

ALMA MATER STUDIORUM

UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.S.T.A.R.T.

*Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque,
del Rilevamento e del Territorio*

Tesi di Laurea in: **PROGETTO IN ZONA SISMICA LS**

**INFLUENZA DEI TAMPONAMENTI SUL
COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE
INTELAIATE IN C.A.: APPLICAZIONE AL
CASO DI UN EDIFICIO DE L'AQUILA**

Candidato:

MARCO GALBANO

Relatore:

Chiar.mo Prof. TOMASO TROMBETTI

Correlatori:

Dott. Ing. STEFANO SILVESTRI

Dott. Ing. LUCA LANDI

Anno Accademico 2008-2009

Sessione II

INTRODUZIONE

A seguito del terremoto de L'Aquila del 6 aprile 2009 è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura, che deve esplicitare qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità, con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un tale evento sismico.

In secondo luogo è necessario comprendere le motivazioni per cui edifici progettati per resistere ad azioni sismiche inferiori a quelle registrate a L'Aquila abbiano comunque esplicitato prestazioni elevate.

Un ruolo fondamentale è svolto in tale senso dai tamponamenti che raggiungendo loro la capacità resistente ultima dimostrano di preservare il sistema resistente alle azioni verticali, mantenendolo sostanzialmente in campo elastico lineare, e quindi di scongiurare crolli strutturali.

In una prima fase si è cercato di caratterizzare il diagramma Forza-Spostamento complessivo dei pilastri e dei tamponamenti del piano terra di un edificio de L'Aquila nella “mappa dei comportamenti” della struttura, che costituisce il diagramma Forza-Spostamento di obiettivo per la struttura stessa.

Successivamente si è proceduto alla modellazione dello stesso edificio e alla sua simulazione sismica tramite gli accelerogrammi registrati a L'Aquila,

considerando prima la sola struttura intelaiata poi anche la presenza dei tamponamenti modellati tramite bielle equivalenti.

La prima modellazione con analisi Time-History lineare, più lontana dal comportamento reale dell'edificio, ha confermato sollecitazioni superiori a quelle ultime per travi e pilastri (a cui saranno successivamente assegnati le rispettive cerniere plastiche).

La seconda modellazione con analisi Time-History non lineare con Direct Integration, che cerca di valutare l'influenza dei tamponamenti sulla struttura intelaiata, ha implicato la necessità di introdurre il comportamento non lineare dei tamponamenti stessi, per consentire la verifica sia del raggiungimento della loro resistenza ultima sia del contenimento delle sollecitazioni su travi e pilastri entro il campo elastico lineare.

Nel primo capitolo sono definiti gli “obiettivi prestazionali” del Performance Based Seismic Design, il cui intento è quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare edifici in modo tale che questi ultimi possano esplicitare determinate prestazioni se sottoposti a precisi livelli di intensità sismica. La prestazione della struttura viene misurata in termini di perdita in funzionalità e di danni che la struttura subisce a seguito di un evento sismico. Tali obiettivi, che risultano essere di progetto per la struttura, possono essere al più raggiunti, ma non superati dalla struttura stessa, qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità. Gli “obiettivi prestazionali” nascono dall'intersezione dei “livelli prestazionali” con i “livelli di intensità sismica”, e possono essere più o meno stringenti in base all'importanza della struttura stessa.

Nel secondo capitolo viene sviluppata una riflessione sui dati registrati a L'Aquila in riferimento al rapporto stilato da un gruppo di esperti ingegneri californiani della società Degenkolb, tra i primi ad accedere nella “zona rossa” a seguito del disastro. A seguito di tale evento sismico è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura, che deve esplicitare qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità, con quelle che sono le attese della

società odierna a fronte di un tale evento sismico. In secondo luogo è poi necessario comprendere le motivazioni per cui edifici progettati per resistere ad azioni sismiche inferiori a quelle registrate a L'Aquila abbiano comunque esplicito prestazioni elevate.

Nel terzo capitolo verrà riportata la relazione generale relativa ad un edificio specifico preso in esame, sito in Via Aldo Moro numero 9 a L'Aquila. In particolare saranno esaminati: la descrizione generale della struttura, le caratteristiche dei materiali impiegati, le caratteristiche delle azioni considerate e normativa di riferimento e le prestazioni attese.

Nel quarto capitolo si riportano gli aspetti significativi sia relativi ai “livelli di intensità sismica” sia quelli riguardanti i “livelli prestazionali”, per poi riuscire, in un momento successivo, a giungere all'individuazione di un diagramma Forze-Spostamento “ideale” per la struttura. Si cercherà in particolare di individuare punti obiettivo sul diagramma Forze-Spostamenti della struttura in esame che rappresentano dei punti per i quali si vorrebbe che passasse la curva di push-over derivante da un'analisi statica non lineare della struttura stessa. Se l'effettivo diagramma Forze-Spostamenti della struttura in esame, intercetta i punti target individuati sulla “Mappa dei Comportamenti”, allora la struttura stessa sarà in grado di soddisfare gli “obiettivi prestazionali” che sono stati imposti in partenza. Risulta evidente che la “Mappa dei Comportamenti” è uno strumento progettuale di notevole importanza.

Nel quinto capitolo verrà riportato brevemente il percorso relativo alla progettazione simulata dell'edificio sito in Via Aldo Moro numero 9 a L'Aquila, già introdotto nel terzo capitolo. In particolare verrà eseguita la progettazione degli elementi tipo travi e pilastri in c.a. in relazione alle diverse condizioni di carico.

Nel sesto capitolo verrà effettuata l'analisi lineare dell'edificio sito in Via Aldo Moro numero 9 a L'Aquila, attraverso l'utilizzo del programma SAP2000, facendo riferimento a un modello tridimensionale dell'edificio. In questa prima fase si omette completamente la presenza dei tamponamenti nel contributo alla

risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella sola struttura intelaiata in cemento armato senza i tamponamenti. L'analisi condotta in questa prima fase, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sugli elementi tipo travi e pilastri superiori alle sollecitazioni ultime.

Nel settimo capitolo ci si pone come obiettivo quello di riuscire ad individuare il diagramma forza-spostamento di un pilastro in c.a., in particolare caratterizzato da una sezione trasversale quadrata 50×50 opportunamente armata, in analogia con quanto affermato per i pilastri al piano terra dell'edificio de L'Aquila preso come riferimento. Tale pilastro sarà considerato nello schema statico a mensola e nello schema tipo portale con trave infinitamente rigida (telaio shear-type) e con trave deformabile 40×60 , e sollecitato da una forza concentrata all'estremità. Si terrà successivamente in considerazione la presenza dello sforzo assiale, dovuto alla combinazione sismica delle azioni, che va a modificare in maniera significativa i risultati. Il diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri del piano terra di un edificio de L'Aquila sarà poi introdotto nella "mappa dei comportamenti" della struttura, che costituisce il diagramma forza-spostamento di obiettivo per la struttura stessa.

Nell'ottavo capitolo verrà effettuata l'analisi non lineare dell'edificio sito in Via Aldo Moro numero 9 a L'Aquila. In questa fase si omette ancora la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella sola struttura intelaiata in cemento armato senza i tamponamenti. L'analisi condotta in questa fase, che risulta essere più vicina al comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta ad attribuire agli elementi tipo travi e pilastri l'effettivo comportamento, valutato attraverso l'assegnazione dei diagrammi momento-curvatura, così come definiti nel capitolo precedente, alle rispettive sezioni.

