17.3 Capacità resistente degli accoppiatori sismici

Come già più volte anticipato nei capitoli precedenti nell'edificio oggetto di verifica di vulnerabilità sismica sono presenti degli accoppiatori sismici a collegamento del corpo frontale a 8 livelli con la torre principale posteriore a 18 livelli.

Tali sistemi di accoppiamento tra le due differenti strutture sono stati dimensionati attraverso un'analisi sismica dinamica del fabbricato effettuata nel 1990 a lavori strutturali praticamente ultimati.

Si riporta di seguito la capacità portante, in termini di forza massima trasmissibile, degli accoppiatori sismici installati sul fabbricato dedotta dalle specifiche di progetto originale e dalle tavole di montaggio dei ritegni sismici.

Livello	Accoppiatore		
	A [ton.]	B [ton.]	C [ton.]
8	2x100	2x100	2x100
7	100	100	100
6	30	30	30
5	30	30	30
4	20	20	20
3	20	20	20
2	20	20	20
1	-	-	-

Tabella 17.2 – Resistenza degli accoppiatori sismici

Si riporta di seguito una sezione longitudinale di un accoppiatore sismico installato in cui sono riportate anche le caratteristiche geometriche dello stesso.

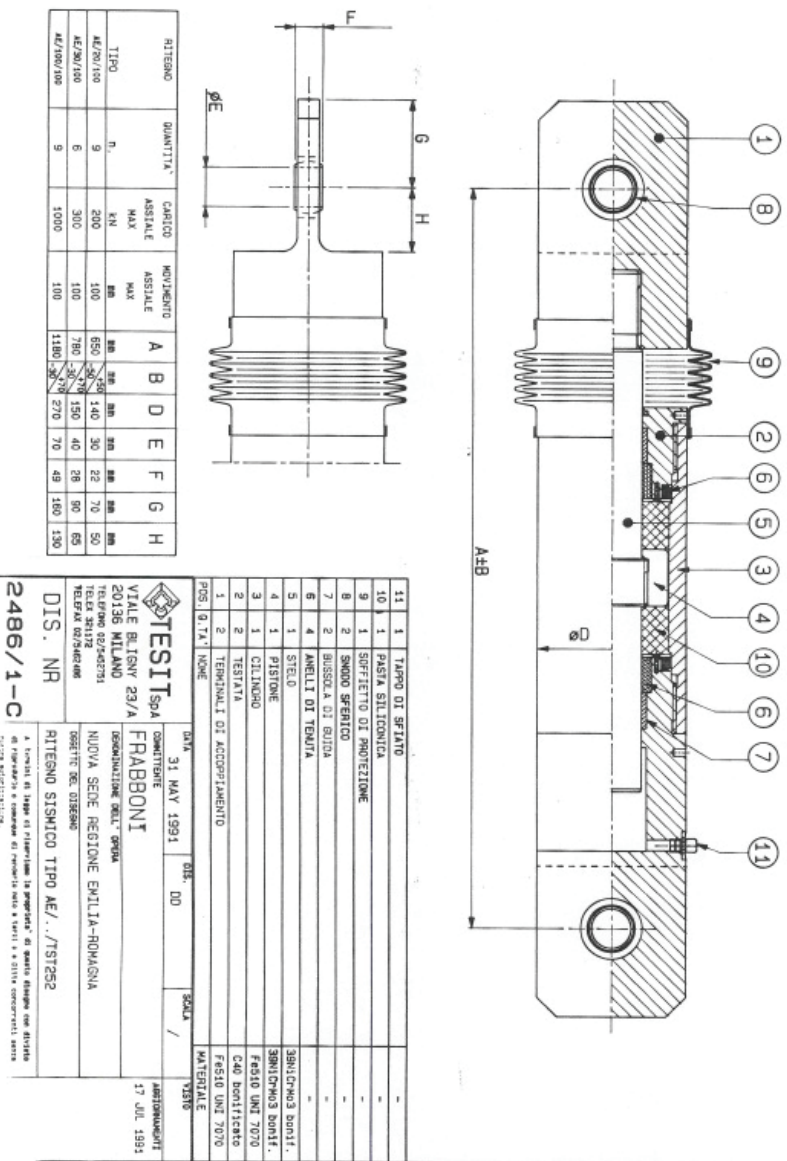


Figura 17.5 – Caratteristiche geometriche accoppiatore sismico

17.4 Capacità resistente della torre di controvento II a quota 37.16 metri

Il sistema di controvento del fabbricato è costituito essenzialmente da mensole incastrate al piede. Tale schema statico, infatti, è giustificato dall'andamento delle sollecitazioni all'interno dei controventi stessi (si veda § 16.2.1).

L'analisi della capacità resistente dei controventi, riportata al § 17.1 con riferimento al momento resistente e al § 17.2 con riferimento al taglio resistente, è stata effettuata considerando la sezione di base degli stessi, zona in cui si avranno le massime sollecitazioni.

Tuttavia, la presenza di una forte irregolarità geometrica della struttura a quota 37.16 metri, quota alla quale il corpo basso presente sul fronte dell'edificio termina, provoca una concentrazione delle sollecitazioni con il consecutivo loro aumento.

La torre di controvento che maggiormente subisce l'influsso di tale irregolarità è la torre n° 11, alla quale sono collegati gli accoppiatori sismici trattati al paragrafo precedente.

La sezione geometrica della torre di controvento non subisce sostanzialmente variazioni se non di carattere locale. Viceversa, l'armatura presente all'interno diminuisce progredendo verso la sommità della torre e una variazione della stessa è concentrata proprio a quota 37.16 metri da terra.

All'interno dell'ALLEGATO "A" è riportato lo sviluppo in altezza della torre n° 11 con la distinta delle armature presenti.

In generale la torre presenta un'armatura verticale composta da:

- *In tutte le pareti a sviluppo lineare di spessore 20 cm: Φ12/15 cm costante per tutta l'altezza della torre;*
- *Nelle pareti a sviluppo lineare di spessore 40 cm: fino a quota 37,16 metri Φ16/15 cm; da quota 37,16 metri a quota 44,44 metri Φ14/15 cm; da quota 44,44 metri a quota 69,92 metri Φ12/15 cm;*
- *Nelle pareti a sviluppo semi-circolare: fino a quota 37,16 metri Φ16/15 cm; da quota 37,16 metri a quota 44,44 metri Φ14/15 cm; da quota 44,44 metri a quota 69,92 metri Φ12/15 cm;*
- *Agli incroci tra parti e alle estremità delle stesse: fino a quota 37,16 metri Φ20; da quota 37,16 metri a quota 44,44 metri Φ18; da quota 44,44 metri a quota 69,92 metri Φ16;*

Con riferimento all'armatura orizzontale diffusa, invece, è presente solamente una variazione a quota 44,44 metri in cui si passa da Φ10/15 cm a Φ8/15 cm.

Di seguito si riporta il Momento Resistente (Figura 17.6 e Figura 17.7) ed il Taglio Resistente della torre n° 11 calcolato alla quota di 37.16 metri da terra, punto in cui sono presenti le concentrazioni di sollecitazione anzi dette.

I valori resistenti di momento e taglio risultano i seguenti:

$$\begin{aligned}
 M_{tu}^{XX+} &= 226.820 \text{ kNm} & M_{tu}^{XX-} &= 216.759 \text{ kNm} \\
 M_{tu}^{YY+} &= 232.820 \text{ kNm} & M_{tu}^{YY-} &= 230.507 \text{ kNm} \\
 V_{Rd}^X &= 4.581,34 \text{ kN} & V_{Rd}^Y &= 5.003,69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

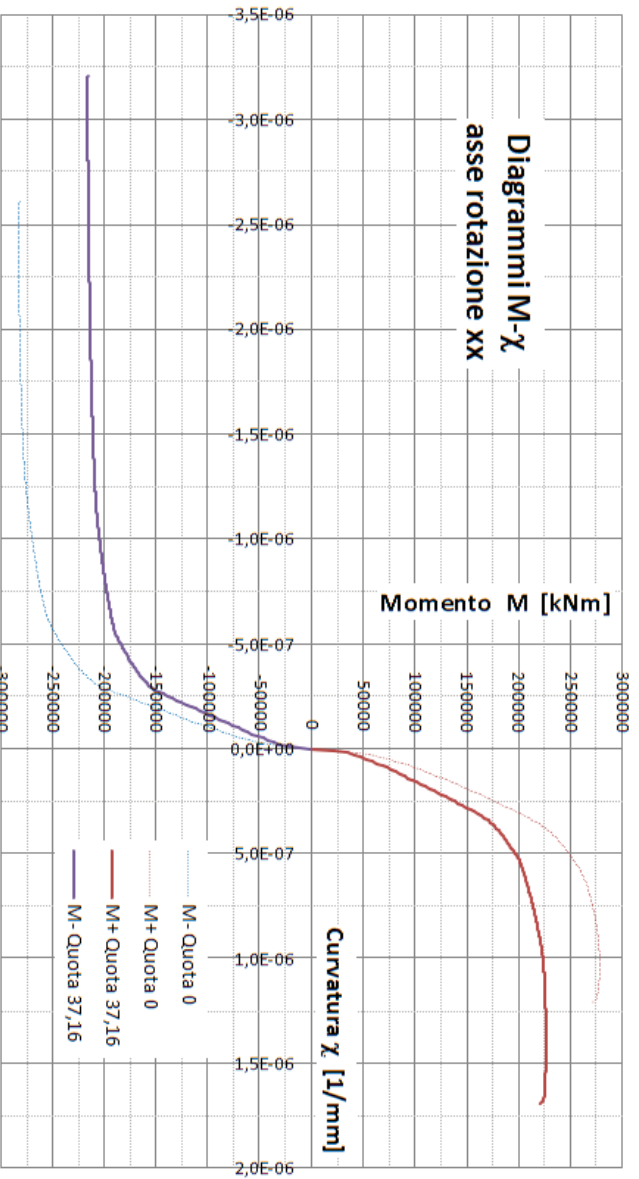


Figura 17.6 – Confronto Momento resistente M_{xx} tra quota 0 e quota 37,16 metri Torre 11

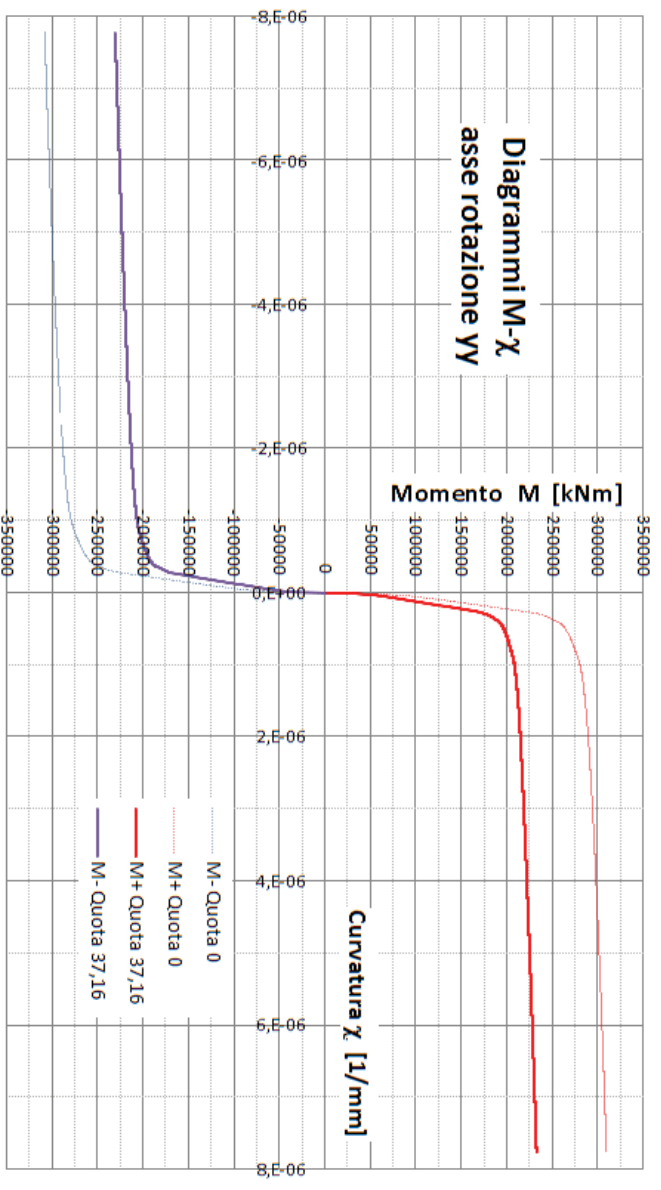


Figura 17.7 - Confronto Momento resistente M_{yy} tra quota 0 e quota 37,16 metri Torre 11

18. Determinazione dell'accelerazione sismica di collasso

Nel presente capitolo saranno confrontate le sollecitazioni agenti sulla struttura con le relative resistenze degli elementi strutturali principali e nei casi di verifica negativa sarà scalata l'accelerazione sismica di progetto determinando il Tempo di Ritorno minimo "T_{R,min}" del terremoto di progetto che provoca il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

In generale, per tutte le modalità di crisi esaminate, si è definito un coefficiente denominato "I_S – Indice di Sicurezza" definito come segue:

$$I_S = \frac{\text{Domanda}}{\text{Capacità}}$$

Tale indice risulterà maggiore di uno nel caso di elementi/meccanismi non verificati, viceversa risulterà inferiore all'unità nel caso di elementi/meccanismi la cui verifica risulti soddisfatta.

18.1 Verifica a flessione deviata alla base delle torri di controvento

La verifica a flessione deviata sarà condotta attraverso la formula sotto riportata, proposta dalla normativa vigente.

$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey d}}{M_{Ry d}}\right)^\alpha \leq 1 \quad (18.1)$$

dove il coefficiente α è funzione della geometria della sezione e del grado di compressione della stessa. La normativa italiana non specifica alcun valore di tale coefficiente ma consente di utilizzare un valore unitario in assenza di specifiche valutazioni. L'Eurocodice 2 indica invece valori compresi tra 1 e 2.

Nel caso in esame, vista la particolare forma degli elementi strutturali ed il basso grado di carico verticale che agisce sugli stessi, in virtù del fatto che la loro funzione è essenzialmente di controvento delle strutture adibite a portare a terra i carichi gravitazionali, il coefficiente α è stato assunto unitario.

Nella Figura 18.1 si riporta una sintesi degli indici di sicurezza I_S per ciascuna torre di controvento e per entrambe le direzioni principali di sollecitazione.

Resistenze		Sollecitazioni			Sollecitazioni		
M _{R,min,X} [kNm]	M _{R,min,Y} [kNm]	Forzante prevalente direzione X (X+0,3Y)			Forzante prevalente direzione Y (0,3X+Y)		
		M _{EX} [kNm]	M _{EY} [kNm]	Indice di Sicurezza I _S	M _{EX} [kNm]	M _{EY} [kNm]	Indice di Sicurezza I _S
35.718,00	35.718,00	26.242,30	18.517,90	1,253	33.833,10	5.993,90	1,115
29.773,00	29.773,00	26.242,30	19.233,40	1,527	33.833,10	6.034,90	1,339
33.555,00	33.555,00	10.702,00	18.325,00	0,865	27.244,80	5.712,80	0,982
34.740,00	35.099,00	10.701,80	18.548,40	0,837	27.244,00	5.920,30	0,953
38.687,00	38.687,00	10.156,50	18.323,10	0,736	26.859,70	5.709,00	0,842
25.368,00	38.687,00	10.159,30	18.638,20	0,882	26.867,10	5.972,40	1,213
26.443,00	37.324,00	10.157,50	19.652,90	0,911	26.861,30	6.442,60	1,188
36.157,00	36.157,00	28.847,60	19.052,00	1,325	33.644,60	5.888,50	1,093
33.637,00	33.637,00	28.847,60	20.313,40	1,462	33.644,60	6.885,40	1,205
272.536,00	307.889,00	88.443,20	298.683,60	1,295	248.553,30	95.414,40	1,222
129.549,00	209.218,00	28.263,00	195.940,50	1,155	79.634,10	60.902,50	0,906

Figura 18.1 - Indici di Sicurezza I_S a flessione deviata delle torri di controvento

Da quanto emerso dalle verifiche a flessione deviata delle torri di controvento risulta che non vengano garantite le condizioni di sicurezza per tutte le strutture e pertanto la struttura non può essere considerata verificata al terremoto di progetto avente Tempo di Ritorno T_R pari a 949 anni.

Dai risultati ottenuti risulta che l'indice di sicurezza I_S medio più elevato si ottiene quando la direzione di sollecitazione prevalente è la direzione X. Secondo tale direzione, infatti, vengono amplificati maggiormente gli effetti torsionali dell'edificio, con conseguente maggiore cimento delle torri di controventamento posizionate a maggior distanza dal centro di rotazione dell'intero fabbricato. In particolare risentono di tali effetti le torri n. 1, 2, 9, 10 e 12.

Il minor grado di sicurezza si ottiene per la torre n° 2 dove l'indice I_S è pari a 1,527.

Come precedentemente anticipato, con riferimento alla torre con il minor grado di sicurezza, si procederà a scalare l'azione sismica di progetto fino ad arrivare all'unità di tale indice I_S e di conseguenza sarà determinato il Tempo di Ritorno T_R del terremoto che provoca il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Il procedimento anzidetto, avendo eseguito un'analisi di tipo lineare, avverrà semplicemente scalando l'azione sismica di progetto $a_{g,rif}$.

$$\begin{array}{ccc} T_{R,rif} = 949 \text{ anni} & & T_{R,SLV} = 290 \text{ anni} \\ \downarrow & & \uparrow \\ a_{g,rif} = 0,210 \text{ g} & \longrightarrow & a_{g,SLV} = \frac{a_{g,rif}}{I_S} = \frac{0,210}{1,527} = 0,137 \text{ g} \end{array}$$

Pertanto gli indici di sicurezza sismica nei confronti del raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita per rottura a pressoflessione deviata risultano i seguenti.

$$\begin{aligned} I_{ag} &= \frac{a_{g,SLV}}{a_{g,rif}} = \frac{0,137}{0,210} = 0,652 \quad \rightarrow \quad 65,2\% \\ I_{TR} &= \frac{T_{R,SLV}}{T_{R,rif}} = \frac{290}{949} = 0,305 \quad \rightarrow \quad 30,5\% \end{aligned}$$

18.2 Verifica a taglio alla base delle torri di controvento

La verifica a taglio sarà condotta attraverso il confronto per ciascuna direzione principale di sollecitazione, attraverso il confronto tra resistenza e sollecitazione secondo la formula sotto riportata.

$$\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) \leq 1 \quad (18.2)$$

Nella Figura 18.2 si riporta una sintesi degli indici di sicurezza I_S per ciascuna torre di controvento e per entrambe le direzioni principali di sollecitazione.

Da quanto emerso dalle verifiche a taglio delle torri di controvento risulta che non vengano garantite le condizioni di sicurezza per tutte le strutture e pertanto la struttura non può essere considerata verificata al terremoto di progetto avente Tempo di Ritorno T_R pari a 949 anni. Dai risultati ottenuti risulta che l'indice di sicurezza I_S medio più elevato si ottiene quando la direzione di sollecitazione prevalente è la direzione Y.