Nel nono capitolo ci si pone come obiettivo quello di riuscire ad individuare il diagramma forza-spostamento di un tamponamento in muratura. E' noto che la muratura di tamponamento può modellarsi per mezzo di bielle equivalenti, cioè tramite aste fittizie soggette a compressione. Questa procedura è stata frequentemente adottata per la valutazione della rigidezza dei telai tamponati; si tenga però conto che per ottenere una previsione completa della risposta strutturale, è necessario che la modellazione contempli adeguatamente anche le caratteristiche di resistenza nelle condizioni ultime corrispondenti ai diversi modi di rottura. Il diagramma forza-spostamento complessivo dei tamponamenti del piano terra dell'edificio de L'Aquila sarà poi sommato al diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri ed introdotto nella "mappa dei comportamenti" della struttura, che costituisce il diagramma forza-spostamento di obiettivo per la struttura stessa.

Nel decimo capitolo verrà effettuata inizialmente l'analisi lineare, successivamente non lineare, dell'edificio sito in Via Aldo Moro numero 9 a L'Aquila. Giunti a questa fase si introduce la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella struttura intelaiata in cemento armato con i tamponamenti. La prima simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sui tamponamenti superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo precedente. La seconda simulazione cerca invece di valutare l'influenza dei tamponamenti sulla struttura intelaiata. Tale modellazione ha implicato la necessità di introdurre il comportamento non lineare dei tamponamenti stessi, per consentire la verifica sia del raggiungimento della loro resistenza ultima sia del contenimento delle sollecitazioni su travi e pilastri entro il campo elastico lineare.

Capitolo 1

OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN

1.0 Introduzione

Il *Performance Based Seismic Design*, (*PBSD*), è stato introdotto dal *PEER* attraverso il documento^[1] *Vision 2000*, realizzato nel 1995 con la collaborazione di diverse università californiane. L'intento del *Performance Based Seismic Design* è quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare edifici in modo tale che questi ultimi possano esplicitare determinate prestazioni se sottoposti a precisi livelli di intensità sismica. La prestazione della struttura viene misurata in termini di perdita in funzionalità e di danni che la struttura subisce a seguito di un evento sismico.

Il *Performance Based Design* si pone dunque come approccio nuovo alla progettazione sismica, ma anche come un approccio di tipo diretto, in quanto consente al progettista di dare delle informazioni al cliente sul prodotto e su tutte

le prestazioni che tale prodotto potrà avere. Si può in un certo senso affermare che con il *Performance Based Seismic Design* la figura dell'ingegnere diventa una figura attiva e abbandona il ruolo di mero esecutore di calcoli. Il *PBSD* costituisce dunque un grande cambiamento della logica progettuale ed è caratterizzato dall'indubbio vantaggio di identificare e di "comunicare" correttamente quale sarà il comportamento sismico atteso da una data struttura.

L'applicazione del *Performance Based Seismic Design* implica la definizione di una serie di "obiettivi prestazionali" (*Performance Objectives*) di progetto per la struttura, che possono essere al più raggiunti, ma non superati dalla struttura stessa, qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità. Gli "obiettivi prestazionali" nascono dall'intersezione dei "livelli prestazionali" con i "livelli di intensità sismica", e possono essere più o meno stringenti in base all'importanza della struttura stessa.

1.1 Definizione degli obiettivi prestazionali del PBSB

Il documento^[1] *Vision 2000* ha messo in luce il concetto di “obiettivi prestazionali”, inteso come unione di un “livello di intensità sismica” con un “livello prestazionale” atteso per la struttura. Tale concetto ha profondamente influenzato le attuali filosofie progettuali.

Nel documento^[1] *Vision 2000* vengono considerati quattro “livelli di intensità sismica” e quattro “livelli prestazionali”.

1.1.1 “Livelli di intensità sismica”

I “livelli di intensità sismica” sono stati descritti quantitativamente in termini probabilistici, e sono:

- Livello di intensità sismica 1: “Terremoto Frequente”. Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 50 % in 30 anni, oppure da un tempo di ritorno di 43 anni.
- Livello di intensità sismica 2: “Terremoto Occasionale”. Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 50 % in 50 anni, oppure da un tempo di ritorno di 72 anni.
- Livello di intensità sismica 3: “Terremoto Raro”. Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 10 % in 50 anni, oppure da un tempo di ritorno di 475 anni.
- Livello di intensità sismica 4: “Terremoto Molto Raro”. Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 5 % in 50 anni, oppure da un tempo di ritorno di 975 anni.

1.1.2 “Livelli prestazionali”

I “livelli prestazionali” considerati sono:

- Livello 1: “*Fully Operational*” o “*Immediate Occupancy*”. La struttura continua ad essere fruibile. Risultano trascurabili gli eventuali danni agli elementi strutturali e non-strutturali.
- Livello 2: “*Operational*” o “*Occupancy*”. La struttura può essere occupata in sicurezza subito dopo il sisma. Gran parte delle funzioni per le quali la struttura è stata progettata devono poter essere riprese immediatamente. In particolare, i servizi essenziali devono essere protetti, viceversa, quelli non essenziali possono andare distrutti. Si richiede esclusivamente la riparazione dei servizi non essenziali. I danni sono, in ogni caso, contenuti.
- Livello 3: “*Life-Safe*”. Viene essenzialmente garantita la salvaguardia delle vite umane. I danni sono da moderati a estesi. Teoricamente tali danni potrebbero essere riparati ma ciò non sarebbe economicamente conveniente.
- Livello 4: “*Near-Collapse*”. La vita umana è a rischio. I danni sono gravi ma il collasso dalla struttura non si verifica. Le riparazioni non sono possibili.

1.2 Livelli di intensità sismica

Vengono riportati i livelli di intensità sismica previsti dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008 (paragrafo 3.2.1), cercando sempre una corrispondenza tra quanto è previsto dalla normativa e quanto, invece, è stato stabilito dal documento *Vision 2000*. Nel DM^[2] 2008 i “livelli di intensità sismica” previsti sono quattro, e ciascuno di questi è caratterizzato da uno specifico tempo di ritorno e da una probabilità di occorrenza definita in un certo periodo di riferimento, indicato con V_R , che viene calcolato in funzione della classe d’uso della struttura e della vita nominale dell’opera. Per completezza si riporta la definizione del periodo di riferimento così come fornita dal DM^[2] 2008 nel paragrafo 2.4.

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella^[2] 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10 anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100 anni

Tabella^[2] 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia Elettrica.”

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (1.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella^[2] 2.4.II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella^[2] 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

1.2.1 “Terremoto Frequente” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il D.M.^[2] del 14 gennaio 2008 prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “Terremoto Frequente”, così come è stato definito dal documento^[1] *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella tabella^[2] 3.2.I della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento^[1] *Vision 2000*, corrisponde a un “Terremoto Frequente”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari all' 81 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal DM^[2] 2008.

1.2.2 “Terremoto Occasionale” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il D.M. ^[2] del 14 gennaio 2008 prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “Terremoto Occasionale”, così come è stato definito dal documento^[1] *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella tabella^[2] 3.2.I della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento^[1] *Vision 2000*, corrisponde a un “Terremoto Occasionale”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al 63 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal DM^[2] 2008.

1.2.3 “Terremoto Raro” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il D.M. ^[2] del 14 gennaio 2008 prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “Terremoto Raro”, così come è stato definito dal documento^[1] *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella tabella^[2] 3.2.I della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento^[1] *Vision 2000*, corrisponde a un “Terremoto Raro”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al 10 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal DM^[2] 2008.

1.2.4 “Terremoto Molto Raro” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il D.M. ^[2] del 14 gennaio 2008 prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “Terremoto Molto Raro”, così come è stato definito dal documento^[1] *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella tabella^[2] 3.2.I della

sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento^[1] *Vision 2000*, corrisponde a un “Terremoto Molto Raro”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al 5 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal DM^[2] 2008.

1.3 Livelli prestazionali

Poiché il terremoto de L'Aquila, a seguito del quale è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un tale evento sismico, è avvenuto il 6 aprile 2009, si fa riferimento, per quanto riguarda la formulazione dei “livelli di intensità sismica” e dei “livelli prestazionali” al D.M.^[2] del 14 gennaio 2008; in particolar modo verrà considerato il paragrafo 3.2.1, intitolato “Stati Limite e relative probabilità di superamento”. Nell'introduzione del paragrafo 3.2.1 si afferma che nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli stati limite di esercizio sono: lo “Stato Limite di Operatività” (SLO) e lo “Stato Limite di Danno” (SLD). Gli stati limite ultimi sono: lo “Stato Limite di salvaguardia della Vita” (SLV) e lo “Stato Limite di prevenzione del Collasso” (SLC).

Dal punto di vista teorico, il D.M.^[2] 2008 prende in considerazione quattro “Stati Limite”, ma poi nella pratica convoglia i due “Stati Limite di Esercizio” SLO e SLD in un unico “Stato Limite”, e cioè lo “Stato Limite di Danno”, SLD; mentre invece i due “Stati Limite Ultimi” SLV e SLC li convoglia in un unico “*Stato Limite*”, cioè lo “Stato Limite di salvaguardia della Vita”, SLV.

Nei paragrafi che seguiranno, si cercherà di individuare la corrispondenza tra i “livelli prestazionali” previsti dal documento^[1] *Vision 2000* e gli “Stati Limite” indicati dalla sopra citata normativa.

1.3.1 “Fully Operational” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il “livello prestazionale” indicato nel documento^[1] *Vision 2000* come “*Fully Operational*”, viene tradotto dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008 come “Stato Limite di Operatività”. Di seguito viene riportata la descrizione dello Stato Limite di Operatività” così come fornita dal D.M.^[2] 2008.

Nello “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.

1.3.2 “Operational” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il “livello prestazionale” indicato nel documento^[1] *Vision 2000* come “*Operational*”, viene tradotto dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008 come “Stato Limite di Danno”. Di seguito viene riportata la descrizione dello “Stato Limite di Danno” così come fornita dal D.M.^[2] 2008.

Nello “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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

1.3.3 “Life-Safe” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il “livello prestazionale” indicato nel documento^[1] *Vision 2000* come “*Life-Safe*”, viene tradotto dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008 come “Stato Limite di

Salvaguardia delle Vite”. Di seguito viene riportata la descrizione dello “Stato Limite di Salvaguardia delle Vite” così come fornita dal D.M.^[2] 2008.

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

1.3.4 “Near-Collapse” secondo il DM del 14 gennaio 2008

Il “livello prestazionale” indicato nel documento^[1] *Vision 2000* come “*Near-Collapse*”, viene tradotto dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008 come “Stato Limite di Prevenzione del Collasso”. Di seguito viene riportata la descrizione dello “Stato Limite di Prevenzione del Collasso” così come fornita dal D.M.^[2] 2008.

Nello “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.

1.4 Obiettivi prestazionali del PBSD

La relazione tra i “livelli prestazionali” e i “livelli di intensità sismica”, che dà luogo agli “obiettivi prestazionali”, è riportata in figura 1.1. Gli “obiettivi prestazionali” diventano sempre più severi (cioè richiedono un danno sempre minore) con l’aumentare del tempo di ritorno del sisma e con l’aumentare dell’importanza della struttura. Infatti, per quanto riguarda le strutture non molto importanti, danni maggiori sono accettabili per eventi sismici rari, viceversa per eventi sismici di bassa rilevanza sono attesi danni modesti o nulli; per strutture di importanza superiore, invece, si richiede che anche sotto terremoti di intensità notevole, i danni siano modesti o nulli.

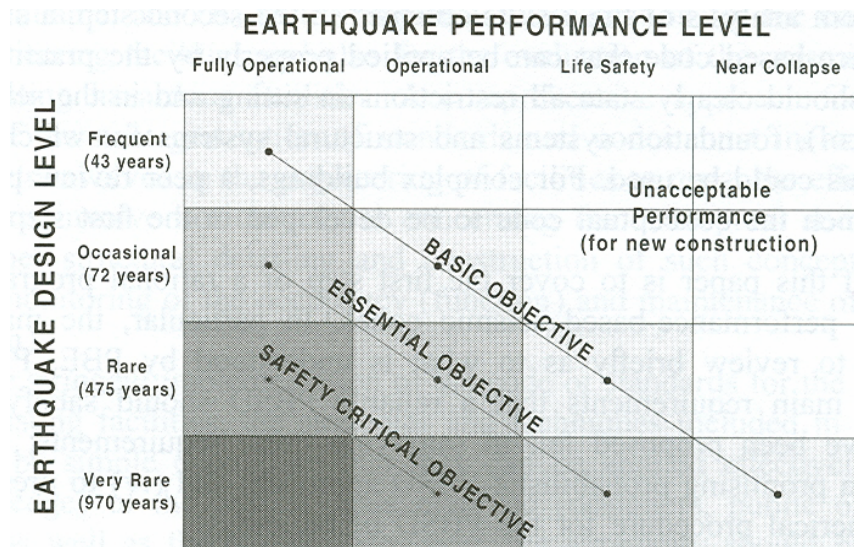


Figura 1.1 – Relazione tra i “livelli di intensità sismica” e i “livelli prestazionali” secondo il documento^[1] *Vision 2000*.

La linea individuata dalla scritta *Basic Objective*, definisce una serie di “obiettivi prestazionali” per le strutture cosiddette “normali”, come per esempio potrebbero essere gli edifici di civile abitazione. Al contrario, invece, le linee indicate con la scritta *Essential Objective* e *Safety Critical Objective* definiscono gli “obiettivi prestazionali”, rispettivamente, per strutture importanti come per esempio potrebbero essere gli ospedali, e di strutture di importanza strategica, per esempio centrali nucleari.

Il primo passo necessario per lo sviluppo del *PBSD* è dunque quello di individuare gli “obiettivi prestazionali” di progetto (*Performance Objectives*). Tali “obiettivi prestazionali” sono stati selezionati ed espressi in termini di livelli di danni attesi a seguito di un certo livello di intensità sismica.

Il committente e il progettista devono discutere insieme ed individuare quali sono gli “obiettivi prestazionali” da raggiungere e sulla base dei quali progettare la struttura. Le considerazioni che in particolar modo conducono il committente e il progettista alla scelta di certi “obiettivi prestazionali” piuttosto che altri, sono funzione delle aspettative del cliente stesso, dell’esposizione sismica del sito in esame, delle considerazioni economiche e del rischio che il committente è disposto ad accettare.

Capitolo 2

RIFLESSIONI SUI DATI REGISTRATI A L'AQUILA

2.0 Introduzione

La scossa distruttiva de L'Aquila è avvenuta il giorno 6 aprile 2009 alle ore 3:32 (ora locale). L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha registrato un sisma di magnitudo momento 6,3 *M_w*.

Il bilancio definitivo è di 308 morti, circa 1600 feriti di cui 200 gravissimi ricoverati negli ospedali delle località limitrofe, circa 65.000 gli sfollati, alloggiati momentaneamente in tendopoli, auto, alberghi lungo la costa adriatica.