Il minor grado di sicurezza si ottiene, invece, per sollecitazione prevalente in direzione X nella torre n° 11 dove l'indice I_s è pari a 3,72.

Resistenze		Torre	Forzante prevalente direzione X (X+0,3Y)						Forzante prevalente direzione Y (0,3X+Y)														
			$V_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	I_{sx} [-]	I_{sy} [-]	$V_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	I_{sx} [-]	I_{sy} [-]	$V_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	I_{sx} [-]	I_{sy} [-]									
$V_{Rd,x}$ [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	1	1.380,42	1.380,42	1.028,60	1.330,90	0,75	0,96	328,9	2.088,00	0,24	1,51	1.237,70	1.237,70	1.068,10	1.330,90	0,86	1,08	363,2	2.088,00	0,29	1,69	
1.380,42	1.380,42	2	1.237,70	1.237,70	1.068,10	1.330,90	0,86	1,08	363,2	2.088,00	0,29	1,69	1.237,70	1.237,70	1.237,70	1.237,70	0,78	0,52	337,2	1.295,50	0,27	1,05	
1.237,70	1.237,70	3	1.237,70	1.237,70	960,2	643,6	0,78	0,52	337,2	1.295,50	0,27	1,05	1.404,00	1.081,95	864,5	643,6	0,62	0,59	270,3	1.295,10	0,19	1,20	
1.404,00	1.081,95	4	1.081,95	1.081,95	864,5	643,6	0,62	0,59	270,3	1.295,10	0,19	1,20	1.380,42	1.380,42	959,6	587,7	0,70	0,43	336,4	1.318,30	0,24	0,95	
1.380,42	1.380,42	6	1.380,42	1.380,42	959,6	587,7	0,70	0,43	336,4	1.318,30	0,24	0,95	986,15	1.490,30	896,6	588,7	0,91	0,40	283,1	1.321,10	0,29	0,89	
986,15	1.490,30	7	1.490,30	1.490,30	896,6	588,7	0,91	0,40	283,1	1.321,10	0,29	0,89	986,27	1.454,94	880,4	587,6	0,89	0,40	317,7	1.318,30	0,32	0,91	
986,27	1.454,94	8	1.454,94	1.454,94	880,4	587,6	0,89	0,40	317,7	1.318,30	0,32	0,91	1.380,42	1.380,42	1.033,60	1.381,10	0,75	1,00	341,9	1.839,60	0,25	1,33	
1.380,42	1.380,42	9	1.380,42	1.380,42	1.033,60	1.381,10	0,75	1,00	341,9	1.839,60	0,25	1,33	1.237,70	1.237,70	1.076,60	1.381,10	0,87	1,12	341,5	1.839,60	0,28	1,49	
1.237,70	1.237,70	10	1.237,70	1.237,70	1.076,60	1.381,10	0,87	1,12	341,5	1.839,60	0,28	1,49	4.581,34	5.301,65	17.034,30	6.256,40	3,72	1,18	5.327,70	14.501,90	1,16	2,74	
4.581,34	5.301,65	11	4.581,34	5.301,65	17.034,30	6.256,40	3,72	1,18	5.327,70	14.501,90	1,16	2,74	3.444,70	3.355,92	6.909,10	1.968,70	2,01	0,59	2.717,50	4.582,30	0,79	1,37	
3.444,70	3.355,92	12	3.444,70	3.355,92	6.909,10	1.968,70	2,01	0,59	2.717,50	4.582,30	0,79	1,37											

Figura 18.2 - Indici di Sicurezza I_s a taglio delle torri di controvento

Come già mostrato, nel caso di verifiche a flessione deviata delle torri di controvento, si riporta, per la verifica a taglio, il valore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita e il corrispettivo Tempo di Ritorno.

$$T_{R,rif} = 949 \text{ anni} \quad \downarrow \quad \uparrow \quad T_{R,SLV} = 38 \text{ anni}$$

$$a_{g,rif} = 0,210 \text{ g} \quad \rightarrow \quad a_{g,SLV} = \frac{a_{g,rif}}{I_s} = \frac{0,210}{3,72} = 0,056 \text{ g}$$

18.3 Verifica della torre di controvento n. 11 a quota 37,16 metri

Osservando l'andamento delle sollecitazioni nella torre di controvento n. 11, si sono potute osservare concentrazioni di sforzi e pertanto, pur risultando il sistema sostanzialmente pendolare si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio a quota 37,16 metri della torre in questione.

Flessione Deviata sollecitazione prevalente in dir. X:

$$\left(\frac{70.408,30}{216.729} \right) + \left(\frac{168.383,30}{230.507} \right) = 1,06$$

Flessione Deviata sollecitazione prevalente in dir. Y:

$$\left(\frac{172.914,50}{216.729} \right) + \left(\frac{51.995,60}{230.507} \right) = 1,03$$

Taglio sollecitazione prevalente in dir. X:

$$\left(\frac{9.582,30}{4.581,34} \right) = 2,09$$

Taglio sollecitazione prevalente in dir. Y:

$$\left(\frac{14.763,87}{5.003,69} \right) = 2,95$$

Confrontando i valori appena riportati con quelli ottenuti alla base della torre di controvento esposti in Figura 18.1 ed in Figura 18.2 si rileva che nei confronti della flessione deviata il coefficiente di sicurezza è migliorato mentre nei confronti del taglio ciò non accade.

18.4 Verifica degli accoppiatori sismici

La verifica degli accoppiatori sismici avverrà tramite il confronto tra la sollecitazione massima a cui dovrebbero resistere e la sollecitazione massima sopportabile dagli stessi. La verifica sarà condotta con la seguente formula.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) \leq 1 \quad (18.3)$$

Nella Figura 18.3 e Figura 18.4 sono riportati gli indici di sicurezza I_s per ciascun accoppiatore sismico e per entrambe le direzioni principali di sollecitazione.

Resistenze	Posizione	Forzante prevalente direzione X (X+0,3Y)								
		Sforzo Accoppiatore Sismico N_{Ed} [kN]			Indice di Sicurezza I_s					
N_{Rd} [kN]	Quota [m]	A	B	C	A	B	C			
2.000,00	+ 37.16	11.164,10	8.542,20	-7.750,70	5,58	4,27	3,88			
1.000,00	+ 33.52	-4.859,70	5.234,40	-5.366,20	4,86	5,23	5,37			
300,00	+ 29.88	-2.746,50	3.672,30	-3.620,10	9,16	12,24	12,07			
300,00	+ 26.24	-2.018,10	2.668,30	-2.611,00	6,73	8,89	8,70			
300,00	+ 22.60	-1.575,40	1.100,80	1.090,60	5,25	3,67	3,64			
200,00	+ 18.96	-1.584,30	824,9	862,7	7,92	4,12	4,31			
200,00	+ 15.32	-1.500,20	-608,3	682,1	7,50	3,04	3,41			

Figura 18.3 – Indici di Sicurezza I_s degli accoppiatori sismici con sollecitazione prevalente X

Resistenze	Posizione	Forzante prevalente direzione Y (0,3X+Y)								
		Sforzo Accoppiatore Sismico N_{Ed}			Indice di Sicurezza I_s					
N_{Rd} [kN]	Quota [m]	A	B	C	A	B	C			
2.000,00	+ 37.16	9.431,30	5.805,30	12.093,20	4,72	2,90	6,05			
1.000,00	+ 33.52	-6.700,90	-5.665,50	-3.321,20	6,70	5,67	3,32			
300,00	+ 29.88	-1.628,10	-1.978,20	-1.856,90	5,43	6,59	6,19			
300,00	+ 26.24	-658,9	-974,6	-1.696,40	2,20	3,25	5,65			
300,00	+ 22.60	-669,6	-651,8	-1.016,40	2,23	2,17	3,39			
200,00	+ 18.96	-734,5	-728,3	-800,9	3,67	3,64	4,00			
200,00	+ 15.32	661,8	685	-560,56	3,31	3,43	2,80			

Figura 18.4 – Indici di Sicurezza I_s degli accoppiatori sismici con sollecitazione prevalente X

Da quanto emerso dalle verifiche degli accoppiatori sismici risulta che non vengano garantite le condizioni di funzionalità degli stessi durante l'evento sismico e pertanto non è possibile assumere che la struttura sia verificata al terremoto di progetto.

Inoltre, la mancata verifica di tali elementi fa sì che venga a decadere il principio di funzionamento globale dell'intera struttura. Infatti la rottura di questi elementi non garantisce più che il corpo frontale a 8 livelli interagisca, in ambito sismico, come un tutt'uno con il corpo posteriore a 18 livelli.

Il Tempo di Ritorno del terremoto di progetto che fa pervenire a rottura tali elementi risulta estremamente basso ed inferiore al minimo concesso da normativa ossia 30 anni.

18.5 Conclusioni in merito ai risultati ottenuti

Per quanto mostrato in precedenza il grado di sicurezza nei confronti dell'azione sismica dell'edificio in esame risulta estremamente basso.

Ciò che si può concludere dopo la verifica delle torri di controvento, unici elementi resistenti nei confronti delle azioni orizzontali, è che le stesse possiedono una buona capacità flessionale fornendo, anche nel caso peggiore, un buon rapporto tra capacità e domanda.

Da sottolineare che non tutte le torri di controvento risultano sofferenti a flessione anche considerando l'azione sismica di progetto. In generale risultano particolarmente sollecitate le torri più distanti dalla zona centrale dell'edificio, mentre risultano verificate in ambo le direzioni principali di sollecitazione le torri n. 3, 4 e 6.

Discorso differente occorre fare per la resistenza a taglio delle stesse torri di controvento. Per la sollecitazione tagliante si è registrato un grado di sicurezza molto minore ma perlòpiù concentrato solo su alcuni elementi strutturali, nella fattispecie le torri più alte ossia le torri 11 e 12. Le rimanenti torri, quelle cilindriche a sezione circolare, hanno mostrato, pur non risultando verificate, coefficienti di sicurezza prossimi all'unità.

La verifica effettuata a quota 37,16 metri, quota alla quale è presente la forte irregolarità geometrica in elevazione rappresentata dall'interruzione dello sviluppo del corpo frontale a 8 piani, ha mostrato come, anche a questa quota, la torre di controvento n° 11 risulta non risultati verificata ne a flessione ne tantomeno nei confronti del taglio.

Particolare attenzione deve essere posta sulla verifica degli accoppiatori sismici che rappresentano lo strumento per garantire il comportamento sismico globale ipotizzato. Un cedimento di tali elementi provocherebbe la suddivisione dell'edificio in due strutture, la torre alta posteriore (18 livelli) ed il corpo basso anteriore (8 livelli). Quanto mostrato in merito allo stato di sollecitazione degli accoppiatori sismici installati porta alla consapevolezza della completa inadeguatezza di tali elementi all'azione sismica di progetto secondo l'attuale normativa.

Da sottolineare che, per quanto rinvenuto in termini di documentazione di manutenzione degli accoppiatori sismici, risulta che per gli stessi fossero prescritti tre gradi di manutenzione, uno annuale di tipo visivo, uno ogni cinque anni di tipo visivo e meccanico con serratura e ingrassaggio di alcune componenti ed uno ogni dieci anni con smontaggio degli elementi e completa revisione in stabilimento. Ad oggi risulta agli atti ed eseguito un solo controllo visivo, neanche di tutti gli accoppiatori installati, eseguito nel 1999 da tecnici della TESTIT PRECOMPRESSIONE.

Per questo motivo non è possibile nemmeno garantire che il funzionamento degli elementi avvenga ancora come ipotizzato all'epoca del progetto.

19. Ipotesi di sostituzione degli accoppiatori sismici

I risultati mostrati in precedenza sono stati ottenuti attraverso una modellazione degli accoppiatori sismici ipotizzati ad infinita rigidezza assiale. Ipotesi che provoca la massimizzazione delle sollecitazioni negli stessi elementi.

Una modellazione più reale di tali elementi avviene attraverso l'inserimento di una rigidezza assiale finita basata sulle caratteristiche degli stessi elementi.

Tuttavia l'impossibilità a procedere allo smontaggio di un numero significativo di accoppiatori per procedere a prove di carico per determinarne le caratteristiche meccaniche unita alla completa perdita di documentazione inerente gli stessi strumenti per via del fallimento della ditta produttrice non ha consentito di indagare maggiormente le vere caratteristiche degli accoppiatori sismici attualmente installati.

La modellazione matematica dell'accoppiatore sismico avviene attraverso l'inserimento di una molla ad elevata rigidezza.

L'entità della rigidezza di tale dispositivo è funzione della comprimibilità del fluido contenuto all'interno dello stesso e anche della temperatura di esercizio.

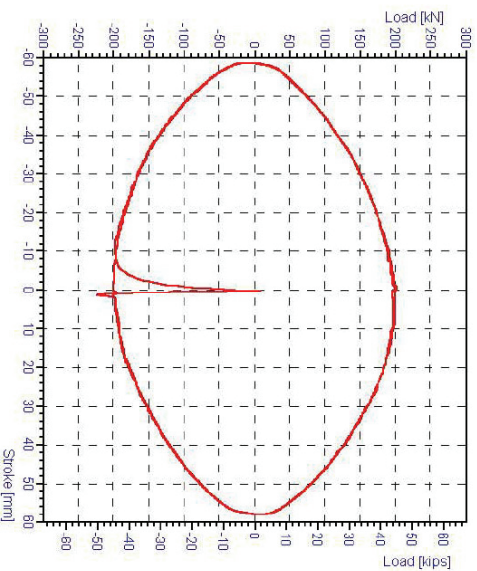


Figura 19.1 – Curva carico-spostamento ottenuta da prova di carico su accoppiatore sismico FIP con capacità 900 kN

La rigidezza “K” della molla con cui si discretizza l'accoppiatore sismico può essere stimata approssimativamente dividendo la forza nominale per il 5% dello spostamento ammissibile, come riportato in molti documenti scientifici di riferimento.

Prove sperimentali eseguite presso i laboratori FIP-Industriale hanno mostrato che usualmente, per le temperature di esercizio a cui operano i dispositivi, la rigidezza è data dal rapporto tra forza nominale del dispositivo e una percentuale dello spostamento ammissibile variabile tra il 4% ed il 6%.

Infine, la presenza di un giunto strutturale di modesta dimensione (circa 10 cm) che non consente quindi di contemplare spostamenti rilevanti fa sì che non possano essere contemplate tipologie di accoppiatori sismici che aumentino le caratteristiche di smorzamento della struttura oltre a quelle convenzionali del 5%.

19.1 Modellazione accoppiatori esistenti con rigidezza finita

Al fine di ottenere un primo risultato sull'effettivo grado di sollecitazione degli accoppiatori sismici installati si sono modellati gli stessi associandogli una rigidezza “k” dedotta secondo quanto esposto in precedenza.

$$k = \frac{N_{Rd}}{5\% \cdot (\text{semicorsa pistone})} \quad (19.1)$$

Accoppiatore 1000 kN Accoppiatore 300 kN Accoppiatore 200 kN	$k = 400 \text{ kN/mm}$ $k = 120 \text{ kN/mm}$ $k = 80 \text{ kN/mm}$
--	--

Si riportano di seguito le sollecitazioni affidate agli accoppiatori sismici modellando gli stessi con rigidezza assiale finita.

Resistenze	Posizione	Forzante prevalente direzione X (X+0,3Y)					
		Sforzo Accoppiatore Sismico N _{Ed} [kN]			Indice di Sicurezza I _s		
N _{Rd}	Quota [m]	A	B	C	A	B	C
2.000,00	+ 37.16	3.985,00	2.955,00	2.484,00	1,99	1,48	1,24
1.000,00	+ 33.52	3.178,00	2.276,00	2.031,00	3,18	2,28	2,03
300,00	+ 29.88	776,00	560,00	518,00	2,59	1,87	1,73
300,00	+ 26.24	642,00	460,00	424,00	2,14	1,53	1,41
300,00	+ 22.60	358,00	259,00	228,00	1,19	0,86	0,76
200,00	+ 18.96	296,00	220,00	180,00	1,48	1,10	0,90
200,00	+ 15.32	234,00	177,00	134,00	1,17	0,89	0,67

Figura 19.2 – Indici di Sicurezza I_s degli accoppiatori sismici con rigidezza finita e sollecitazione prevalente X

Resistenze	Posizione	Forzante prevalente direzione Y (0,3X+Y)					
		Sforzo Accoppiatore Sismico N _{Ed}			Indice di Sicurezza I _s		
N _{Rd} [kN]	Quota [m]	A	B	C	A	B	C
2.000,00	+ 37.16	3.289,00	2.261,00	3.714,00	1,64	1,13	1,86
1.000,00	+ 33.52	2.554,00	1.606,00	2.710,00	2,55	1,61	2,71
300,00	+ 29.88	602,00	373,00	638,00	2,01	1,24	2,13
300,00	+ 26.24	478,00	322,00	535,00	1,59	1,07	1,78
300,00	+ 22.60	256,00	197,00	313,00	0,85	0,66	1,04
200,00	+ 18.96	203,00	178,00	273,00	1,02	0,89	1,37
200,00	+ 15.32	154,00	149,00	224,00	0,77	0,75	1,12

Figura 19.3 – Indici di Sicurezza I_s degli accoppiatori sismici con sollecitazione prevalente Y

Risulta evidente come la deformabilità assiale, ora modellata, concessa agli accoppiatori sismici, fa diminuire notevolmente le sollecitazioni ad essi affidate rispetto ai valori mostrati in Figura 18.3 e Figura 18.4 pur tuttavia non risultando ancora verificati. Volendo utilizzare gli indici di sicurezza ottenuti da quest’analisi per determinare il tempo di ritorno del terremoto che induce la crisi del primo accoppiatore si ha che l’accelerazione associata all’indice di sicurezza maggiore (3,18) è pari a 0,067g, a cui corrisponde un terremoto avente T_R = 51 anni, leggermente superiore rispetto a quanto ottenuto al § 18.4 in cui risultava un tempo di ritorno T_r pari a 30 anni.

La modellazione effettuata è stata utilizzata per il dimensionamento degli accoppiatori sismici nell'ipotesi di una loro sostituzione.

Invece, con riferimento al comportamento dinamico globale della struttura, la modellazione effettuata ha fatto registrare, nei confronti della flessione deviata e del taglio alla base, un lieve peggioramento delle condizioni di sicurezza delle torri di controvento a sezione circolare prossime agli accoppiatori sismici (3, 4, 6, 7 e 8), un leggero miglioramento delle condizioni di sicurezza per le rimanenti torri di controvento a sezione circolare (1, 2, 9 e 10). Viceversa, per le torri di controvento della torre a 18 piani si è ottenuto un miglioramento delle condizioni della torre vicina agli accoppiatori sismici (torre 11) ed un peggioramento della torre lontana dagli accoppiatori (torre 12).