A seguito di tale evento sismico è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura, che deve esplicitare qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità, con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un tale evento sismico.

In primo luogo si cerca di ripercorrere un rapporto stilato da un gruppo di esperti ingegneri californiani della società *Degenkolb*, tra i primi ad accedere nella “zona rossa” a seguito del disastro.

Istituito nel 1940, il gruppo *Degenkolb* è una delle guide di riferimento per l'ingegneria strutturale della nazione statunitense, affermata nel progetto e nel rinforzo sismico degli edifici. *Degenkolb* offre progetti esaurienti, restauri e servizio di consulenza agli architetti, ai proprietari di edifici, ospedali, istituzioni educative, grandi imprese e ministero del governo. La società ha uffici a San Francisco, Los Angeles, Oakland, San Diego, Portland e Seattle. *Degenkolb* influenza ripetutamente società di vasta esperienza, chiamando sostegno da uno dei suoi sei uffici negli Stati Uniti per assicurarsi tecniche eccellenti su tutti i progetti.

In secondo luogo è poi necessario comprendere le motivazioni per cui edifici progettati per resistere ad azioni sismiche inferiori a quelle registrate a L'Aquila abbiano comunque esplicitato prestazioni elevate.

Un ruolo fondamentale è svolto in tale senso dai tamponamenti che raggiungendo loro la capacità resistente ultima dimostrano di preservare il sistema resistente alle azioni verticali, mantenendolo sostanzialmente in campo elastico lineare, e quindi di scongiurare crolli strutturali.

2.1 Ricognizione del gruppo di ingegneria Degenkolb

In un viaggio straordinario di perlustrazione di 6 giorni nell'epicentro del terremoto di magnitudo momento 6.3 M_w de L'Aquila, che ha ucciso centinaia di persone all'inizio del mese di aprile 2009, uno specializzato gruppo di esperti sismici proveniente dalla società di ingegneria *Degenkolb* ha valutato la resistenza strutturale degli edifici nel centro storico della città, in una zona in cui ancora era negato l'accesso al pubblico e ai media.

La situazione più grave, escludendo il centro storico de L'Aquila, è in *Via XX Settembre* e nella zona della Villa Comunale, dove molte abitazioni sono inagibili: molte case sono state seriamente danneggiate, una è crollata completamente vicino al palazzo dell'ANAS e altre sono venute giù in *Via S.Andrea* e in *Via Campo di Fossa*. Si stima che 10/15 mila siano gli edifici danneggiati.

Sotto l'accompagnamento del governo, il gruppo (comprende Holly Razzano, direttore, Ricardo Hernandez e Andrew Scott, soci principali) diretto da Chris Poland, presidente e funzionario capo di *Degenkolb*, è entrato nella piazza nel centro storico della città de L'Aquila per redigere una valutazione dello stato degli edifici, che i primi rapporti indicavano essere distrutti.

Tra gli edifici più importanti che sono crollati in città ci sono la Prefettura, la cupola della chiesa delle Anime Sante, una parte della Casa dello Studente, il Dipartimento di Storia e il Polo d'Ingegneria dell'Università dell'Aquila e l'hotel Duca degli Abruzzi.

Quest'ultimo edificio era una tipica struttura caratterizzata dalla presenza di un piano debole alla base, un antico edificio di calcestruzzo armato con un parcheggio del tutto aperto al piano inferiore. L'edificio è crollato in modo tristemente scenografico, lasciando un complesso reticolo di calcestruzzo, acciaio, macerie di tamponamenti con allettanti indizi della sua rovina. L'impresa per

Polland e per il suo gruppo è stata quella di capire quali fossero quegli indizi utili per prevenire simili eventi negli edifici in tutte le parti del mondo.

Gli edifici nelle zone che hanno subito interventi di miglioramento, hanno sperimentato una vasta portata di risultati, dal completo insuccesso al perfetto successo. Questi edifici offrono importanti insegnamenti per gli sforzi di miglioramento dalla progettazione e costituiscono un punto di considerevole interesse per il gruppo *Degenkolb*.

Sul sito web^[3] di *Degenkolb* gli ingegneri di ricognizione a L'Aquila hanno completato le relazioni giornaliere, riportate nei paragrafi seguenti, con immagini dei danni rilevati.

2.1.1 Primo giorno di ricognizione a L'Aquila

Si riporta di seguito il rapporto sul primo giorno di ricognizione a L'Aquila, il 17 aprile 2009, stilato da Ricardo Hernandez, socio principale del gruppo *Degenkolb*.

“Il primo giorno di ricognizione è risultato ricco di vicissitudini. Dopo aver terminato il pranzo, siamo andati a L'Aquila. Il centro storico era fortemente protetto dalla polizia locale e dai vigili del fuoco. Anche agli ispettori era vietato entrare nel centro storico, i quali concentravano i loro sforzi sulle strutture che circondano il centro storico”.

“Le strutture collocate fuori dal centro storico sono tipicamente costruite in muratura non rinforzata o da travi e pilastri in cemento armato con tamponamenti cavi in mattoni”.

“Dalla nostra osservazione delle strutture a telaio in calcestruzzo armato, abbiamo ripetutamente visto lievi danni agli elementi in cemento armato. Ci sono condizioni di tamponamenti cavi in mattoni che hanno subito un meccanismo di rottura a taglio o sperimentato ribaltamenti fuori dal piano dovuti alla mancanza di ancoraggi in sommità o alla base della parete”, come visualizzato nella foto di figura 2.1.



Figura 2.1 – Rottura a taglio e ribaltamento fuori dal piano delle murature cave di tamponamento esterno.

“Abbiamo ottenuto la registrazione del moto tellurico da quattro strumenti collocati nella zona. Oggi abbiamo localizzato una delle registrazioni. Domani, intendiamo localizzare i rimanenti tre strumenti e osservare i danni del terremoto all’ospedale San Salvatore, dichiarato inagibile al 90 %”.

2.1.2 Secondo giorno di ricognizione a L’Aquila

Si riporta di seguito il rapporto sul secondo giorno di ricognizione a L’Aquila, il 18 aprile 2009, redatto da Ricardo Hernandez, socio principale del gruppo *Degenkolb*.

“Il secondo giorno ci ha impegnati nella ricerca della collocazione dei rimanenti tre accelerogrammi, in uno sguardo all’ ospedale San Salvatore che è, secondo a quanto riferito, collassato, in un quadro dettagliato di vari edifici residenziali a più piani costituiti da elementi in cemento armato di scarsa duttilità con tamponamenti in muratura (un esempio significativo è visualizzato nella foto di figura 2.2), e in un’ intervista con Tomaso Trombetti, professore dell’Università di Bologna. Quest’ultimo ha fornito un buon giudizio su quanto visto e compreso mentre si stava dedicando ai sopralluoghi al di fuori dal centro storico”.



Figura 2.2 – Pilastro d’angolo di un edificio residenziale di tre piani (con tamponature esterne doppie in muratura), collassato sul primo piano.

“Dopo le oltre undici ore di osservazioni compiute, il gruppo *Degenkolb* rientra all’ hotel per la cena e si prepara per il terzo giorno che consiste in un accompagnamento da parte del governo nel centro storico che è ancora chiuso ai residenti e al pubblico”.

2.1.3 Terzo giorno di ricognizione a L’Aquila

Si riporta di seguito il rapporto sul terzo giorno di ricognizione a L’Aquila, il 19 aprile 2009, stilato da Andrew Scott, socio principale del gruppo *Degenkolb*.

“Nel terzo giorno si è presentata al gruppo *Degenkolb* un’ opportunità molto speciale, dovuta al duro lavoro del membro del gruppo Silvia Mazzoni, e cioè l’opportunità di entrare nella “zona rossa” nel centro storico del L’ Aquila”.

“La “zona rossa”, che comprende un miglio quadrato all’interno del centro storico della città, è stato, dal giorno del terremoto, chiuso a tutti eccetto che al personale della Protezione Civile. In occasione del giorno della nostra visita, circa dodici giorni dopo l’evento sismico, i residenti erano appena stati accompagnati a ritirare i propri effetti personali”.

“I primi rapporti indicavano che il centro de L’Aquila era stato distrutto, e perciò noi eravamo ansiosi di accedere in quell’area. Dopo aver chiarito un certo numero di difficoltà amministrative, incluso il procurarsi un’accompagnamento, abbiamo velocemente tracciato un itinerario della nostra visita nei posti più danneggiati”.

“Tuttavia è difficile individuare l’esatta causa del collasso di un edificio (diversa dal semplice collasso per piano debole o per effetto p-delta), che sembra essere crollato nell’angolo sud-ovest, quello visualizzato in figura 2.2. Abbiamo inoltre osservato che la descrizione della costruzione appariva uguale ad altre strutture che noi abbiamo visitato altrove (per esempio nel primo e secondo giorno) nelle quali alcune parti di edifici, oltre sopra la collina, sono rimaste in piedi”.

“Abbiamo visitato in aggiunta, due strutture modernamente progettate con una elevata percentuale di crolli, entrambe le quali erano occupati durante il terremoto. Subito dopo l’arrivo, abbiamo velocemente capito che i posti sono stati perlustrati e smistati in cerca di sopravvissuti. Tali luoghi fornivano un triste ricordo della spietata realtà del collasso della struttura e degli orrori in merito a quanto successo”.

“Uno dei più interessanti era l’Hotel Duca Degli Abruzzi. L’hotel, tipica struttura caratterizzata dalla presenza di un piano debole alla base, era apparentemente sotto restauro nel periodo del terremoto e, perciò, fortunatamente vuoto. La zona crollata rimane relativamente indisturbata, con calcestruzzo spaccato e disarmato in modo chiaramente visibile, offrendo allettanti indizi sulla sua sfortunata fine”.

“Abbiamo continuato il nostro giro attraverso la vecchia città, concentrandoci su strutture modernamente progettate e ampi edifici storici. Tutte le grandi chiese sembravano aver subito vari gradi di danno comunque significativi, nella maggior parte interessando principalmente la copertura e le murature”.

“Dalle nostre deduzioni preliminari è emerso che queste chiese hanno tutte subito vari livelli di modifiche nel corso di tutta la loro storia. Sono stati sistemati o ricostruiti danneggiamenti subiti, o è stata sostituita la struttura della copertura, tuttavia è possibile che qualche cosa in realtà sia stato effettivamente un intervento di miglioramento. Ci sono molte interessanti e preziose lezioni da imparare da questi edifici, tuttavia il tempo e la completa informazione saranno necessarie per raggiungere conclusioni significative. Attualmente, molte delle informazioni sono oscurate dagli accessi limitati, da difficili punti di vista e da centinaia di anni di storia. C’è una chiesa che sembra avere una parte integra ed essere parzialmente crollata dall’altra. Noi crediamo che questa struttura possa offrire una meravigliosa giustapposizione di prestazioni e pensiamo di raccogliere più informazioni durante la nostra prossima visita nel quinto giorno”.

“A parte i crolli di maggior entità e le maggior parte di chiese danneggiate, il risultato complessivo delle strutture modernamente progettate nel centro della città appare, dall'esterno, essere contenuto entro il limite del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”. In generale il danno è limitato agli elementi di tamponamento e ai muri divisorii, che apparivano realizzate bene, strutturalmente connesse ed esplicative di meccanismi di attrito, eccetto dove i tamponamenti sono crollati all'interno degli ambienti. Di fronte a tale contesto, come ingegneri strutturali, consideriamo l'appellativo “distrutto” essere grossolanamente esagerato”.

“Mentre camminavamo per la città, ovunque, credo che le nostre prospettive divergevano o quanto meno si sviluppavano in due diverse visioni: la prima dal punto di vista della prestazione sismica raggiunta, da parte degli ingegneri strutturali, la seconda è invece la visione dei residenti. La prospettiva ingegneristica era in generale di accettazione del danno, credendo di essere globalmente entro gli standard della nostra professione”.

“Dalla prospettiva dei residenti, comunque, il termine “distrutto” appare più vicino alla realtà. Comunque anche se molte delle strutture sono attualmente intatte, le loro case, i loro spiriti, la loro vita e il loro sostentamento, al contrario non lo sono. Come persona, padre e marito, posso solo immaginare il terrore in cui si sono trovati alle ore 3.30 del giorno del terremoto, i suoni, i pensieri, le paure e il susseguirsi di giorni di incertezza e sconvolgimento. Io non posso immaginare che questi sono sgomenti che presto saranno dissolti dalla memoria o dalla coscienza di questa città”.

“Mentre noi continuiamo a osservare, a parlare con i residenti e continuiamo a acquisir cognizioni, diventa dolorosamente chiaro che c'è un grosso distacco tra il risultato che noi cerchiamo come ingegneri e il risultato che noi ci aspettiamo come residenti. Mentre noi andiamo avanti con questa ricognizione e con questa esperienza, cerchiamo indubbiamente di capire questo distacco e ne cerchiamo la soluzione”.

2.1.4 Quarto giorno di ricognizione a L'Aquila

Si riporta di seguito il rapporto sul quarto giorno di ricognizione a L'Aquila, il 20 aprile 2009, redatto da Ricardo Hernandez, socio principale del gruppo *Degenkolb*.

“Noi abbiamo scelto di osservare i danni e le prestazioni degli edifici nel provato paese di Onna, dove 40 dei 300 abitanti sono rimasti uccisi. Era un triste posto in cui fare le nostre osservazioni. Il piccolo paese aveva principalmente strutture dai due ai tre piani. La maggior parte degli edifici nel centro del paese era costruito in pietra naturale allettata in malta fangosa (precisamente muratura di pietre accostate insieme con un miscuglio di poltiglia molto povero). La malta melmosa era facilmente removibile dal semplice sfregamento del mio dito sopra di essa”.

“Tuttavia, il primo edificio che abbiamo osservato era una casa al di fuori dell'area del centro della città. La casa è di proprietà di una coppia, entrambi medici che si erano costruiti la casa. I proprietari hanno retribuito con particolare attenzione la qualità della costruzione della loro casa che è assolutamente sopravvissuta al terremoto con nessun crollo strutturale in nessun muro esterno o interno. Questo era in duro contrasto all'insieme degli edifici costruiti in cemento armato sopra murature in pietra naturale allettata in malta fangosa, che hanno tolto la vita a molti”, come visualizzato nella foto di figura 2.3.



Figura 2.3 – Edificio di due piani in cemento armato adiacente ad una costruzione in pietra naturale allettata in malta fangosa.

“Altre interessanti osservazioni riguardano un edificio in cemento armato, dove le armature dei pilastri longitudinali sono state interessate da fenomeni di instabilità, a causa di una mancanza di connessioni in sommità e alla base degli elementi”.

“Lezione imparata: era una città che aspettava di essere scossa, nel senso che interventi di miglioramento non avrebbero salvato i letti di malta fangosa, lasciando il paese di fronte ad una forte vulnerabilità”.