19.2 Modellazione struttura con nuovi accoppiatori sismici

Sulla base degli sforzi registrati sugli accoppiatori sismici installati (mostrati nelle precedenti figure) si sono dimensionati i seguenti dispositivi sismici da sostituire a quelli presenti.

Quota [m]	Posizione Dispositivo Sismico		
	A	B	C
+ 37.16	2x 3000kN/100mm	2x 3000kN/100mm	2x 3000kN/100mm
+ 33.52	2x 2000kN/100mm	2x 2000kN/100mm	2x 2000kN/100mm
+ 29.88	2x 1000kN/100mm	2x 1000kN/100mm	2x 1000kN/100mm
+ 26.24	1000kN/100mm	1000kN/100mm	1000kN/100mm
+ 22.60	400kN/100mm	400kN/100mm	400kN/100mm
+ 18.96	400kN/100mm	400kN/100mm	400kN/100mm
+ 15.32	400kN/100mm	400kN/100mm	400kN/100mm

Tabella 19.1 – Resistenza nominale nuovi accoppiatori e spostamenti massimi ammissibili

La rigidezza “k” dei nuovi dispositivi è riportata di seguito:

Accoppiatore 3000 kN	k = 1.200 kN/mm
Accoppiatore 2000 kN	k = 800 kN/mm
Accoppiatore 1000 kN	k = 400 kN/mm
Accoppiatore 400 kN	k = 160 kN/mm

La rielaborazione del modello numerico dell'edificio ipotizzando l'installazione dei sopra richiamati dispositivi di vincolo dinamico ha portato alla definizione di nuove sollecitazioni riguardanti gli elementi di controvento.

Tali sollecitazioni inerenti il Momento Flettente ed il Taglio con le relative verifiche di sicurezza sono riassunte nelle tabelle seguenti (Figura 19.4, Figura 19.5).

Resistenze		Torre	Sollecitazioni			Sollecitazioni		
$M_{Resin,X}$ [kNm]	$M_{Resin,Y}$ [kNm]		Forzante prevalente direzione X ($X+0,3Y$)		Forzante prevalente direzione Y ($0,3X+Y$)			
		$M_{F,x}$ [kNm]	$M_{F,y}$ [kNm]	Indice di Sicurezza I_s	$M_{F,x}$ [kNm]	$M_{F,y}$ [kNm]	Indice di Sicurezza I_s	
35.718,00	35.718,00	1	24.171,00	20.601,00	1,253	36.167,00	7.180,00	1,214
29.773,00	29.773,00	2	24.171,00	21.401,00	1,531	36.167,00	7.455,00	1,465
33.555,00	33.555,00	3	10.323,00	20.627,00	0,922	30.819,00	7.203,00	1,133
34.740,00	35.099,00	4	10.322,00	21.518,00	0,910	30.818,00	7.467,00	1,100
38.687,00	38.687,00	6	9.793,00	20.626,00	0,786	29.787,00	7.203,00	0,956
25.368,00	38.687,00	7	9.795,00	21.524,00	0,942	29.793,00	7.469,00	1,367
26.443,00	37.324,00	8	9.793,00	23.012,00	0,987	29.786,00	8.112,00	1,344
36.157,00	36.157,00	9	26.990,00	21.674,00	1,346	31.230,00	7.586,00	1,074
33.637,00	33.637,00	10	26.990,00	22.966,00	1,485	31.230,00	8.078,00	1,169
272.536,00	307.889,00	11	67.932,00	266.269,00	1,114	230.474,00	85.061,00	1,122
129.549,00	209.218,00	12	22.024,00	206.993,00	1,159	74.758,00	67.121,00	0,898

Figura 19.4 – Indici di Sicurezza I_s a flessione deviata delle torri di controvento nell'ipotesi di sostituzione degli accoppiatori sismici

Resistenze		Torre	Forzante prevalente direzione X ($X+0,3Y$)						Forzante prevalente direzione Y ($0,3X+Y$)					
$V_{Rd,x}$ [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]		$V_{Ea,x}$ [kN]	$V_{Ea,y}$ [kN]	I_{sx} [-]	I_{sy} [-]	$V_{Ea,x}$ [kN]	$V_{Ea,y}$ [kN]	I_{sx} [-]	I_{sy} [-]	$V_{Ea,x}$ [kN]	$V_{Ea,y}$ [kN]	I_{sx} [-]	I_{sy} [-]
1.380,42	1.380,42	1	1.469,33	1.188,00	1,06	0,86	693,33	1.882,67	0,50	1,36				
1.237,70	1.237,70	2	1.506,67	1.188,00	1,22	0,96	709,33	1.882,67	0,57	1,52				
1.237,70	1.237,70	3	1.497,33	613,33	1,21	0,50	740,00	1.858,67	0,60	1,50				
1.404,00	1.081,95	4	1.549,33	612,00	1,10	0,57	700,00	1.858,67	0,50	1,72				
1.380,42	1.380,42	6	1.497,33	598,67	1,08	0,43	740,00	1.881,33	0,54	1,36				
986,15	1.490,30	7	1.549,33	600,00	1,57	0,40	700,00	1.882,67	0,71	1,26				
986,27	1.454,94	8	1.630,67	598,67	1,65	0,41	730,67	1.880,00	0,74	1,29				
1.380,42	1.380,42	9	1.584,00	1.373,33	1,15	0,99	705,33	1.985,33	0,51	1,44				
1.237,70	1.237,70	10	1.594,67	1.373,33	1,29	1,11	734,67	1.985,33	0,59	1,60				
4.581,34	5.301,65	11	13.013,33	3.518,67	2,84	0,66	4.376,00	11.793,33	0,96	2,22				
3.444,70	3.355,92	12	5.036,00	1.177,33	1,46	0,35	1.940,00	3.957,33	0,56	1,18				

Figura 19.5 – Indici di Sicurezza I_s a taglio delle torri di controvento nell'ipotesi di sostituzione degli accoppiatori sismici

Pertanto dagli indici di Sicurezza nei confronti delle flessione deviata e del taglio appena riportati, è possibile determinare l'accelerazione sismica di collasso della struttura per entrambi i meccanismi e, più in generale, l'accelerazione minima di collasso.

Con specifico riferimento alla torre di controvento n.11, a livello della copertura del corpo principale (quota 37,16 metri), il coefficiente di sicurezza nei confronti della flessione deviata è sostanzialmente unitario mentre nei confronti della sollecitazione tagliante è ancora superiore all'unità e, più precisamente pari a circa 1,70.

$$\begin{array}{ccc} T_{R,rif} = 949 \text{ anni} & & T_{R,SLV} = 290 \text{ anni} \\ \downarrow & & \uparrow \\ \text{FLESSIONE} & \rightarrow & \end{array}$$

$$a_{g,rif} = 0,210 \text{ g} \quad \rightarrow \quad a_{g,SLV} = \frac{a_{g,rif}}{I_s} = \frac{0,210}{1,53} = 0,137 \text{ g}$$

$$\begin{array}{ccc} T_{R,rif} = 949 \text{ anni} & & T_{R,SLV} = 70 \text{ anni} \\ \downarrow & & \uparrow \\ \text{TAGLIO} & \rightarrow & \end{array}$$

$$a_{g,rif} = 0,210 \text{ g} \quad \rightarrow \quad a_{g,SLV} = \frac{a_{g,rif}}{I_s} = \frac{0,210}{2,84} = 0,074 \text{ g}$$

Per quanto mostrato si possono pertanto riassumere i Tempi di Ritorno $T_{R,SLV}$ del terremoto di progetto che portano al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV nell'ipotesi di sostituzione degli accoppiatori sismici. Tali valori sono riportati nella seguente Tabella 19.2.

Sollecitazione	$I_{s,max}$	$a_{g,SLV}$	$T_{R,SLV}$
	[-]	[g]	[anni]
Flessione Torri	1,53	0,137	290
Taglio Torri	2,84	0,074	70

Tabella 19.2 – Tempo di Ritorno $T_{R,SLV}$ che provoca il raggiungimento dello SLV

I modelli realizzati hanno dimostrato la funzione primaria degli accoppiatori sismici disposti a collegamento dei due corpi di fabbrica aventi altezze differenti.

Nella Tabella 19.3 sono riportati i risultati principali che mostrano come la variazione di modellazione eseguita sugli accoppiatori sismici porti a risultati abbastanza differenti in termini di resistenza all'azione sismica per quanto riguarda la verifica a Taglio. Infatti, la deformabilità assiale degli accoppiatori permette di diminuire la sollecitazione di taglio nella torre n°11, appartenente al corpo più alto e a cui convergono gli accoppiatori stessi.

Sollecitazione	Rigidezza infinita (accoppiatori sismici esistenti)		Rigidezza finita (accoppiatori sismici sostituiti)	
	$I_{s,max}$ [-]	$a_{g,SLV}$ [g]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]
Flessione Torri	1,527	0,137	290	290
Taglio Torri	3,72	0,056	38	70

Tabella 19.3 – Confronto tra risultati ottenuti modellando gli accoppiatori come infinitamente rigidi e con rigidezza finita

19.3 Tempi di intervento sull'immobile

La valutazione di sicurezza, rappresenta solo l'inizio di un percorso fatto di iterazioni successive, che vedono i Commitenti, pubblici o privati, protagonisti di un processo "iterativo" insieme ai tecnici incaricati, volto a valutare lo stato di salute della costruzione (anche al di là dei convenzionalismi imposti dalle norme, spesso stringenti e non del tutto idonei), a valutare le esigenze dello stesso Commitente, a valutare le eventuali limitazioni d'uso e/o le modalità per un uso "oculato" e, infine, a valutare gli eventuali interventi che offrano il miglior rapporto benefici-costi, tenendo conto di tutte le esigenze tecniche, economiche ed organizzative emerse nel corso di tale processo iterativo.

In altre parole, i Commitenti devono acquisire consapevolezza dell'esistenza di un "rischio sismico" e del fatto che tale rischio debba "essere gestito"; la componente tecnica è "solo" uno strumento, sia pure indispensabile e per il quale deve essere richiesta una adeguata qualificazione, a supporto comunque del processo di individuazione e gestione dello stesso rischio sismico.

Pertanto, le "verifiche tecniche" devono evidenziare, prioritariamente, eventuali situazioni di rischio particolarmente elevato, a cui porre rimedio nel minor tempo possibile. Per le altre vulnerabilità della struttura, viene valutato ed evidenziato il "livello di *inadeguatezza*" rispetto a quanto richiesto dalla norma per le nuove costruzioni nonché i

possibili rimedi. Detto “*livello di inadeguatezza*” (o, meglio, livelli differenziati per le diverse parti/elementi della struttura) costituirà la base, insieme alla fattibilità tecnica degli interventi, ad eventuali esigenze di tutela di beni di interesse culturale e ad altre possibili circostanze specifiche, per una appropriata programmazione di interventi di rafforzamento locale, miglioramento o di adeguamento della costruzione, in un processo che non può non chiamare in causa anche il committente, proprietario o gestore del bene, nello spirito di quanto riportato nella Circolare 617/2009 alle NTC2008, che si riporta di seguito:

“...*Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.*”

In merito al “*livello di inadeguatezza*” commisurata alla “*vita nominale restante*” si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che legni la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali.

Ciò premesso si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:

$$\frac{(T_{INT}C_U)}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,1) = 0,105 \quad (19.2)$$

dove:

C_U rappresenta la Classe d'Uso dell'edificio

T_{SLV} rappresenta il Tempo di Ritorno del terremoto che provoca il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita

Per l'edificio oggetto di verifica si ottengono pertanto i seguenti risultati:

Inadeguatezza	T_{SLV}	T_{INT}
Resistenza accoppiatori sismici	30 anni	1,58 anni
Resistenza a Taglio torri di controvento	70 anni	3,68 anni
Resistenza a Flessione torri di controvento	290 anni	15,23 anni

Tabella 19.4 – Determinazione del Tempo di intervento

Il Tempo di Intervento T_{INT} inerente la resistenza a Taglio e a Flessione delle torri di controvento è stato calcolato con riferimento allo stato di sollecitazione sulle medesime torri presente a valle della sostituzione degli accoppiatori sismici esistenti.

Infatti, l'inadeguatezza degli accoppiatori, rappresenta la prima carenza a cui sopporre per poter almeno garantire il corretto comportamento dinamico della struttura.

20. Considerazioni in merito alla duttilità del sistema

20.1 Possibilità di sviluppare analisi non lineari

Le torri di controvento della struttura hanno evidenziato una buona risposta in termini di duttilità di curvatura, come riportato al § 17.1, ma nel contempo, una capacità resistente nei confronti del taglio che non permette lo sviluppo e lo sfruttamento di tale duttilità.

Questo comportamento determina l'inutilità a implementare un modello non lineare per il sistema resistente alle forze orizzontali, infatti, la crisi per taglio delle torri di controvento anticiperebbe abbondantemente la formazione della cerniera plastica flessionale e lo sviluppo della duttilità ad essa connessa.

A scopo esemplificativo si riporta di seguito, a partire dal diagramma Momento Curvatura $M - \chi$ di una torre a sezione circolare (Torre n° 1) e di una torre a sezione mista (Torre n° 11), il diagramma Forza Spostamento $F - \Delta$ associato con l'indicazione della massima resistenza al piede nei confronti del taglio della torre stessa.

Per la conversione del diagramma Momento Curvatura $M - \chi$ nel diagramma Forza Spostamento $F - \Delta$ si è utilizzata la seguente formula di stima dello spostamento (Paulay and Priestley, 1992) in sommità delle torri di controvento

$$\Delta = \frac{\varphi_y H^2}{3} + \left[H - \frac{L_p}{2} \right] (\varphi_i - \varphi_y) L_p \quad (20.1)$$

dove:

φ_y è la curvatura che provoca lo snervamento della prima barra di armatura;

H è l'altezza totale della torre di controvento;

L_p è la lunghezza della cerniera plastica.

La lunghezza della cerniera plastica L_p è stata determinata mediante la seguente formula (Priestley and Ranzo, 2001) proposta nello studio del comportamento flessionale di elementi circolari cavi in c.c.a.

$$L_p = 0,08H + 0,022f_y d_{bi} \quad (20.2)$$

dove:

f_y è la tensione di snervamento delle barre longitudinali di armatura;

d_{bi} è il diametro delle barre di armatura longitudinali.

Il taglio è invece determinato, in funzione dello schema statico a mensola delle torri di controvento, secondo la seguente formula.

$$V = \frac{2M}{L}$$

Torre di controvento 1

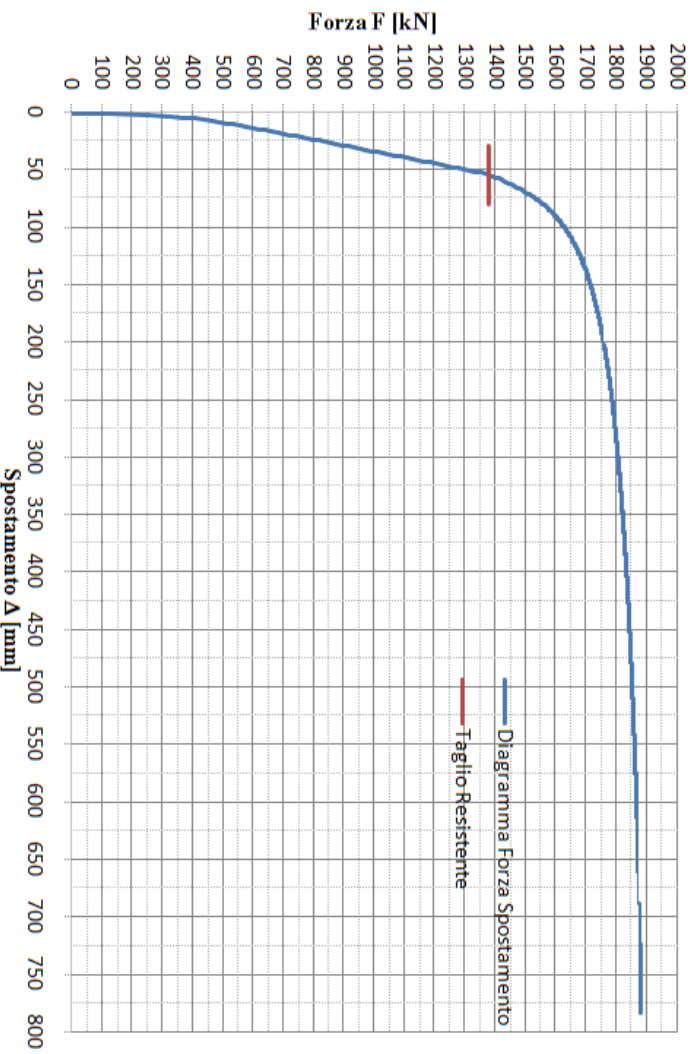


Figura 20.1 – Diagramma Forza Spostamento F-Δ della torre di controvento n. 1

Torre di controvento 11

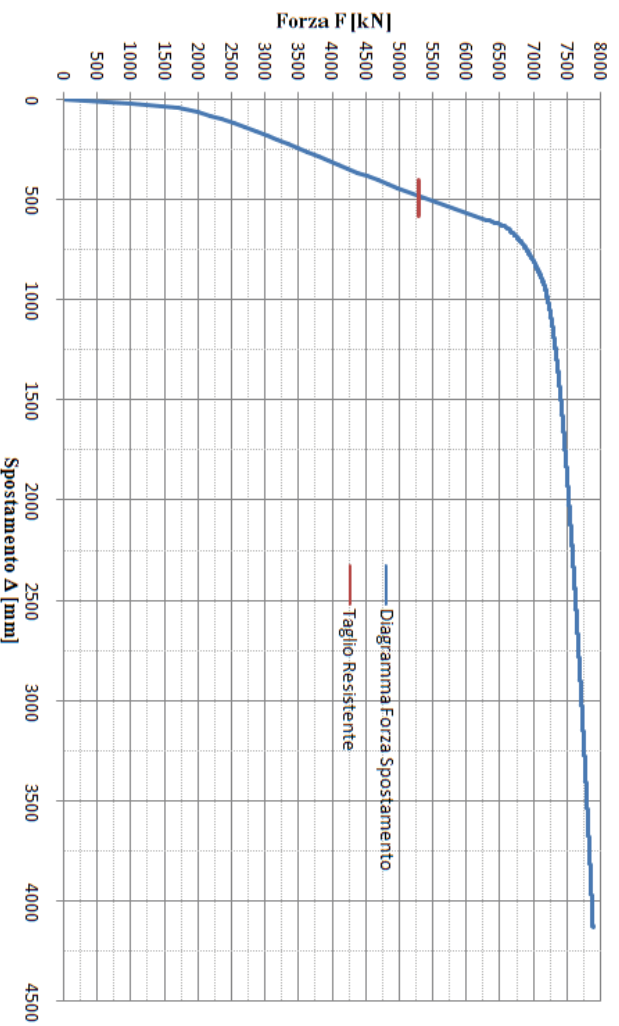


Figura 20.2 – Diagramma Forza Spostamento F-Δ della torre di controvento n. 11

Con riferimento alla torre di controvento n. 1, come si nota dalla Figura 20.1, la crisi per taglio arriva prima che si sviluppi la duttilità indotta dallo snervamento delle barre di armatura. Confrontando la curvatura associata al taglio resistente e la curvatura a snervamento delle barre riportata al § 17.1 risulta quanto segue:

$$\chi_y = 0,00000053$$

$$\chi_{U_{TAGLIO}} = 0,00000054$$

pertanto la rottura a taglio sopraggiunge immediatamente dopo l'entrata in campo plastico dell'armatura longitudinale.