2.1.5 Quinto giorno di ricognizione a L'Aquila

Si riporta di seguito il rapporto sul quinto giorno di ricognizione a L'Aquila, il 21 aprile 2009, compilato da Andrew Scott, socio principale del gruppo *Degenkolb*.

“Ieri, il quarto giorno, è stato trascorso nei periferici paesi di Onna e Paganica, entrambe i quali hanno subito pesanti danni a causa di materiali di costruzione antiquati e di bassa resistenza (la maggior rappresentati da breccia in pietra naturale allettata in malta fangosa). Onna, un piccolo paese di coltivatori, classe operaia e abitanti di campagna, ha perso nel disastro circa 40 dei suoi 300 residenti. La vista di macchine schiacciate rappresenta un pauroso promemoria della capacità distruttiva dovuta al crollo delle pietre”.

“Oggi , quinto giorno, noi siamo ritornati alla “zona rossa” nel centro storico de L’Aquila, cercando di incrementare le esperienze acquisite nel corso del terzo giorno di osservazioni, con indagini più precisate. Abbiamo pianificato di focalizzarci su tre tipi di costruzioni: edifici in cemento armato, chiese ed edifici con muratura in pietra. Così ci siamo concentrati su questioni relative allo spostamento laterale, alla riparabilità e occupabilità, e su questioni non strutturali relative al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

“Gli edifici in cemento armato con tamponamenti in muratura sembravano mostrare l’intera gamma delle prestazioni garantite, da nessun danno, a rendere visibile la fessurazione dell’intonaco esterno, alle gravi fessurazioni lungo i tamponamenti perimetrali, alla fessurazione diagonale a croce all’interno del tamponamento, al parziale ribaltamento dei tamponamenti, al totale collasso di entrambi gli strati dei tamponamenti, al singolo crollo di un piano dell’edificio, al crollo di tutto l’edificio. Alcune costruzioni, come per esempio quella visualizzata in figura 2.4, manifestano molteplici fasi delle prestazioni dei tamponamenti. Noi crediamo che ci siano possibili correlazioni tra la, chiaramente visibile, lesione esterna dei tamponamenti e altri aspetti meno evidenti delle prestazioni esplicate, come l’entità dello spostamento sismico laterale, l’ammontare del danno agli elementi in cemento armato, il grado del danno interiore, e il complessivo “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” della struttura. Queste correlazioni possono in definitiva essere utili per migliorare l’accuratezza del rapido esame visivo della vasta gamma di costruzioni, che risultano essere in un primo momento danneggiate per motivazioni non visibili”.



Figura 2.4 – Edificio di tre piani in cemento armato manifestante molteplici fasi delle prestazioni dei tamponamenti.

“Varie strutture, non richiedevano deduzioni riguardo al loro soddisfacimento del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, come visualizzato nella foto di figura 2.5. Si nota tuttavia che i tramezzi interni dall’altra parte delle camera da letto erano gravemente crollati. Dopo aver visto questo tipo di danno, io non sono riuscito neanche a dormire, posso solo immaginare che casa gli abitanti di questa stanza debbano adesso soffrire”.



Figura 2.5 – Esempio esplicativo di struttura che ha assolto al soddisfacimento del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

“Abbiamo notato che, in generale, tamponamenti pieni in mattoni reggono meglio che tamponamenti cavi in mattoni, con i primi più propensi a rimanere intatti. Noi crediamo che questo sia di buon auspicio per i nostri edifici in cemento armato con tamponature in muratura e per rafforzare il nostro interesse riguardo la muratura cava in laterizio. E’ stato tuttavia notato da un collega, che i tamponamenti pieni in mattoni erano più adatti a trasferire elevate azioni taglienti agli elementi di contatto, che richiedevano necessariamente maggiore accuratezza in considerazione di questo sistema resistente”.

“Le grandi chiese de L’Aquila continuano ad affascinarci. Noi abbiamo ottenuto in breve l’accesso per vedere l’interno della cattedrale attraverso il muro

a est crollato. Ciò che ci è apparso più affascinante è la gravità del danno considerando che l'edificio aveva subito apparentemente interventi di miglioramento. I dettagli di tale intervento di miglioramento rimangono non chiari, ma fiduciosamente possiamo analizzare le foto della nostra breve visita e capire meglio il collasso”.

“Noi continuiamo ad essere affascinati dall'emersione di pesanti legnami, fondamentalmente tronchi di alberi, nelle pareti in muratura crollate. In un caso, mostrato sotto, la sezione circolare del legname sembra essere non molto idonea alle tensioni circonferenziali della cupola. In un'altro caso, due legnami sovrapposti attraverso il muro di timpano, ora crollato, sembrano essere legati insieme ai muri longitudinali mentre collegamenti d'acciaio che mostrano le barre terminali assicurano il muro di facciata alla stessa quota”.

“Le costruzioni con muratura in pietra naturale costituiscono la più grande sfida alla restaurazione e alla rivitalizzazione del centro della città de L'Aquila. Tali costruzioni contribuiscono notevolmente nel tessuto storico della città, fornendo un considerevole spazio di accessibilità turistica ricercata, e sfortunatamente costituiscono il tipo di struttura maggiormente danneggiato. Comunque le lezioni contenute in questi edifici non sono necessariamente direttamente trasferibili alle nostre costruzioni abitative, noi sentiamo la necessità di dedicare almeno una parte delle nostre energie e attenzioni a queste strutture, se non per altra ragione che sono una parte della “soluzione” per L'Aquila”.

“Questi edifici hanno tipicamente spesse murature in pietra con inoltre volte ad arco di mattoni o pannelli piani chiusi tra elementi trasversali d'acciaio. Alcuni di questi edifici sono completamente crollati. Alcuni sostenevano lesioni molto piccole. Tuttavia, la vasta maggioranza ha sperimentato da moderati a rilevanti danni in forma di fessurazioni e dilatazioni. La fessurazione risultava in muri slegati, ed esprimeva, come visibile separazione e caduta, macerie (per esempio nelle trombe delle scale e nei corridoi), e la dilatazione risultava nelle precarie volte ad arco o nelle porzioni di pavimento, manifestata dai muri arcuati al livello del piano e occasionalmente in parziali o totali piani crollati”.

“Questi edifici evidentemente sono potenzialmente molto pericolosi. Basandoci sulle nostre osservazioni , è molto difficile tracciare una linea tra sicuro e pericoloso, riparabile e non riparabile, apprezzabile e non apprezzabile. Il futuro di questi edifici sarà focalizzato sul fatto che possano essere ragionevolmente riparati (conservazione di edifici storici, ristrutturazione della stabilità strutturale, e economicamente attuabile) e rioccupati”.

“Da un punto di vista tecnico, la somma di continui collegamenti trasversali ad una ragionevole spaziatura sembra più efficiente , comunque applicabile solo alle migliori strutture prestanti, dove significative dilatazioni non sono già accadute. Riparando le murature, forse ripulendo, riintonacando, e poi iniettando malta, sembra essere il prossimo logico passo per muri più pesantemente danneggiati, comunque non ancora pesantemente dilatati. Comunque un argomento di qualche dibattito sembra essere che costruzioni con muri da moderatamente a significativamente dilatati (quindi che occultano la destabilizzata volta ad arco) sono obbligatoriamente candidati alla demolizione. Questo processo, tuttavia, necessiterà di collaborazione e compromesso tra conservazionisti, ingeneri strutturali , ricercatori e comunità locale”.