Con riferimento alla torre di controvento n. 11, come si nota dalla Figura 20.2, la crisi per taglio arriva prima che si sviluppi la duttilità indotta dallo snervamento delle barre di armatura. Confrontando la curvatura associata al taglio resistente e la curvatura a snervamento delle barre riportata al § 17.1 risulta quanto segue:

$$\begin{aligned} \chi_y &= 0,00000028 \\ \chi_{U_{TAGLIO}} &= 0,00000025 \end{aligned}$$

pertanto la rottura a taglio sopraggiunge prima della plasticizzazione delle barre di armatura longitudinale.

Quanto appena mostrato pone un limite all'utilizzo di analisi di tipo non lineare per l'edificio in oggetto.

La prematura crisi a taglio delle torri di controvento fa sì che la duttilità mostrata nei confronti del meccanismo di crisi a flessione, in generale risultata discreta, non possa essere sfruttata poiché detta crisi a taglio viene raggiunta nel tratto di risposta lineare elastico, ossia prima della plasticizzazione delle barre d'armatura.

Pertanto, tale carenza a taglio sinergicamente al particolare sistema resistente alle forze orizzontali, che concentrerebbe le plasticizzazioni degli elementi in punti già noti (base delle torri), fa sì che lo sviluppo di un'analisi di pushover tradizionale o di un'analisi pushover modale (M.P.A.) non permetterebbe di raggiungere risultati significativamente differenti in termini di capacità resistente nei confronti dell'azione sismica e, altresì, non fornirebbe elementi utili a meglio comprendere il comportamento del fabbricato sotto l'effetto di tale azione.

Inoltre, come riportato al § 7.3.4. delle NTC08 di cui al D.M. 14.01.2008, vengono a mancare gli scopi per la quale utilizzare l'analisi pushover:

- *Valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1* : La struttura controventante, per il sistema resistente alle forze orizzontali sostanzialmente isostatico, si trasformerebbe in un cinematisimo alla creazione della prima cerniera plastica;
- *Verificare la distribuzione della domanda inelastica*: Per il sistema resistente al sisma sono già note a prescindere le posizioni "deboli" e quindi le posizioni di plasticizzazione, che comunque non si manifesteranno in quanto la crisi è fragile per taglio;
- *Come metodo di progetto per edifici nuovi*: L'edificio è esistente;
- *Come metodo di verifica per edifici esistenti*: L'analisi non lineare è consentita solamente nei casi si raggiunga un livello di conoscenza LC2 o LC3 come richiamato nella Tabella C8A.1.2 della Circolare 617/09 alle NTC08.

Concludendo, per le ragioni sopra esposte, non si è proceduto ad una analisi di tipo non lineare che non avrebbe apportato nessun maggior contributo di conoscenza alla soglia di resistenza del fabbricato a fronte, invece, di un onere computazionale molto elevato.

20.2 Stima della qualità della costruzione attraverso l'utilizzo del "DDBD"

In questo ultimo paragrafo verrà mostrato come attraverso la procedura di progettazione del *Direct Displacement Based Design*, illustrata al precedente §10.3, la struttura in esame potesse già mostrare la sua carenza in termini di capacità senza necessità di sviluppare analisi dinamiche che hanno come presupposto essenziale la conoscenza approfondita del manufatto stesso. Al contrario lo sviluppo della procedura del "DDBD" si è visto come richieda una quantità di dati minimi per essere implementata.

Al fine di rendere di più rapido sviluppo quanto svolto qui di seguito e al solo fine esemplificativo, si considera solamente il fabbricato di altezza maggiore (18 livelli) pensato isolato dal fabbricato più basso (8 livelli) posto sul fronte, mostrato in Figura 20.3, sottoposto ad azione sollecitante secondo la direzione Y.

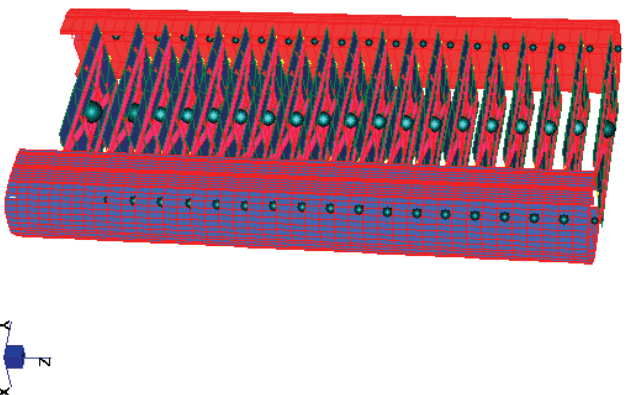


Figura 20.3 – porzione di fabbricato analizzato con il DDBD

Se ci poniamo nell'ottica di applicare la procedura agli spostamenti al fine di *progettare* le sezioni resistenti dell'edificio mostrato in Figura 20.3, i dati necessari all'implementazione della procedura sono i seguenti:

- Edificio a pareti sismo resistenti di lunghezza $L_w = 6,00$ metri;
- Altezza totale del fabbricato $H_n = 73,56$ metri;
- Altezza di interpiano i-esima $h_i = 3,64$ metri;
- Masse sismiche di piano M_i ;
- Caratteristiche dello spettro di risposta della zona di costruzione;
- Deformazione dell'acciaio a snervamento $\epsilon_y = 0,001939$.

Lo spettro in spostamento da utilizzare è dato dalle seguenti caratteristiche:

- Stato Limite: SLV
- $a_g = 0,293$ g
- Terreno: C
- $T_D = 2,44$ s
- $A_{d,5\%} = 0,209$ m

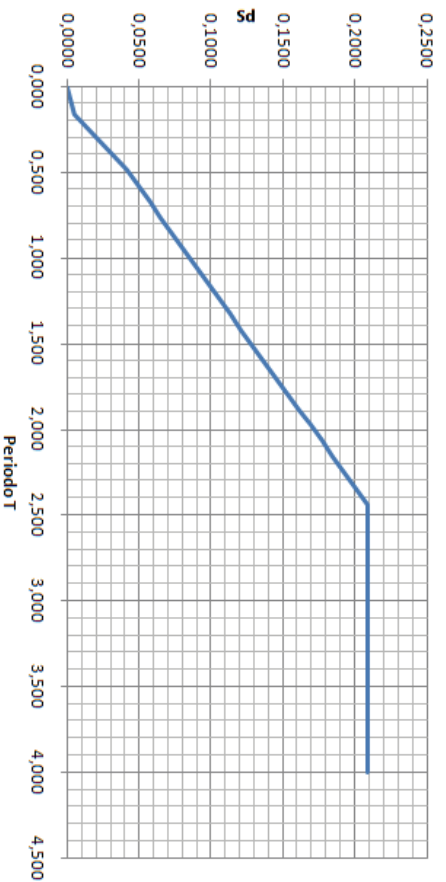


Figura 20.4 – Spettro in spostamento

Attraverso le formule sotto riportate si determina il profilo di spostamento del fabbricato:

$$\Delta_i = \underbrace{\frac{2,00\varepsilon_y h_i^2}{L_w}}_{\Delta_{i,y}} \left(1 - \frac{h_i}{3H_n} \right) + \underbrace{\theta_p h_i}_{\Delta_{i,p}}$$

Nella stima del profilo di spostamento del fabbricato occorre determinare la rotazione plastica θ_p consentita al piede del sistema controventante. Per fare ciò è possibile utilizzare la seguente relazione in cui θ_c rappresenta un parametro di progetto che limita il *drift* massimo, atteso in sommità, sottraendogli poi la corrispondente rotazione elastica come area del diagramma lineare delle curvature.

$$\theta_p = \theta_c - \varphi_{y,W} \frac{H_n}{2}$$

Ovviamente, la rotazione plastica θ_p non può eccedere quella disponibile data da $(\varphi_{u,W} - \varphi_{y,W})L_p$ dove $\varphi_{u,W}$ è la curvatura ultima della sezione ed L_p è la lunghezza della cerniera plastica.

La curvatura $\varphi_{u,W}$ risulta nota solo dopo aver svolto il progetto della sezione e, tuttavia, è possibile assumere la relazione riportata in Prestley ed altri nel 2007:

$$\varphi_{u,W} = \frac{1,2\varepsilon_{ud}}{L_w}$$

Verificato che la curvatura plastica θ_p non eccede quella disponibile per la sezione si ottiene il seguente profilo di spostamento.

Livello	h_i	Δy_i	Δp_i	Δ_i	m_i	$\Delta_i m_i$	$\Delta_i^2 m_i$	$\Delta_i^3 m_i$
[]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/g]	[m ² *kN/g]	[m ³ *kN/g]	[m ⁴ *kN/g]
18	73,56	1,166	0,090	1,256	6750	8478,72	10650,18	623695
17	69,92	1,079	0,086	1,165	4700	5476,34	6380,90	382905
16	66,28	0,993	0,081	1,075	4700	5050,96	5428,12	334778
15	62,64	0,908	0,077	0,985	4700	4629,57	4560,19	289996
14	59,00	0,824	0,072	0,897	4700	4214,15	3778,52	248635
13	55,36	0,742	0,068	0,810	4700	3806,70	3083,18	210739
12	51,72	0,662	0,064	0,725	4700	3409,20	2472,91	176324
11	48,08	0,584	0,059	0,643	4700	3023,66	1945,22	145378
10	44,44	0,510	0,055	0,564	4700	2652,06	1496,47	117858
9	40,80	0,438	0,050	0,489	4700	2296,39	1122,00	93693
8	37,16	0,371	0,046	0,417	4700	1958,65	816,23	72783
7	33,52	0,308	0,041	0,349	4700	1640,82	572,83	55000
6	29,88	0,249	0,037	0,286	4700	1344,90	384,84	40186
5	26,24	0,196	0,032	0,228	4700	1072,89	244,91	28153
4	22,60	0,148	0,028	0,176	4700	826,76	145,43	18685
3	18,96	0,106	0,023	0,129	4700	608,52	78,79	11537
2	15,32	0,071	0,019	0,089	4700	420,15	37,56	6437
1	11,68	0,042	0,014	0,056	7200	403,89	22,66	4717
Σ	---	---	---	---	89150	51314	43221	2861497

Figura 20.5 – Profilo di spostamento

Nota il profilo di spostamento è possibile passare all'oscillatore equivalente determinandone lo spostamento equivalente, attraverso le seguenti relazioni.

- $\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 0,84 \text{ m}$
- $m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = 60.923,20 \text{ kN}$
- $H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 55,76 \text{ m}$

Successivamente, per stimare il periodo efficace dell'oscillatore, risulta necessario calcolare il valore della duttilità di spostamento di progetto, come di seguito illustrato:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y(H_e)} = \frac{0,84}{0,67} = 1,257$$

in cui Δ_y è calcolato in corrispondenza dell'altezza efficace della struttura precedentemente determinata.

Quest'ultimo parametro è necessario per il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente del sistema.

$$\xi_{eq} = 0,05 + C \left(\frac{\mu - 1}{\mu T} \right) = 0,05 + 0,444 \left(\frac{1,257 - 1}{1,257 \pi} \right) = 0,078916$$

in cui il parametro C dipende dalla tipologia strutturale e per strutture a pareti in c.c.a. può essere assunto, in assenza di indagini specifiche, pari a 0,444.

Lo smorzamento viscoso equivalente è un parametro necessario per il calcolo del fattore di riduzione dello spettro elastico R_ξ . Per strutture il cui periodo fondamentale di vibrazione risulta inferiore a 7.0 s, R_ξ può essere stimato come segue:

$$R_\xi = \sqrt{\frac{0,1}{0,05 + \xi_{eq}}} = \sqrt{\frac{0,1}{0,05 + 0,078916}} = 0,8807$$

Tale coefficiente riduce le ordinate dello spettro di risposta elastico in spostamento. Il periodo efficace dell'oscillatore semplice equivalente si ottiene dallo spettro di risposta ridotto ovvero mediante la seguente equazione:

$$T_e = \frac{\Delta_d}{\Delta_{d,\xi}} T_D = \frac{\Delta_d}{R_\xi \Delta_{d,5\%}} T_D = \frac{0,84}{0,8807 \cdot 0,209} 2,44 = 11,1 \text{ sec}$$

La determinazione del periodo efficace consente di calcolare la rigidezza relativa secante dell'oscillatore semplice:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = 19.294,65 \text{ kN/m}$$

La rigidezza relativa K_e consente la determinazione del taglio di progetto alla base:

$$V_{base} = K_e \Delta_d = 16.251,48 \text{ kN}$$

Tale formula è limitata superiormente dal massimo taglio alla base che si sviluppa in corrispondenza del plateau dello spettro elastico e può essere calcolato nella forma:

$$V_{base,max} = 2,5 R_\xi \frac{a_g}{g} m_e = 481.966,6 \text{ kN}$$

Pertanto si assume come taglio alla base $V_{base} = 16.251,48 \text{ kN}$

Il taglio alla base andrà poi ripartito lungo l'altezza in modo proporzionale alla deformata di progetto dell'edificio calcolata precedentemente, secondo la seguente relazione:

$$F_i = V_{base} \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Livello	h_i	Δ_i	m_i	$\Delta_i m_i$	F_i	V_i
[-]	[m]	[m]	[kN/g]	[m*kN/g]	[kN]	[kN]
18	73,56	1,256	6750	8478,7	2685,3	2685,3
17	69,92	1,165	4700	5476,3	1734,4	4419,6
16	66,28	1,075	4700	5051,0	1599,7	6019,3
15	62,64	0,985	4700	4629,6	1466,2	7485,5
14	59	0,897	4700	4214,1	1334,6	8820,1
13	55,36	0,810	4700	3806,7	1205,6	10025,7
12	51,72	0,725	4700	3409,2	1079,7	11105,4
11	48,08	0,643	4700	3023,7	957,6	12063,1
10	44,44	0,564	4700	2652,1	839,9	12903,0
9	40,8	0,489	4700	2296,4	727,3	13630,3
8	37,16	0,417	4700	1958,6	620,3	14250,6
7	33,52	0,349	4700	1640,8	519,7	14770,2
6	29,88	0,286	4700	1344,9	425,9	15196,2
5	26,24	0,228	4700	1072,9	339,8	15535,9
4	22,6	0,176	4700	826,8	261,8	15797,8
3	18,96	0,129	4700	608,5	192,7	15990,5
2	15,32	0,089	4700	420,1	133,1	16123,6
1	11,68	0,056	7200	403,9	127,9	16251,5
Σ	----	----	89150	51314	16251,5	----

Figura 20.6 – Distribuzione dei tagli ai livelli

Pertanto, noto il taglio totale alla base V_{base} è noto anche il taglio che graverà su ciascun cilindro controventante che, considerando la differente rigidità dei due cilindri n.11 e n.12, si ripartirà rispettivamente all'incirca $\frac{3}{4}$ e $\frac{1}{4}$, e quindi:

$$V_{base-torre\ 11} = 12.187,50 \text{ kN}$$

$$V_{base-torre\ 12} = 4.063,98 \text{ kN}$$

Ora, essendo le sezioni resistenti dei cilindri di controvento già note, basterà confrontare il taglio richiesto appena determinato con il taglio resistente dei cilindri calcolato al precedente § 17.2.

Il taglio resistente ottenuto per le torri di controvento n.11 e n.12 vale:

$$V_{Rd,11} = 5.301,65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,12} = 3.355,92 \text{ kN}$$

e quindi i fattori di sicurezza risultano i seguenti:

$$I_{Sx,11} = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{12.187,50}{5.301,65} = 2,30$$

$$I_{Sx,12} = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{4.063,98}{3.355,92} = 1,21$$

Pertanto, l'applicazione del metodo agli spostamenti, fornisce indicazioni sulla qualità del costruito in termini di offerta di resistenza e duttilità conoscendo solamente la geometria della struttura, le masse ad essa associate e le caratteristiche delle sezioni di controvento per il calcolo del taglio resistente.

In generale si può concludere che, l'applicazione della procedura di progettazione agli spostamenti, anche considerando in via semplificata le diverse strutture come isolate, mette in luce in modo efficace la carenza del sistema resistente al sisma e, tra l'altro, fornisce indici di sicurezza paragonabili a quelli ottenuti attraverso lo sviluppo delle analisi più accurate precedentemente illustrate.

21. Conclusioni

Nel presente lavoro si sono affrontate le tematiche inerenti la verifica di vulnerabilità sismica di fabbricati esistenti, con particolare riferimento ad edifici alti con pareti di controvento in c.c.a.

In generale, il patrimonio edilizio esistente potremmo definirlo, senza esagerazioni, come una “*polveriera*”, infatti, la tardiva zonazione del territorio e la ritardata applicazione delle normative tecniche per la progettazione di edifici in zone sismiche ha fatto sì che la maggioranza dei fabbricati sia stata edificata in totale assenza di criteri e presidi di tipo antisismico. Dal punto di vista della zonazione sismica abbiamo visto come si sia passati nel tempo da aggiornamenti delle mappe di pericolosità effettuati solo dopo l'accadimento dell'evento sismico ad aggiornamenti preventivi sfruttando le conoscenze geologiche che negli anni si sono via via consolidate. Dal punto di vista della normativa tecnica, invece, si è passati da un insieme di prescrizioni ad un insieme di regole di progettazione che lasciano molto più spazio all'idea progettuale. Tuttavia è doveroso osservare come la buona risposta sismica di un edificio sia soprattutto frutto di un'attenta regolarità strutturale.

Quindi, ad oggi, mentre sul fronte delle nuove costruzioni si può affermare di avere sufficienti strumenti per garantire standard di sicurezza adeguati, sul fronte della sicurezza degli edifici esistenti rimane ancora molto da fare. Tuttavia, un grosso impulso in tale direzione si è avuto negli ultimi dieci anni, dopo la tragedia di S. Giuliano di Puglia, da cui il problema della sicurezza negli edifici esistenti è stato sempre più dibattuto e molto è stato fatto nella direzione della valutazione sismica del costruito. Tale valutazione, come visto in questo elaborato, risulta però un'operazione assai delicata sia dal punto di vista tecnico che dal punto di vista giuridico. Infatti, la determinazione di un coefficiente di sicurezza su un fabbricato esistente si è visto come risulti dipendente da molti fattori di incertezza (proprietà dei materiali di costruzione, schema strutturale, interventi edilizi susseguitisi nel tempo, etc.) che fanno diminuire l'affidabilità dell'analisi effettuata. Nel contempo, la predisposizione di un documento ufficiale che certifichi la non idoneità di un fabbricato, per esempio una scuola, alle attuali richieste normative fa sì che nascano inevitabili tensioni sociali. Tuttavia, se dal punto di vista tecnico l'esito della verifica di vulnerabilità sismica è per forza di cose strettamente legato alla sensibilità del verificatore, dal punto di vista giuridico sono le stesse norme nazionali a demandare alle proprietà degli immobili ed ai loro utilizzatori la responsabilità di porre rimedio alle diverse criticità riscontrate in sede di verifica seppure nel contempo senza porre un limite all'uso della costruzione fino a che tale carenza sismica sia stata rimossa.