“Particolari esempi osservando i muri frontali e laterali, sono il fronte dell’apertura della porta e lo stato di dopo terremoto delle scale. Notare la presenza dei collegamenti longitudinali e trasversali (con visibili verghe terminali) allineate ai muri perimetrali dell’edificio. Si nota anche la leggera curvatura dei muri al livello del secondo piano. In fine ,cerchiamo di immaginare di percorrere le scale d’uscita alle 3.30 (ora locale) a piedi nudi in una fredda sera di aprile dopo i 30 secondi tra i più pietrificanti della nostra vita”.

“Indubbiamente 10 diverse persone hanno 10 diversi parere sulla sorte di questi edifici, tutte sembrano valide”.

“Mentre la nostra ricognizione si avvicina alla fine, noi continuiamo a cercare per la foresta, attraverso gli alberi, provando di trovare le lezioni complessive all’interno di un incredibile spettacolo. E’ chiaro che prestazione è un termine relativo, che dopo il terremoto riparabilità e abitabilità devono essere

parte della conversazione , che la pianificazione per un disastro è più facile e più di effetto che la reazione di ciascuno”.

Domani, sesto giorno, cercheremo di entrare nel principale ospedale a L’Aquila, riferendo da ciò che è completamente distrutto a ciò che è stato chiaramente danneggiato. Sappiamo che ci sono ancora lezioni da imparare noi siamo ansiosi di trovarle e portarle a casa”.

“Noi speriamo che ciascuno sia soddisfatto e lo ringraziamo per il suo supporto e incoraggiamento, non vediamo l’ora di condividere la maggior parte delle lezioni e delle esperienze con altri subito dopo il nostro ritorno”.

2.1.6 Sesto giorno di ricognizione a L’Aquila

Si riporta di seguito il rapporto sul sesto giorno di ricognizione a L’Aquila, il 22 aprile 2009, redatto da Holly Razzano, direttore del gruppo *Degenkolb*.

“Mentre nella zona la secondaria scossa di terremoto stava terminando, i residenti de L’aquila stanno tornando nella loro città. Insieme ogni giorno, vediamo più attività: i residenti sono stati accompagnati nelle loro case per recuperare importanti oggetti di valore; attività locali sono riaperte come la bancarella dei giornali, ristoranti, caffè, bar; gli ispettori continuano a valutare le condizioni degli edifici per permetterne l’occupazione. Tuttavia i residenti del L’Aquila sono ancora spaventati da altri terremoti e vivono in campi tenda (organizzati dalla protezione civile italiana) sparsi su tutta la superficie della città e della periferia”.

“Con una decrescente frequenza di scosse secondarie di terremoto, il continuo pericolo di crollo di altri edifici diminuisce. Il nostro gruppo si sta incontrando con altre squadre di ricognizione delle zone terremotate e delegati provenienti da paesi di tutto il mondo. Il quinto giorno si è concluso con un incontro informale di vari gruppi comprendenti: ingegneri di *Degenkolb*, *EERI*, una delegazione dalla Francia, dall’ Inghilterra e un team giapponese accompagnato da ingegneri della Turchia e della Germania. Questo incontro è

stato organizzato da Agostino Goretti, un ingegnere della la protezione civile italiana, che sta organizzando una valutazione sullo stato delle strutture e ha ottenuto dai nostri avvocati il permesso di accedere alla ristretta “zona rossa”. I team si sono divisi inizialmente i sopralluoghi in base alla costituzione geotecnica del territorio e alla registrazione dei violenti accelerogrammi, agli edifici di muratura e a quelli in cemento armato con tamponamenti in muratura. Il nostro gruppo è capace di parlare e imparare dagli altri gruppi in un ambiente informale e concludendo con una cena di gruppo”.

“Il sesto giorno abbiamo affrontato una nuova avventura nella “zona rossa”. Ormai quando il team di *Degenkolb* arriva alla Porta Gran Sasso, il principale ingresso alla città, il dipartimento dei vigili del fuoco italiani apprezza, in noi e i nostri gruppi unificati con *Degenkolb*, elmetti, zaini, ecc. Noi siamo scortati nella “zona rossa” da due vigili del fuoco che guidano i veicoli dei pompieri. Questo ci permette di focalizzare la nostra perlustrazione sulle strutture di calcestruzzo armato localizzate sul promontorio scosceso lungo il lato sud-occidentale e sud-orientale della città. Abbiamo osservato edifici residenziali dai tre ai sei piani con crisi da taglio nei pilastri, armature dei pilastri instabilizzate e parzialmente collassate. Questa concentrazione di danni è coerente con l’amplificazione del movimento tellurico vicino al margine di un promontorio a picco. Dove i tamponamenti esterni sono crollati noi siamo in grado di vedere dentro le stanze e osservare mobili rovesciati, il contenuto dei mobili sparpagliato e innumerevoli macerie di muratura. Tuttavia in molti casi gli scaffali e i loro contenuti rimangono intatti e i vasi di vetro non sono caduti dalle mensole, forse un indicazione del livello di accelerazione”, come visibile nella foto di figura 2.6.



Figura 2.6 – Interno di un appartamento di un edificio di quattro piani localizzato al margine di un promontorio a picco: gli scaffali e i loro contenuti non si sono ribaltati.

“Noi continuavamo ad osservare il danneggiamento alle strutture in muratura di pietra naturale e a stimare l’efficacia dei precedenti interventi di miglioramento che includono l’insieme delle chiavi trasversali di collegamento dei muri portanti. Qualche volta questi collegamenti erano efficaci nel mantenere l’edificio legato insieme. Qualche volta la mancanza di un consistente collegamento trasversale, per esempio ad ogni piano, conduce al parziale crollo del solaio di piano o di copertura. Noi abbiamo scoperto questo perché ci è stato permesso l’accesso, limitato, all’interno di alcune di queste strutture. Per tutta la città abbiamo osservato i vigili del fuoco rimuovere preziosi lavori artistici e puntellare alcuni edifici antichi e di importanza storica”.

“All’incontro dei gruppi di perlustrazione, noi abbiamo imparato che un ulteriore violento movimento tellurico registrato dalla stazione *AQM*, localizzata nella zona periferica di Pettino, a nord del dispiegamento di altri strumenti di registrazione nella vallata, ha registrato un picco dell’accelerazione al suolo di 1,0

g, in una direzione, ed anomalie nell'altra direzione. Noi ci siamo spinti attraverso l'area per guardare i danni alle strutture di cemento armato di altezze variabili dai tre fino ai sette piani. Il danno era limitato principalmente ai tamponamenti non strutturali, al più fessurati o caduti”, come visualizzato nella foto in figura:



Figura 2.7 – Tipico edificio residenziale nella zona periferica di Pettino in prossimità del luogo di registrazione del un picco dell'accelerazione al suolo pari a 1,0 g. Sono osservati minimi danneggiamenti dei tamponamenti.

“C'erano casi isolati di pilastri danneggiati alla base, con la presenza di armature instabilizzate e fenomeni di crisi da taglio. Questa zona ha avuto due elementi del piano terra, piano debole, collassati, che abbiamo visto nel secondo giorno. Il livello del danno non era coerente con il violento movimento tellurico rilevato”.

2.2 Obiettivi prestazionali v.s. attese della società

A seguito di un evento sismico di elevata intensità, come quello de L'Aquila di inizio aprile 2009, è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura, che deve esplicitare qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità, con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un tale evento sismico.

Si riportano, di seguito, quelle affermazioni rilasciate dai membri del gruppo *Degenkolb* che mirano alla problematica di tale divergenza.