La verifica di vulnerabilità sismica deve essere quindi vista non come lo strumento con cui decidere se continuare una determinata attività in un edificio oppure cessarla, ma bensì, deve essere lo strumento con cui prendere coscienza delle carenze strutturali presenti ed effettuare una programmazione temporale e soprattutto economica degli interventi da attuare, così come avverrà per il fabbricato sottoposto a verifica illustrato nel presente elaborato, dalla cui verifica sono emersi alcuni elementi di vulnerabilità ai quali verrà posto rimedio attraverso la programmazione di interventi atti ad eliminare le criticità

riscontrate. Proprio la programmazione degli interventi può essere meglio effettuata attraverso la stima del cosiddetto Tempo di Intervento che, come definito dal C.T.S. (Comitato Tecnico Scientifico) della Regione Emilia-Romagna, rappresenta il tempo entro il quale porte rimedio all'inadeguatezza strutturale individuata commisurando quest'ultima alla vita nominale restante, anche se, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche alla tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati.

Con specifico riferimento all'edificio analizzato nel presente lavoro, si è mostrato come il tema della determinazione della resistenza a taglio di elementi di controvento a pareti di sezione circolare cava sia ad oggi ancora un tema di grande interesse e ricerca. Nel caso in esame si è operata una semplificazione del calcolo di tale resistenza attraverso la linearizzazione delle sezioni curvilinee confrontando i valori di resistenza così ottenuti con i valori di resistenza a taglio determinati attraverso un modello scientifico (UCSD-MOD) calibrato attraverso campagne sperimentali eseguite su elementi in c.c.a. a sezione circolare cava.

Infine, sempre per l'edificio analizzato, si è mostrato come l'applicazione di un procedimento di progettazione agli spostamenti (D.D.B.D.), di più rapida esecuzione, avrebbe potuto evidenziare fin da subito uno stato di vulnerabilità delle strutture. Quanto riscontrato farebbe ritenere opportuna la calibratura di un procedimento di verifica di più rapida realizzazione rispetto ai tradizionali sistemi di analisi, il che consentirebbe, di fronte ad un così ampio patrimonio esistente da sottoporre a verifica, di conoscere in tempi limitati dove concentrare le poche risorse disponibili, in un periodo di ristrettezza economica come quello che il nostro paese sta attraversando.

In conclusione, volendo esprimere comunque una nota ottimista riguardante il problema della sicurezza di edifici esistenti, si ritiene che il solo fatto di aver preso coscienza di tali vulnerabilità del costruito faccia sì che si sia, quantomeno, iniziata a percorrere la strada corretta nei confronti della salvaguardia della vita umana.

BIBLIOGRAFIA PARTE TERZA

- [43] FIP Industriale: Castellano M. G., Colato G. P., Infanti S. “Use of viscous dampers and shock transmission units in the seismic protection of buildings”, 2004.
- [44] ALGASISM – STU, “Connettori idraulici – Ritegni fluidodinamici: Shock Trasmitter Units”.

BIBLIOGRAFIA GENERALE

- [1] Bramerini F., Di Pasquale G. “Contributo per la proposta di definizione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche”, 2002.
- [2] Calvi G.M. et al., “Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”, 2003.
- [3] Coull A., Stafford Smith B., “*Tall Buildings*”, 1966.
- [4] De Marco R., Martini M.G., Di Pasquale G., Fralleone A., Pizza A.G., “*La classificazione e la normativa sismica dal 1909 al 1984*”, 2000.
- [5] Fajfar P., Duhovnik J., Reflak J., Fischinger M., Breska Z., “*The Behavior of Buildings and Other Structures during the Earthquakes of 1979 in Montenegro*”, 1981.
- [6] Lucantoni A., Bosi V., Bramerini F., De Marco R., Lo Presti T., Naso G., Sabetta F. “*Il rischio sismico in Italia*”, 2001.
- [7] Lucantoni A., Bramerini F., Naso G., “*Sviluppo di metodologie innovative per il calcolo della pericolosità sismica del territorio nazionale*”, 2001.
- [8] Pozzati P., “*Il convenzionalismo nel calcolo strutturale sismico*”, 2004.
- [9] Romeo R., Pugliese A., “*Analisi probabilistica della scuotibilità del territorio italiano*”, 1997.
- [10] Circolare n° 617/C.S.I.LL.PP. “*Circolare esplicativa alle NTC2008*”, 2009.
- [11] D.M. 14/01/2008, “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, 2008.
- [12] Eurocodice 8, “*Design provisions for earthquake resistance of structures*”, 1998.
- [13] FEMA 547, NEHRP, “*Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, Federal Emergency Management Agency, 2006.
- [14] Ordinanza P.C.M. n. 3247, “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”, Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2003.
- [15] Ordinanza P.C.M. n. 3431, “*Norme tecniche per il progetto la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*”, Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2005.
- [16] Legge 64 del 02/02/1974, “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”, 1974.
- [17] Calvi G.M., Pavese A., Rasulo A., Bolognini D. “*Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piles*”, 2005.
- [18] Kowalsky M.J., Priestley M.J.N “*Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions*”, 2000.
- [19] Laskar A., Mo Y.L. “*Seismic Interaction of Flexural Ductility and Shear Capacity in Normal Strength Concrete*”, 2007.
- [20] Leonhardt F., Mönning E. “*c.a. & c.a.p. – calcolo di progetto & tecniche costruttive*”.
- [21] Park R., Pauley T. “*Reinforced Concrete Structures*”, 1975.
- [22] Paulay T., Priestley M.J.N. “*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*”, 1992.

- [23] Pozzati P., Ceccoli C. “*Teoria e Tecnica delle Structure*” Volume secondo, parte seconda.
- [24] Ranzo G., Priestley M.J.N “*Seismic performance of large RC circular hollow columns*”, 2000.
- [25] Ruiz de Gordenuela G., Ramos G., Turmo J. “*Experimental study on shear behaviour of hollow core cylindrical bridge piles*”, 2005.
- [26] Stafford Smith B., Coull A. “*Tall Buildings Structures*”, 1991.
- [27] Wight J.K., MacGregor J.G. “*Reinforced concrete – Mechanics & design*”, 2009.
- [28] Chopra A. K. “*Dynamics of Structures: Theory and applications to Earthquake Engineering*”, 2001.
- [29] Chopra A. K., Goel R. K. “*A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings*”, 2003.
- [30] Chopra A. K., Goel R. K. “*A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*”, 2001.
- [31] Priestley M.J.N. “*Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings*”, 1996.
- [32] Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. “*Direct Displacement-Based Seismic Design*”, 2007.
- [33] Rizzato M., Tullini N., Laudiero F. “*Analisi di pareti in c.a. soggette a sismi violenti*”, 2006.
- [34] Sullivan T.J., Priestley M.J.N., Calvi G.M. “*Seismic Design of Frame-Wall Structures*”, 2006.
- [35] American Concrete Institute ACI318, “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”, 2008.
- [36] Uang C.M., Bertero V.V., “*Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design*”, 1988.
- [37] Gent A. N., Lindley P. B., “*Internal rupture of bonded rubber cylinders in tension*”, 1958.
- [38] Hyakuda et al., “*The structural design and earthquake observation of a seismic isolation building using Pendulum System*”, 2001.
- [39] Arima F. et al., “*A study on Buildings with Large Damping Using Viscous Damping Walls*”, 1988;
- [40] Constantinou, M.C. et al., “*Fluid Viscous Dampers in Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation*”, 1993;
- [41] Zhang, R.H. et al., “*Seismic Response of Steel Frame Structures with Added Viscoelastic Dampers*”, 1989;
- [42] Kelly J.M., Skinner R.I. and Heine A.J. (1972), “*Mechanism of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures*”, 1972;
- [43] FIP Industriale: Castellano M. G., Colato G. P., Infanti S. “*Use of viscous dampers and shock transmission units in the seismic protection of buildings*”, 2004.
- [44] ALGASISM – STU, “*Connettori idraulici – Ritegni fluidodinamici: Shock Trasmitter Units*”.

RINGRAZIAMENTI

Al termine di questo lungo percorso mi sento di ringraziare di cuore i professori Antonio Tralli ed Alessandra Aprile per la pazienza dimostrata e per i preziosi consigli ricevuti, di lavoro e di vita.

Un ringraziamento particolare lo rivolgo anche ai colleghi del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna che mi hanno mostrato grande vicinanza nei momenti di maggiore sconforto, quando il traguardo sembrava ancora molto lontano.

Infine, un enorme grazie lo rivolgo a mia moglie Alessandra a cui, spesso, ho sottratto tempo per riuscire a portare a termine anche questo percorso.



Università degli Studi di Ferrara

Dottorato di Ricerca in Scienza dell'Ingegneria

Curriculum Civile (XXV Ciclo)

Coordinatore: Prof. Ing. Stefano Trillo

**VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI
ESISTENTI ALTI IN C.A. A PARETI SISMO-RESISTENTI.
UN ESEMPIO: LA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA**

ALLEGATO “A”

DOTTORANDO

Dott. Ing. Andrea Bucchi

TUTORE

Chiar.mo Prof. Ing. Antonio Tralli

COTUTTORE

Prof. Ing. Alessandra Aprile

Anni 2010/2012

FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
 NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

PROPRIETA': REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 MANDATO PER LA REALIZZAZIONE: FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.

PROGETTISTI:
 PROF. ARCH. KENZO TANIGUCHI ASSOCIATES (TORINO)
 PROF. ARCH. MARCO FALASCO
 ARCH. PIETRO CRESCINI

STRUTTURE:
 ING. ANTONIO MARFISI
 ING. ROBERTO INNOCENTI

IMPIANTI TECNOLOGICI:
 ING. ROBERTO INNOCENTI

COORDINAMENTO:
 UT FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.
 ING. GUIDO GARDI
 GEOMA WITTONIO LUNETTI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
S
 CILINDRI
 DATA: SCALA 1:200

NOTA:
 LE PRESERTE OPERAZIONI SONO STATE FATTE IN BASE ALLE CONDIZIONI
 ESISTENTI APPROVATE DAL P.A.U.
 TUTTE LE OPERAZIONI SONO STATE FATTE IN BASE ALLE CONDIZIONI
 DEL PROGETTO APPROVATE DAL P.A.U.
 IL PROGETTO DELLA STRUTTURA È STATO REALIZZATO IN TUTTE LE
 SUE PARTI IN BASE ALLE CONDIZIONI DEL PROGETTO APPROVATE
 DAL P.A.U.

NOTE E AGGIORNAMENTI:
 IL DIRETTORE DEI LAVORI
 D. ING. ROBERTO ALESSI
 V. VIA CANTUARIA, 20 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

DIREZIONE DEI LAVORI

PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

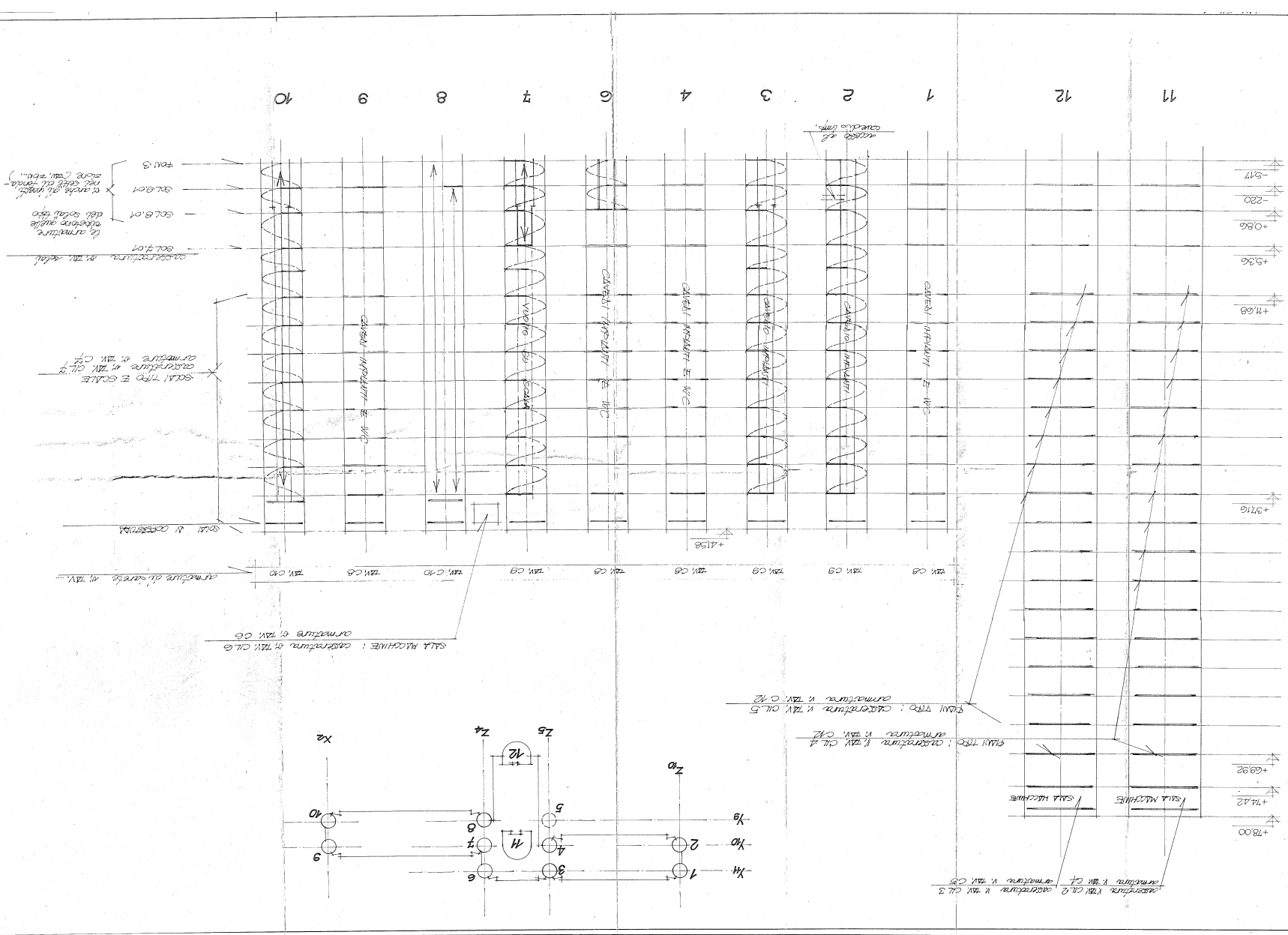
PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111



PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 SOGGERNANZA REGIONALE
 DIREZIONE REGIONALE
 VIALE DELL'INDUSTRIA, 15 - BOLOGNA
 Tel. 051/2611111

CONAGE DI BOLOGNA
 FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

PROPRIETA': REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 MANDATO PER LA REALIZZAZIONE: FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.

PROGETTISTI:
 ARCHITETTURA: PROF. ARCH. RENZO PIANI ASSOCIATI (FONDI)
 STUDIO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA
 PROF. ARCH. MASSIMO SANCILO
 STRUTTURE: PROF. ING. ROBERTO ALESSI
 ING. ANTONIO PASARELLI
 APPRANTANTI TECNOLOGICI: ING. ROBERTO ALESSI
 APPRANTANTI ELETTRICI E AFFINI: ING. GIAMPERO VARELLI

COORDINAMENTO:
 U.T. FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.
 ING. GIUSEPPE CASOLI
 GEOM. VITTORIO LAMETTI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
 S
GEN 2

TITOLO DELLA TAVOLA:
 'AVOLA GENERALE:
 sezione a tutta altezza 'A-A'

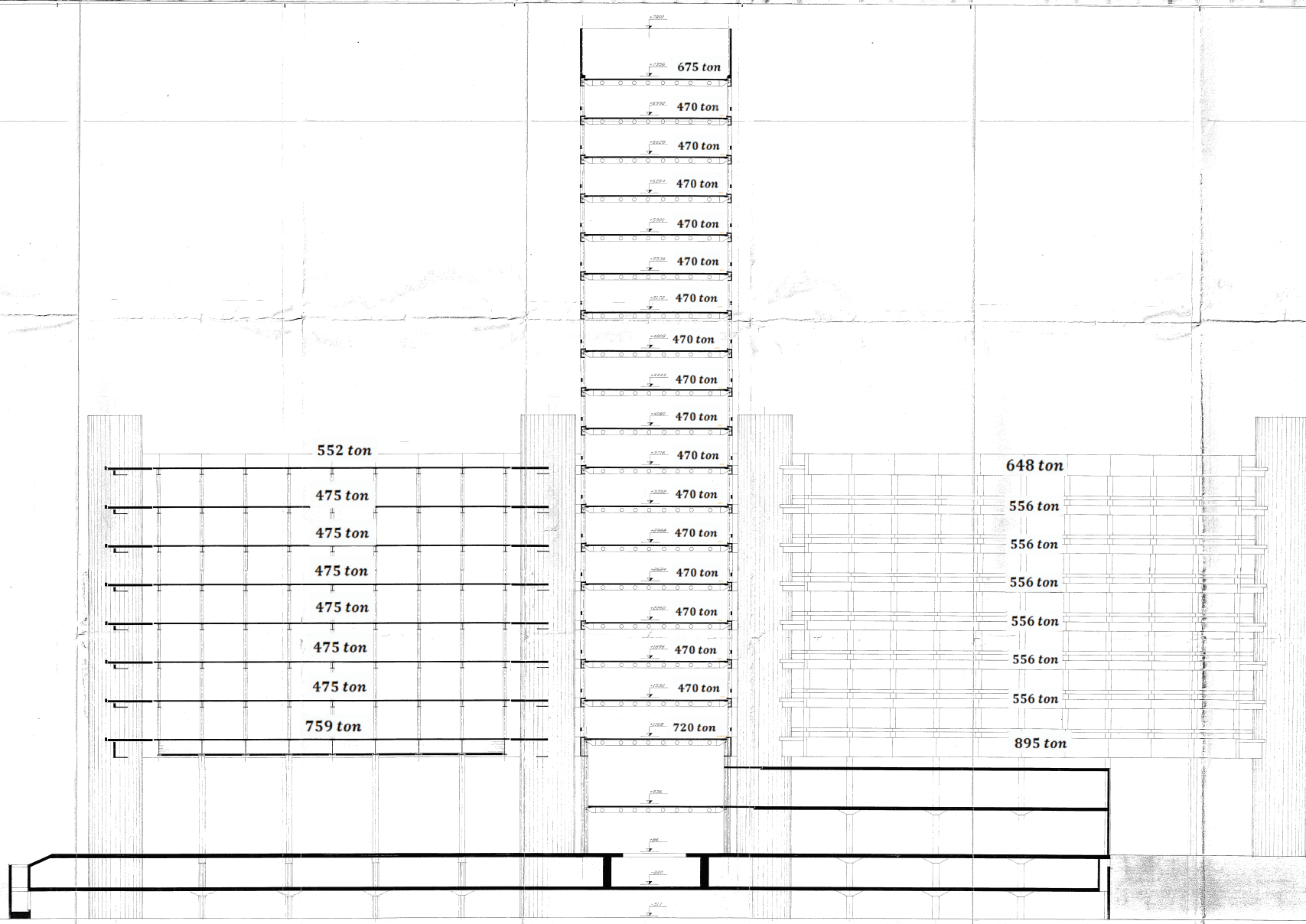
DATA: 15/03/2010

IL DIRETTORE DEI LAVORI:
 Ing. ROBERTO ALESSI

DIREZIONE DEI LAVORI:

NOTE:
 1) TUTTE LE DIMENSIONI SONO IN METRI
 2) LE DIMENSIONI A BANDO RIPORTATE NEGLI ELABORATI DI PROGETTO QUANTO AGLI ELEMENTI STRUTTURALI SONO DA CONSIDERARE COME MASSIME
 3) LE DIMENSIONI A BANDO RIPORTATE NEGLI ELABORATI DI PROGETTO QUANTO AGLI ELEMENTI STRUTTURALI SONO DA CONSIDERARE COME MASSIME
 4) LE DIMENSIONI A BANDO RIPORTATE NEGLI ELABORATI DI PROGETTO QUANTO AGLI ELEMENTI STRUTTURALI SONO DA CONSIDERARE COME MASSIME

LEGENDA:
 101: FERRUGINE
 102: FERRUGINE
 103: FERRUGINE
 104: FERRUGINE
 105: FERRUGINE
 106: FERRUGINE
 107: FERRUGINE
 108: FERRUGINE
 109: FERRUGINE
 110: FERRUGINE
 111: FERRUGINE
 112: FERRUGINE
 113: FERRUGINE
 114: FERRUGINE
 115: FERRUGINE
 116: FERRUGINE
 117: FERRUGINE
 118: FERRUGINE
 119: FERRUGINE
 120: FERRUGINE
 121: FERRUGINE
 122: FERRUGINE
 123: FERRUGINE
 124: FERRUGINE
 125: FERRUGINE
 126: FERRUGINE
 127: FERRUGINE
 128: FERRUGINE
 129: FERRUGINE
 130: FERRUGINE
 131: FERRUGINE
 132: FERRUGINE
 133: FERRUGINE
 134: FERRUGINE
 135: FERRUGINE
 136: FERRUGINE
 137: FERRUGINE
 138: FERRUGINE
 139: FERRUGINE
 140: FERRUGINE
 141: FERRUGINE
 142: FERRUGINE
 143: FERRUGINE
 144: FERRUGINE
 145: FERRUGINE
 146: FERRUGINE
 147: FERRUGINE
 148: FERRUGINE
 149: FERRUGINE
 150: FERRUGINE
 151: FERRUGINE
 152: FERRUGINE
 153: FERRUGINE
 154: FERRUGINE
 155: FERRUGINE
 156: FERRUGINE
 157: FERRUGINE
 158: FERRUGINE
 159: FERRUGINE
 160: FERRUGINE
 161: FERRUGINE
 162: FERRUGINE
 163: FERRUGINE
 164: FERRUGINE
 165: FERRUGINE
 166: FERRUGINE
 167: FERRUGINE
 168: FERRUGINE
 169: FERRUGINE
 170: FERRUGINE
 171: FERRUGINE
 172: FERRUGINE
 173: FERRUGINE
 174: FERRUGINE
 175: FERRUGINE
 176: FERRUGINE
 177: FERRUGINE
 178: FERRUGINE
 179: FERRUGINE
 180: FERRUGINE
 181: FERRUGINE
 182: FERRUGINE
 183: FERRUGINE
 184: FERRUGINE
 185: FERRUGINE
 186: FERRUGINE
 187: FERRUGINE
 188: FERRUGINE
 189: FERRUGINE
 190: FERRUGINE
 191: FERRUGINE
 192: FERRUGINE
 193: FERRUGINE
 194: FERRUGINE
 195: FERRUGINE
 196: FERRUGINE
 197: FERRUGINE
 198: FERRUGINE
 199: FERRUGINE
 200: FERRUGINE

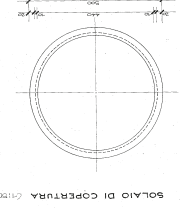
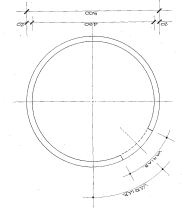
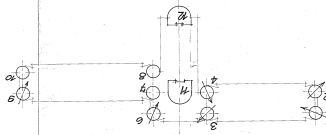


PROGETTO DELLA REGIONE EMILIA-ROMANA
 REGIONE EMILIA-ROMANA
 DIREZIONE REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SERVIZIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 UFFICIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SEZIONE REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SERVIZIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 UFFICIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SEZIONE REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE

REGIONE EMILIA-ROMANA
 DIREZIONE REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SERVIZIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 UFFICIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SEZIONE REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SERVIZIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 UFFICIO REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE
 SEZIONE REGIONALE DEL TERRITORIO, DELL'AMBIENTE E DEL PATRIMONIO CULTURALE

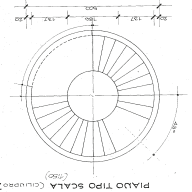
PROGETTO DELLE STRUTTURE
 S
 CIL 7

PROGETTAZIONE: REGIONE EMILIA-ROMANA
 MANIPOLI PER LA REALIZZAZIONE: FINANZIARIA REGIONALE DI BOLOGNA SPA
 NEL PERIMETRO: BOLOGNA - VIALE ALDO MORO
 LAVORO DI COSTRUZIONE DELLA
 FINANZIARIA REGIONALE DI BOLOGNA SPA

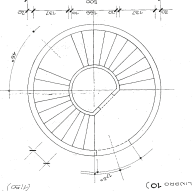


SOLAI LOCALI MACCHINE E DEPOSITO (TIP)

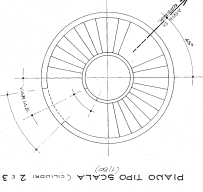
SOLAI DI COPERTURA (TIP)



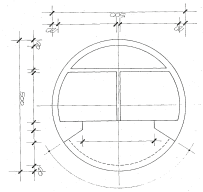
PIANO TIPO SCALA (Colonne 7)



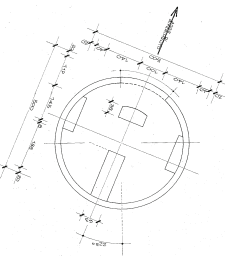
PIANO TIPO SCALA CON ASCENSORE (Colonne 10)



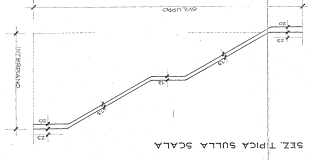
PIANO TIPO SCALA (Colonne 2, 3)



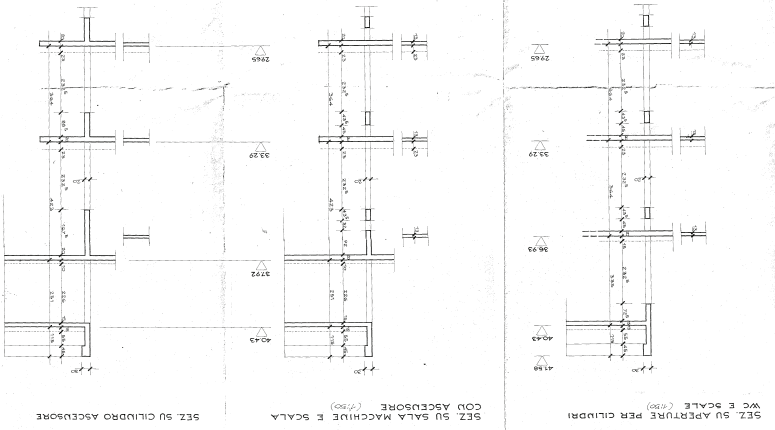
PIANO TIPO ASCENSORE (Colonne 8)



SOLAI TIPO LOCALI WC (CIL 7, 4, 6, 9)



SEZ. TIPICA SULLA SCALA



SEZ. SU APERTURE PER CILINDRI WC E SCALE (CIL 8)

SEZ. SU SALA MACCHINE E SCALA CON ASCENSORE (CIL 10)

SEZ. SU CILINDRO ASCENSORE

FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

PROPRIETA' REGIONE EMILIA-ROMAGNA
MANTO PER LA REALIZZAZIONE FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.

PROGETTISTI:
ARCHITETTURA: ROSSA ANTONIETTI ASSOCIATI (TORINO)
STRUTTURE: ROSSA ANTONIETTI ASSOCIATI (TORINO)
IMPIANTI ELETTRICI E AFFINI: ING. ROBERTO ALBERTI
IMPIANTI TECNOLOGICI: ING. ROBERTO ANTONIETTI
COORDINAMENTO: UFF. FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.
CONV. VITTORE LUCETTI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
ES

CILINDRO N.1
ARMATURE
C8/34
SCALE: 1:50
L. 17/08/1988

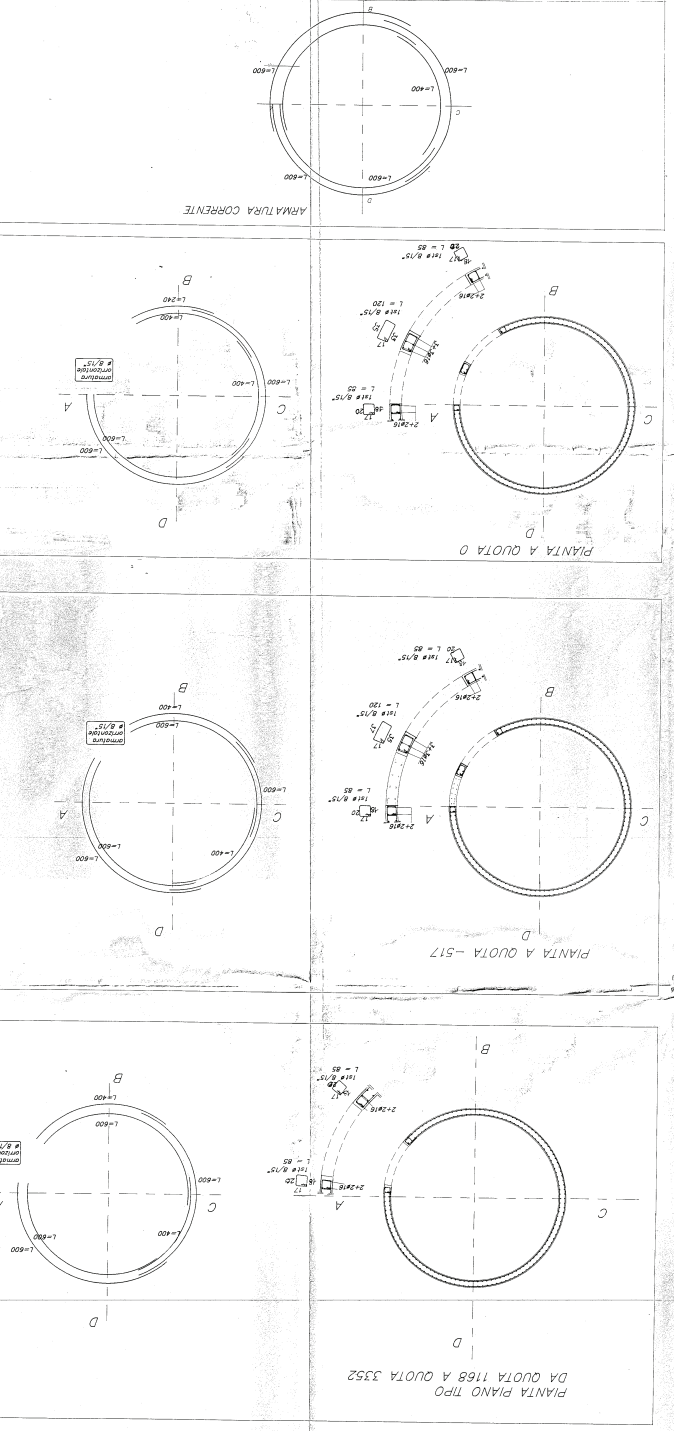
L. DIRETTORE DEI LAVORI
L. 17/08/1988



0.15
+ 0.88
0.21
0.00
0.15
- 2.20
0.30
0.15
- 5.17
0.17
+ 3.36
1.51
0.23
17.68
- PIANO PIANO FINO A 0.2552
0.22
15.32
0.21
11.52
0.15
+ 4.08
0.15
+ 37.08

AL. 1. LE MISURE SONO IN METRI ALLO SCALARE
DELLA CIRCONEFERENZA INTERNA

12	12	12	12
12	12	12	12
12	12	12	12
12	12	12	12



FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
 NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

PROPRIETA' REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 MA SPONDA PER LA REALIZZAZIONE FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.

PROGETTISTI
 ARCHITETTURA
 PROF. ARCH. ENZO TANGI ASSOCIATES, ROMA
 STUDIO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA
 PROF. ARCH. MARCO AMADIO
 ARCH. FERRUCCIO CREMONA

STRUTTURE
 PROF. ING. ROBERTO ALESSI
 ING. ANTONIO BAKKALI

MECCANICA
 PROF. ING. ROBERTO ANCONINI
 ING. GIANNINO MANFROTTO

COORDINAMENTO
 U.T. FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.p.A.
 ING. GIORGIO LUCI
 ING. VITTORIO LUZZETTI

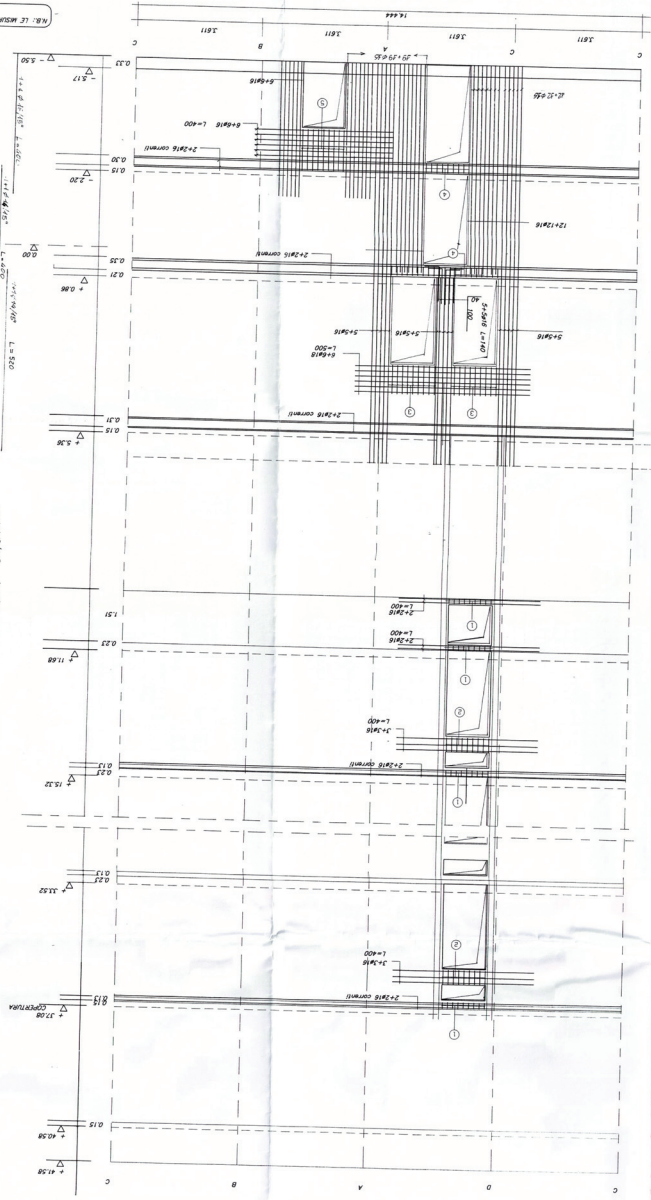
PROGETTO DELLE STRUTTURE
ES

PRODOTTO DA
CILINDRO N.2
 ARCHITURA

SCALA
1:50

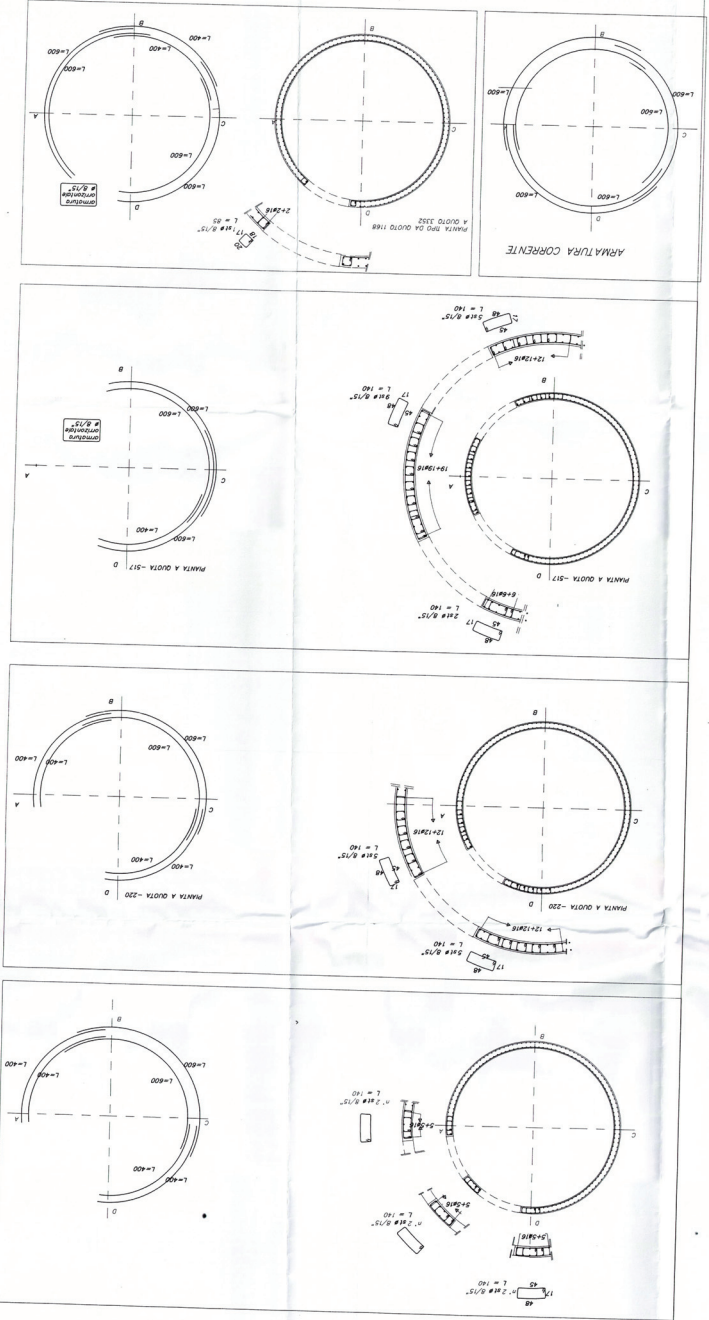
DATA
8/3/72

ING. ENZO TANGI
 L. BENTONIA DI BOLOGNA



ARMATURE CILINDRO INTERNO

12	12	12	12
11	11	11	11
10	10	10	10
9	9	9	9
8	8	8	8
7	7	7	7
6	6	6	6
5	5	5	5
4	4	4	4
3	3	3	3
2	2	2	2
1	1	1	1



FINANZIARIA F.I.R.E. DI BOLOGNA S.p.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
 NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO
 PROPRieta: REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 MANDATO PER LA REALIZZAZIONE FINANZIARIA F.I.R.E. DI BOLOGNA S.p.A.

ARCHITETTURA:
 PROF. ANTONIO MARINO ASSOCIATI (I.C.O.N.I.)
 ARCH. ANTONIO MARINO

STRUTTURE:
 PROF. ANTONIO MARINO
 ING. GIULIO BELLINI

INGENNERI TECNOLOGICI
 ING. ROBERTO ANCONI

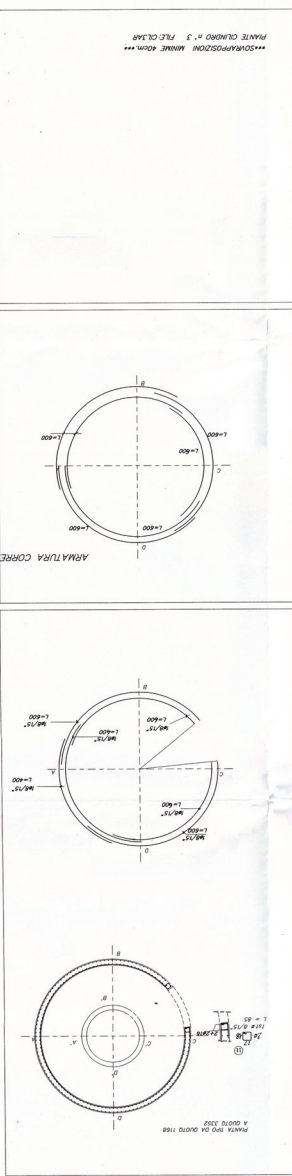
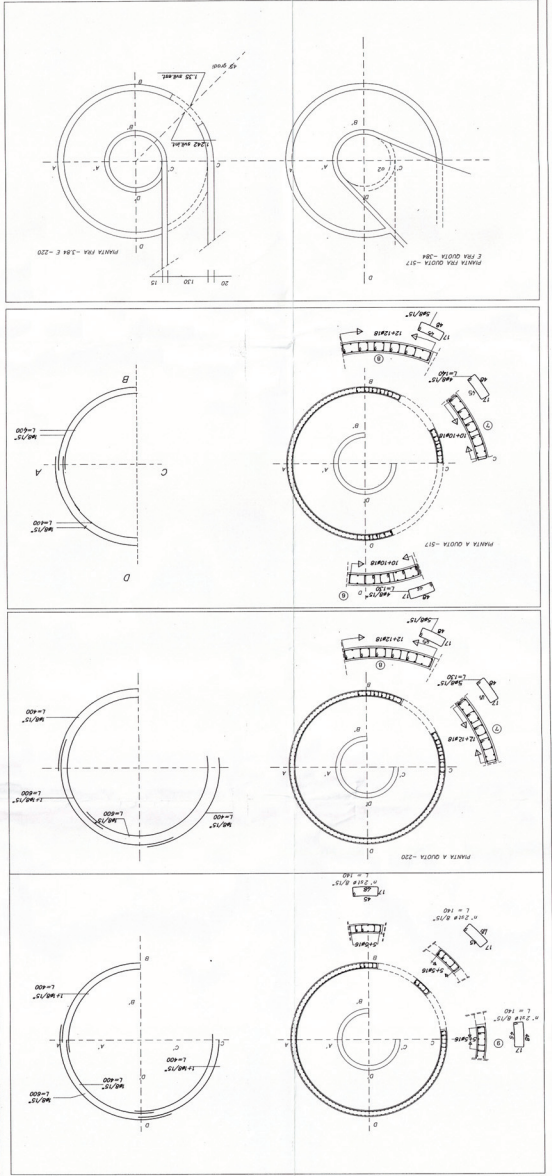
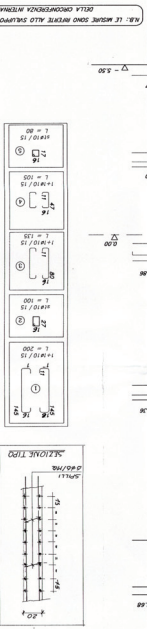
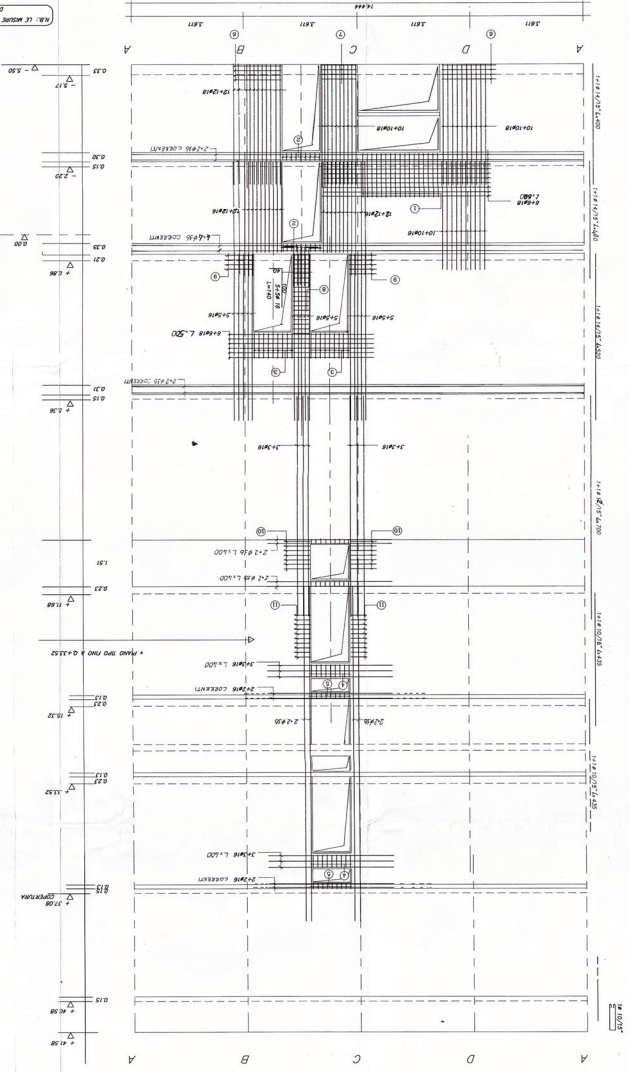
INGENNERI ELETTRICI E AFFINI
 ING. GIULIO BELLINI

COORDINAMENTO
 ING. GIULIO BELLINI
 ING. GIULIO BELLINI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
ES

CILINDRO N.3
 1:50

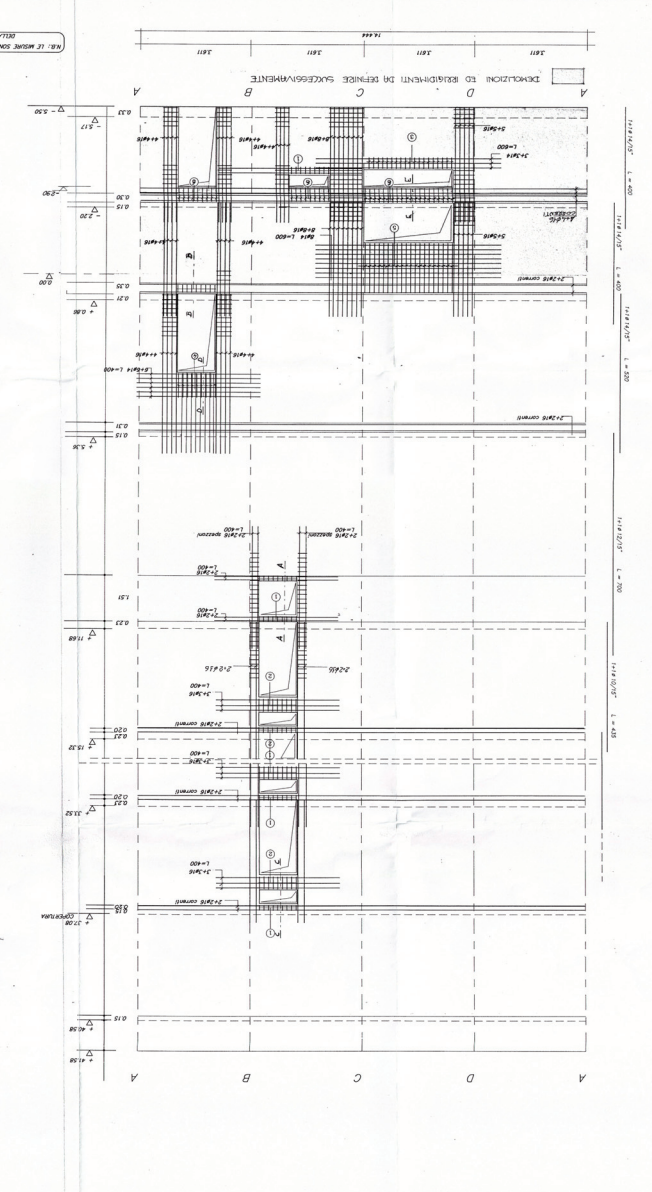
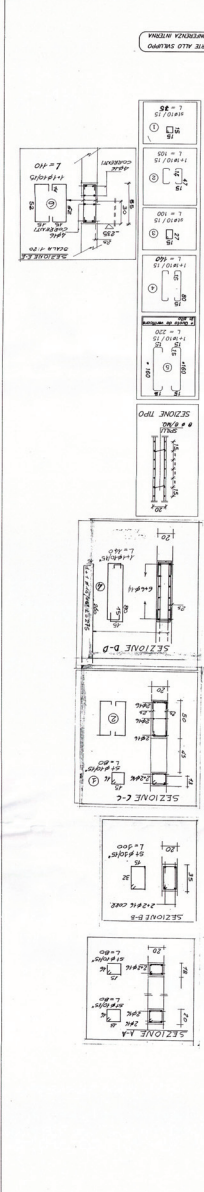
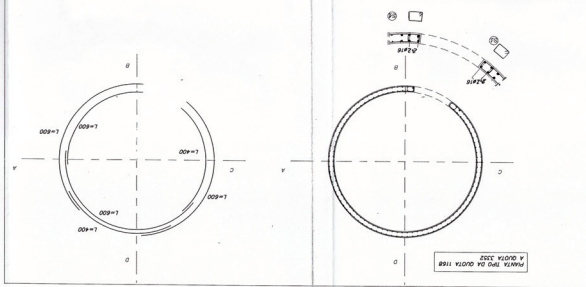
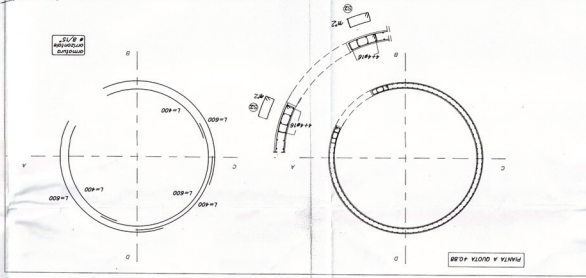
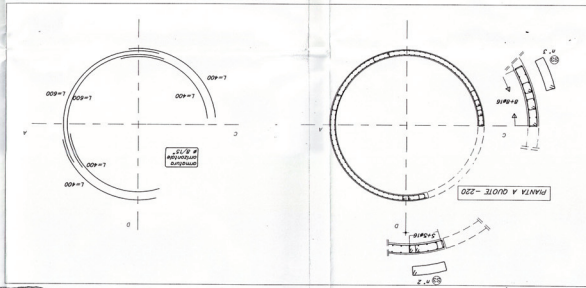
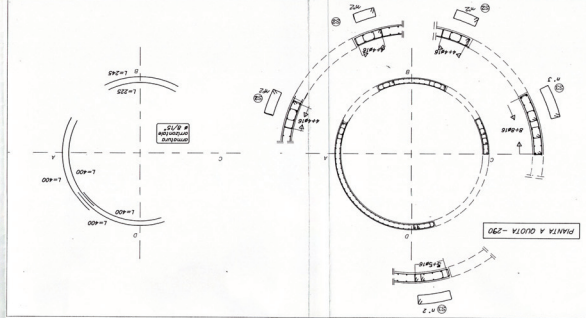
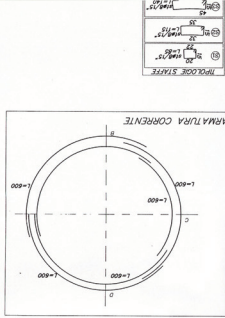
REDAZIONE
 ING. GIULIO BELLINI
 ING. ROBERTO ANCONI



SOPRAPOSIZIONI NUMERE 400m
 PIANTE CILINDRO N.3 FELI CLAN

ARMATURA CORRENTE

SULLUPPO CASSERO INTERNO CILINDRO N.3



PROGETTO DELLE STRUTTURE

ES

ARMATURE CILINDRO 6

MAGGIO 1970

PROF. ING. GIULIO BIANCHI

PROGETTISTI

ARCHITETTURA

STUDIO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA

ARCHITETTO

STRUTTURE

ING. GIULIO BIANCHI

ARMAMENTI TECNOLOGICI

ING. ROBERTO MARCHETTI

ARMAMENTI ELETTRICI E AFFINI

ING. ROBERTO MARCHETTI

COORDINAMENTO

ING. FRANZINIA FERRI DI BOLOGNA S.p.A.

PROPRIETA' - REGIONE EMILIA-ROMAGNA

MANDATO PER LA REALIZZAZIONE - FINANZIARIA FERRI DI BOLOGNA S.p.A.

NONVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA

NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA

FINANZIARIA FERRI DI BOLOGNA S.p.A.

FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
 NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

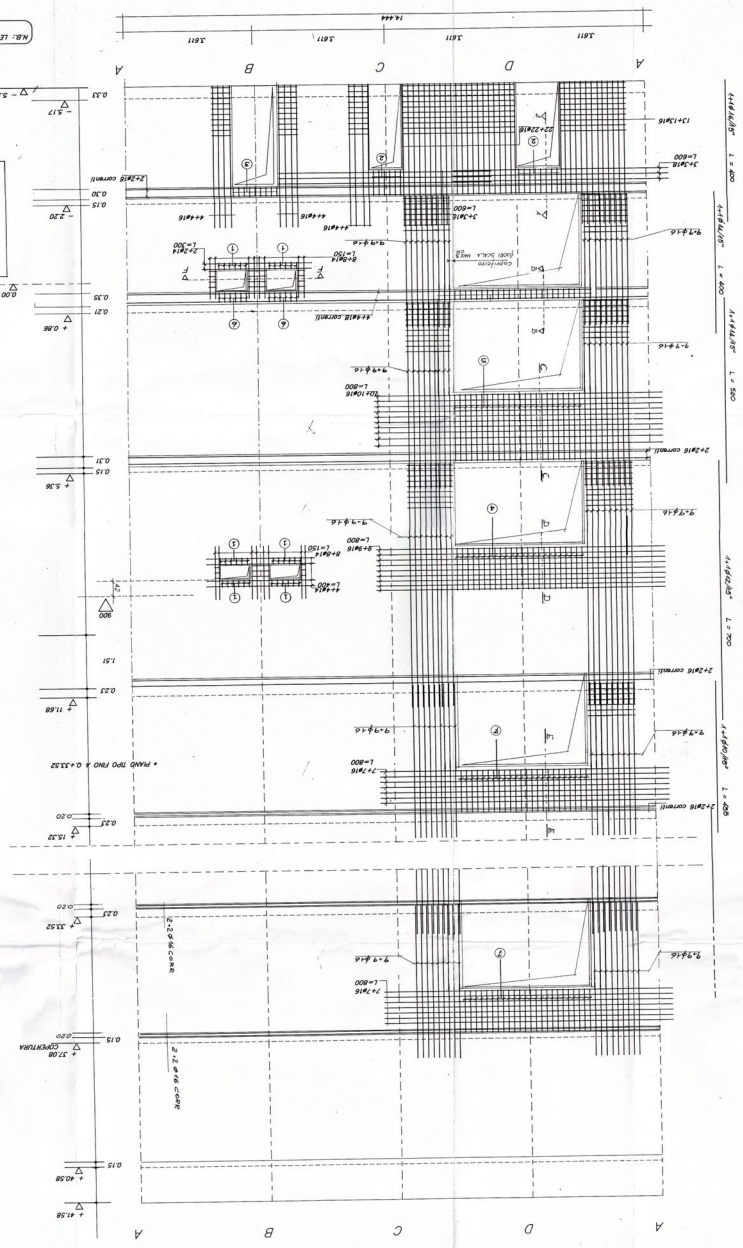
PROPRIETA' - REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 MANDATO PER LA REALIZZAZIONE FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.

PROGETTISTI:
 ARCHITETTURA: PROF. ARCH. NICHINO MANFROTTO
 STUDIO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA
 ARCH. ENZO CESERINI
 PROF. NICHINO MANFROTTO
 STRUTTURE: PROF. NICHINO MANFROTTO
 PROF. ANDRINO RUFFALI
 ING. ROBERTO ANCONETTI
 ING. ROBERTO MANCINI
 ING. GIANNINO MANCINI
 ING. GIANNINO MANCINI
 COORDINAMENTO: U.F. FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.
 ING. GIANNINO MANCINI
 ING. WITTONIO LIVETTI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
 TRONCO DELLA TRONCA
 ARMATURE CILINDRO B

SCALA: 1:50
 DATA: 9/2/72
 ES

NOTE E DIMENSIONI
 L. MANFROTTO
 ING. GIANNINO MANCINI



FINANZIARIA FERRE DI BOLOGNA S.P.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

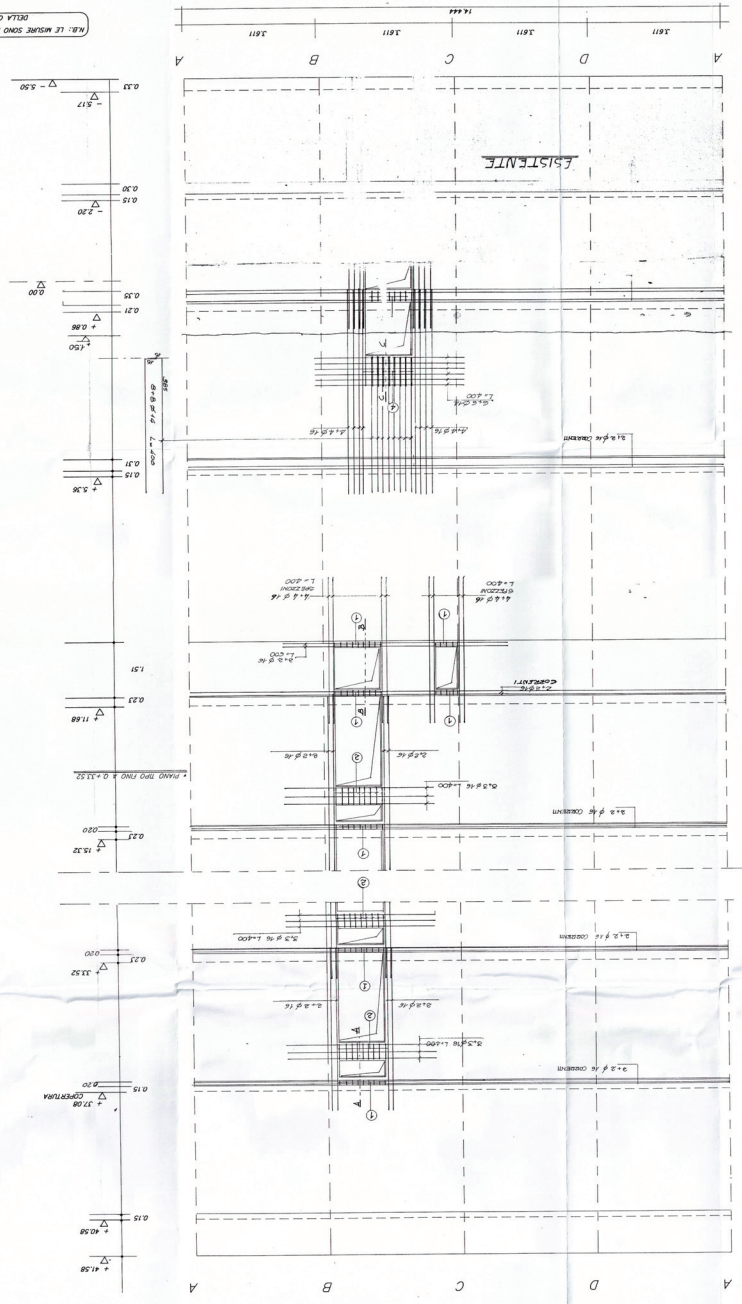
MANDATO PER LA REALIZZAZIONE FINANZIARIA FERRE DI BOLOGNA S.P.A.
 PROPRIETA' REGIONE EMILIA-ROMAGNA

PROGETTISTI
 ARCHITETTURA
 PROF. ANCH ENZO TAMORI ASSOCIATI (IYO)
 STUDIO ASSOCIATO ARCHITETTURA
 PROF. ANCH MANCO TAMORI
 STRUTTURE
 ING. ANTONIO TAVALLI
 ING. ROBERTO ANTONI
 ING. GIUSEPPE MARIANI
 IMPIANTI TECNOLOGICI
 ING. ROBERTO ANTONI
 IMPIANTI ELETTRICI E AFFINI
 ING. GIUSEPPE MARIANI
 COORDINAMENTO
 U.T. FINANZIARIA FERRE DI BOLOGNA S.P.A.
 ING. GIUSEPPE MARIANI
 ING. VITTORIO LAMBERTI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
ES
 ARCHITETTO

AMATURE CLINDRO 9
 SCALA 1:50
 10/11/11
 9 MAGGIO 1993

PROF. GIUSEPPE TAMORI
 ING. ANTONIO TAVALLI
 ING. ROBERTO ANTONI
 ING. GIUSEPPE MARIANI



FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.
 LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA
NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 NEL FIERA DISTRICT - BOLOGNA - VIALE ALDO MORO

PROPRIETA': REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 MANDATO PER LA REALIZZAZIONE: FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.

PROGETTISTI:
 PROF. ARCH. RENZO TAMER ASSOCIATES (ROMA)
 ARCH. ALESSANDRO MANTOVANI
 ARCH. PIETRO CERRONI

STRUTTURE:
 ING. ANTONIO PARFAGLI
 ING. ROBERTO INNOCENTI
 15 DIC. 1987

IMPIANTI TECNOLOGICI
 ING. ROBERTO INNOCENTI

IMPIANTI ELETTRICI E AFFINI
 ING. GIANNINO MANCINI

COORDINAMENTO:
 U.E. FINANZIARIA FIERE DI BOLOGNA S.P.A.
 ING. GIULIO GARDI
 GEOM. VITTORIO LUNETTI

PROGETTO DELLE STRUTTURE
S ARCHIVIO

ACCIAIO
A 1

ALCO LAVORI RICENTRATI DI SOLAIO
 SCALA 1:50
 DATA

NOTE E AGGIORNAMENTI

IL DIRETTORE DEI LAVORI
 D. ING. ROBERTO ALESSI
 (Firma)
 FIERE DI BOLOGNA S.P.A.

DIREZIONE DEI LAVORI

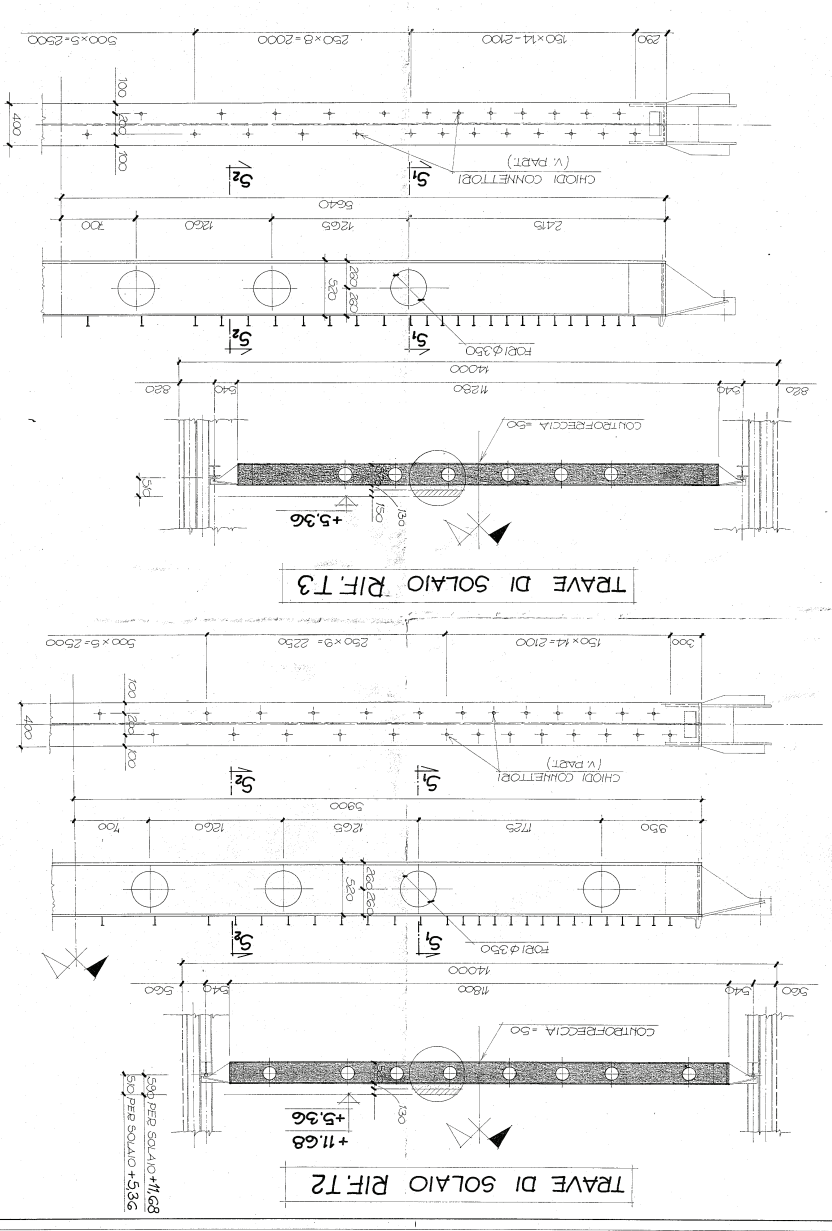
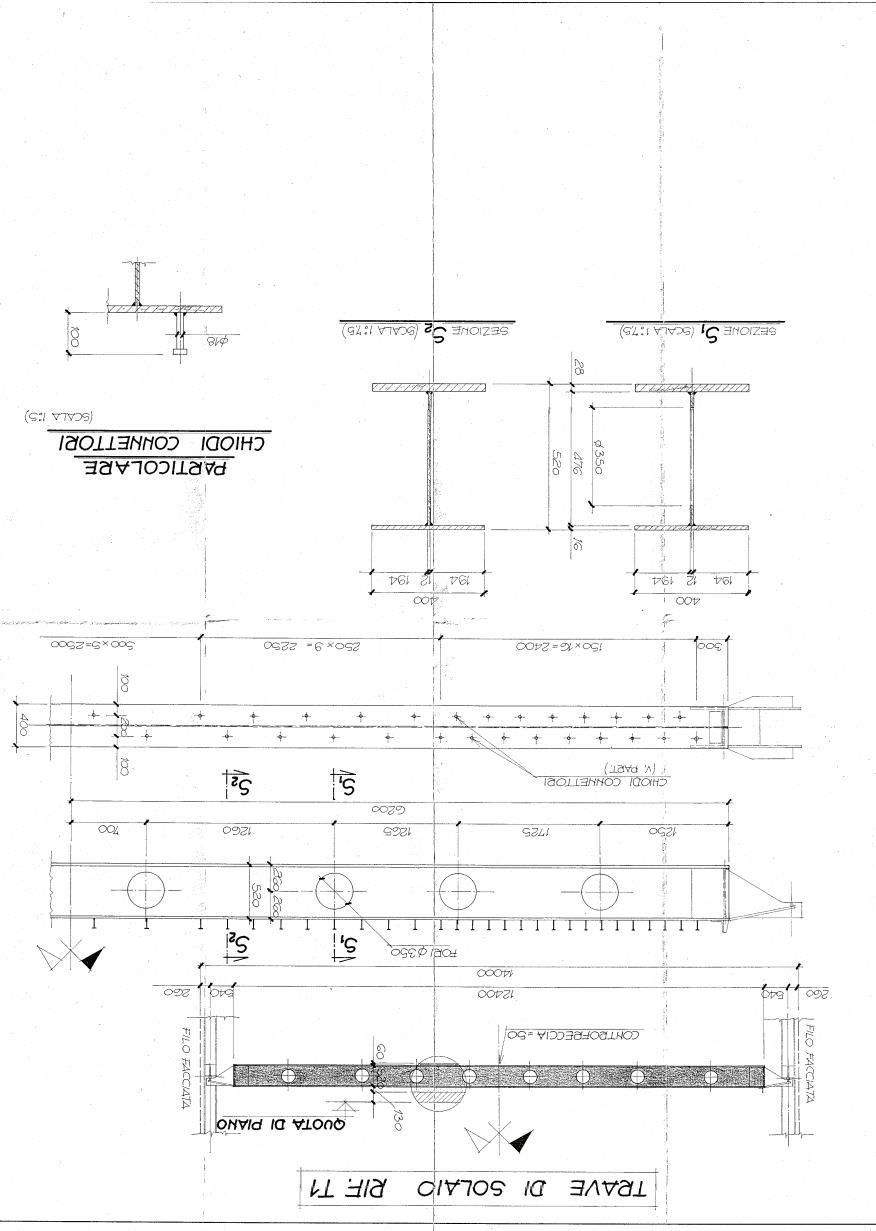
ACCEI DA CARATTERIZARE
 FUSIONE: 1500 g/m³ di carbonio e 0,05% di fosforo C come da specificazione

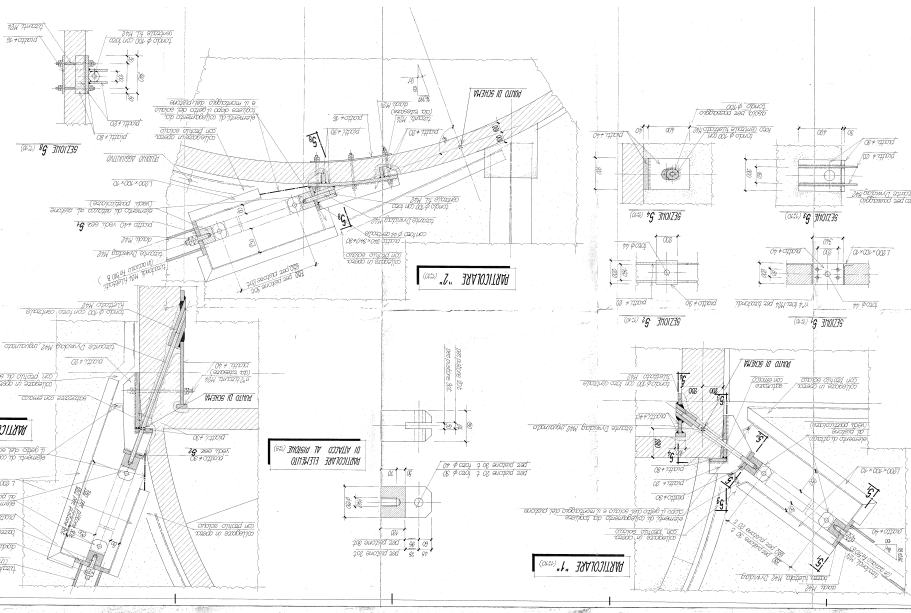
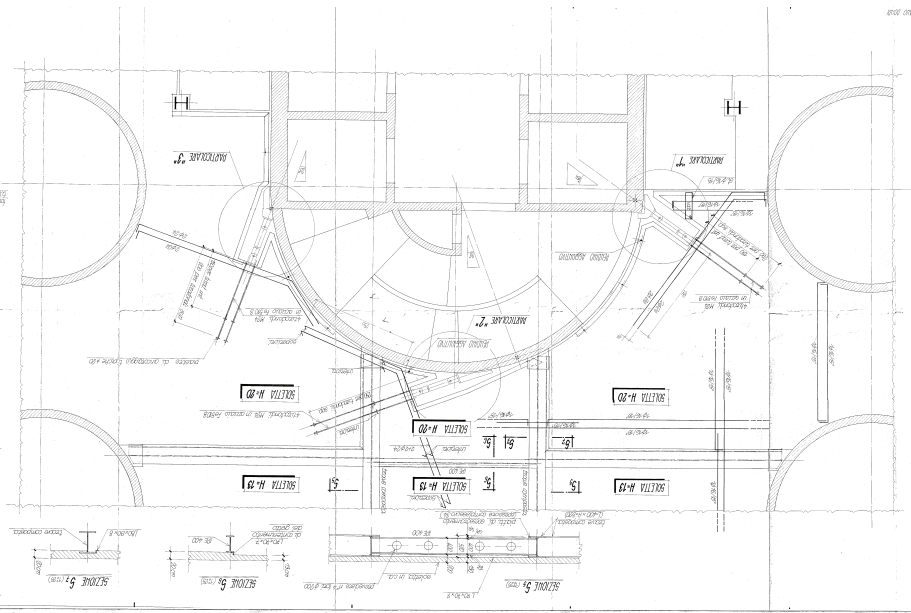
MATERIALI DESCRIZIONE GENERALE (vedi anche a meno di differenti indicazioni):
 - SCELTA: S.M. ASSASSI

STAVO PERMUTATE INDICAZIONE LE SPALLE (RIF. SCALA 1:17,5) SI INTENDONO GARANTISCIATE

LEGENDA:
 A) Lame di acciaio
 B) Lame di acciaio
 C) Lame di acciaio
 D) Lame di acciaio
 E) Lame di acciaio
 F) Lame di acciaio
 G) Lame di acciaio
 H) Lame di acciaio
 I) Lame di acciaio
 J) Lame di acciaio
 K) Lame di acciaio
 L) Lame di acciaio
 M) Lame di acciaio
 N) Lame di acciaio
 O) Lame di acciaio
 P) Lame di acciaio
 Q) Lame di acciaio
 R) Lame di acciaio
 S) Lame di acciaio
 T) Lame di acciaio
 U) Lame di acciaio
 V) Lame di acciaio
 W) Lame di acciaio
 X) Lame di acciaio
 Y) Lame di acciaio
 Z) Lame di acciaio

NOTE:
 LE TRAVI RIPORTATE NEL DISSEGNO DEVONO ESSERE FATTE SECONDO IL PROGETTO D'OPERA
 TUTTE LE MODIFICHE A QUESTO PROGETTO DEVONO ESSERE BILANCIATE DAL PROGETTO D'OPERA
 ESSERE APPROVATE DALLA D.T.
 LA VERIFICA DELLE TRAVI E' SOTTOPOSTA ALL'ACCERTAMENTO DEL TECNICO COMPETENTE
 RIPORTATO NELLA TAB. 101 E' SOTTOPOSTA ALL'ACCERTAMENTO DEL TECNICO COMPETENTE
 SCELTA: S.M. ASSASSI
 D) Lame di acciaio
 E) Lame di acciaio
 F) Lame di acciaio
 G) Lame di acciaio
 H) Lame di acciaio
 I) Lame di acciaio
 J) Lame di acciaio
 K) Lame di acciaio
 L) Lame di acciaio
 M) Lame di acciaio
 N) Lame di acciaio
 O) Lame di acciaio
 P) Lame di acciaio
 Q) Lame di acciaio
 R) Lame di acciaio
 S) Lame di acciaio
 T) Lame di acciaio
 U) Lame di acciaio
 V) Lame di acciaio
 W) Lame di acciaio
 X) Lame di acciaio
 Y) Lame di acciaio
 Z) Lame di acciaio





NUOVA SEDE DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
 PROGETTO DELLE ESISTENZE
 S
 SIS 5
 PROGETTO ARCHITETTICO
 STUDIO
 1978-1980
 1980-1985
 1985-1990
 1990-1995
 1995-2000
 2000-2005
 2005-2010
 2010-2015
 2015-2020
 2020-2025
 2025-2030
 2030-2035
 2035-2040
 2040-2045
 2045-2050
 2050-2055
 2055-2060
 2060-2065
 2065-2070
 2070-2075
 2075-2080
 2080-2085
 2085-2090
 2090-2095
 2095-2100

PROGETTO DISEGNI STRUTTURALI
SIS 7
 ING. GIULIO BIANCHI
 VIA S. PIETRO 10 - 40138 BOLOGNA (BO)

PROGETTO E REDAZIONE: ING. GIULIO BIANCHI
 VERIFICA: ING. GIULIO BIANCHI
 DATA: 15/05/2018

CLIENTE: COMUNE DI BOLOGNA
 OPERA: RISTRUTTURAZIONE E AMPLIAMENTO DEL PALAZZO COMUNALE

FASE: PROGETTO PRELIMINARE

SCALE: 1:50

15/05/2018