“A parte i crolli di maggior entità e le maggior parte di chiese danneggiate, complessivamente la prestazione delle strutture modernamente progettate nel centro della città, appare, dall'esterno, essere contenuta entro il limite del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, ma comunque non ancora idonea all'abitabilità”, ha detto Andrew Scott, socio principale di *Degenkolb*, nel corso del terzo giorno di ricognizione, che continua: “Generalmente il danno è limitato agli elementi di tamponamento e alle murature divisorie, che apparivano realizzate bene, strutturalmente connesse ed esplicative di meccanismi di attrito, eccetto dove i tamponamenti sono crollati all'interno degli ambienti”.

“Come ingegneri strutturali, noi riteniamo l'appellativo “distrutto” essere grossolanamente esagerato”, dice Poland, presidente e funzionario capo di *Degenkolb*, che continua: “Dalla prospettiva dei residenti, comunque il termine “distrutto” appare molto più vicino alla realtà. Tuttavia anche se molte delle strutture sono attualmente intatte, le loro case, i loro spiriti, la loro vita e il loro sostentamento, al contrario non lo sono. Mentre camminavamo per la città, ovunque, credo che le nostre prospettive divergevano o quanto meno si sviluppavano in due diverse visioni: la prima dal punto di vista della prestazione sismica raggiunta, da parte degli ingegneri strutturali, la seconda è invece la visione dei residenti. La prospettiva ingegneristica è in generale di accettazione

del danno, credendo di essere globalmente entro gli standard della nostra professione”.

“Mentre noi continuiamo a osservare, a parlare con i residenti e continuiamo a acquistar cognizioni, diventa dolorosamente chiaro che c’è un grosso distacco tra il risultato che noi cerchiamo come ingegneri e il risultato che noi ci aspettiamo come residenti. Mentre noi andiamo avanti con questa ricognizione e con questa esperienza , cerchiamo indubbiamente di capire questo distacco e ne cerchiamo la soluzione”, ha aggiunto Scott.

2.3 Ruolo dei tamponamenti nella strutture intelaiate

A seguito di un evento sismico di elevata intensità, come quello de L'Aquila di inizio aprile 2009, è, inoltre, necessario comprendere le motivazioni per cui edifici progettati per resistere ad azioni sismiche inferiori a quelle registrate a L'Aquila abbiano comunque esplicitato prestazioni elevate.

Un ruolo fondamentale è svolto in tale senso dai tamponamenti che raggiungendo loro la capacità resistente ultima dimostrano di preservare il sistema resistente alle azioni verticali, mantenendolo sostanzialmente in campo elastico lineare, e quindi di scongiurare crolli strutturali.

Si riportano, di seguito, quelle affermazioni rilasciate dai membri del gruppo *Degenkolb*, che mirano a giustificare il contributo nel comportamento prestazionale complessivo dell'edificio.

“Dalla nostra osservazione delle strutture a telaio in calcestruzzo armato, abbiamo ripetutamente visto lievi danni agli elementi in cemento armato. Ci sono condizioni di tamponamenti cavi in mattoni che hanno subito un meccanismo di rottura a taglio o sperimentato ribaltamenti fuori dal piano dovuti alla mancanza di ancoraggi in sommità o alla base della parete”, dice Ricardo Hernandez, socio principale del gruppo *Degenkolb*, durante il primo giorno di ricognizione.

“Gli elementi in cemento armato con tamponamenti in muratura sembravano mostrare l'intera gamma delle prestazioni garantite, da nessun danno, a rendere visibile la fessurazione dell'intonaco esterno, alle gravi fessurazioni lungo i tamponamenti perimetrali, alla fessurazione diagonale a croce all'interno del tamponamento, al parziale ribaltamento dei tamponamenti, al totale collasso di entrambi gli strati dei tamponamenti, fino ad arrivare, nei casi più eclatanti, al singolo crollo di un piano dell'edificio o addirittura al crollo di tutto l'edificio. Varie costruzioni manifestano molteplici fasi delle prestazioni dei tamponamenti. Noi crediamo che ci siano possibili correlazioni tra la, chiaramente visibile, lesione esterna dei tamponamenti e altri aspetti meno evidenti delle prestazioni

esplicate, come l'entità dello spostamento sismico laterale, l'ammontare del danno agli elementi in cemento armato, il grado del danno interiore, e il complessivo "livello prestazionale" di "Life-Safe" della struttura. Queste correlazioni possono in definitiva essere utili per migliorare l'accuratezza del rapido esame visivo della vasta gamma di costruzioni, che risultano essere in un primo momento danneggiate per motivazioni non visibili. Varie strutture, non richiedevano deduzioni riguardo alla loro soddisfazione del "livello prestazionale" di "Life-Safe". Si nota tuttavia che i tramezzi interni sono gravemente crollati", dice Andrew Scott, socio principale del gruppo *Degenkolb*, durante il quinto giorno di ricognizione.

"Noi ci siamo spinti attraverso l'area in cui sono state registrate elevate accelerazioni alla base, per guardare i danni relativi alle strutture in cemento armato, di altezze variabili dai tre fino ai sette piani. Il danno era limitato principalmente ai tamponamenti non strutturali fessurati o ribaltati. C'erano casi isolati di pilastri danneggiati alla base, con la presenza di armature instabilizzate e fenomeni di crisi da taglio. Il livello del danno non era coerente con il violento movimento tellurico rilevato", ha detto Holly Razzano, direttore del gruppo *Degenkolb*, durante il sesto giorno di ricognizione a L'aquila.

Le esperienze raccolte nell'analisi dei danni prodotti dal terremoto del 6 aprile 2009 de L'Aquila, hanno messo in evidenza l'opportunità di tenere in conto del contributo delle tamponature per ottenere una migliore previsione del comportamento sismico delle strutture intelaiate.

Oltre al sopraccitato contributo benefico, la presenza della muratura inserita nei telai in c.a. può alterare sostanzialmente la risposta sismica degli edifici, producendo, in alcuni casi, anche effetti non desiderati quali l'alterazione delle rigidità in distribuzione ed entità con conseguenti possibili fenomeni torsionali non previsti, piani flessibili e pilastri tozzi. Inoltre l'evoluzione non controllata della rottura dei pannelli può condurre a fenomeni di torsione non lineare che possono generare effetti molto gravosi per la struttura.

Ma accanto a tali effetti negativi, è necessario segnalare che, frequentemente la tamponatura diventa un fattore favorevole, accrescendo la capacità sismo resistente degli edifici. Questo effetto si può ottenere con muratura di buona qualità e distribuzioni in elevazione tale da non dar luogo a bruschi cambiamenti di resistenza o di rigidezza tra un piano e l'altro e distribuzione in pianta tale da non generare apprezzabili effetti torsionali.

Capitolo 3

EDIFICIO SITO IN VIA ALDO MORO NUMERO 9 A L'AQUILA

3.0 Introduzione

Nei paragrafi seguenti, verrà riportata la relazione generale relativa ad un edificio specifico preso in esame, sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila. In particolare saranno esaminati i seguenti punti:

- Descrizione generale della struttura;
- Caratteristiche dei materiali impiegati;
- Caratteristiche delle azioni considerate e normativa di riferimento;
- Prestazioni attese.

3.1 Relazione illustrativa del Caso Studio

La struttura oggetto di riferimento è un edificio di civile abitazione di cinque piani a pianta quadrata in c.a., sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila.

Le dimensioni in pianta dell'edificio risultano essere pari a $16\text{ m} \times 15\text{ m}$, mentre l'altezza totale risulta essere pari a $17,5\text{ m}$. La pianta dell'edificio è riportata in figura 3.1.

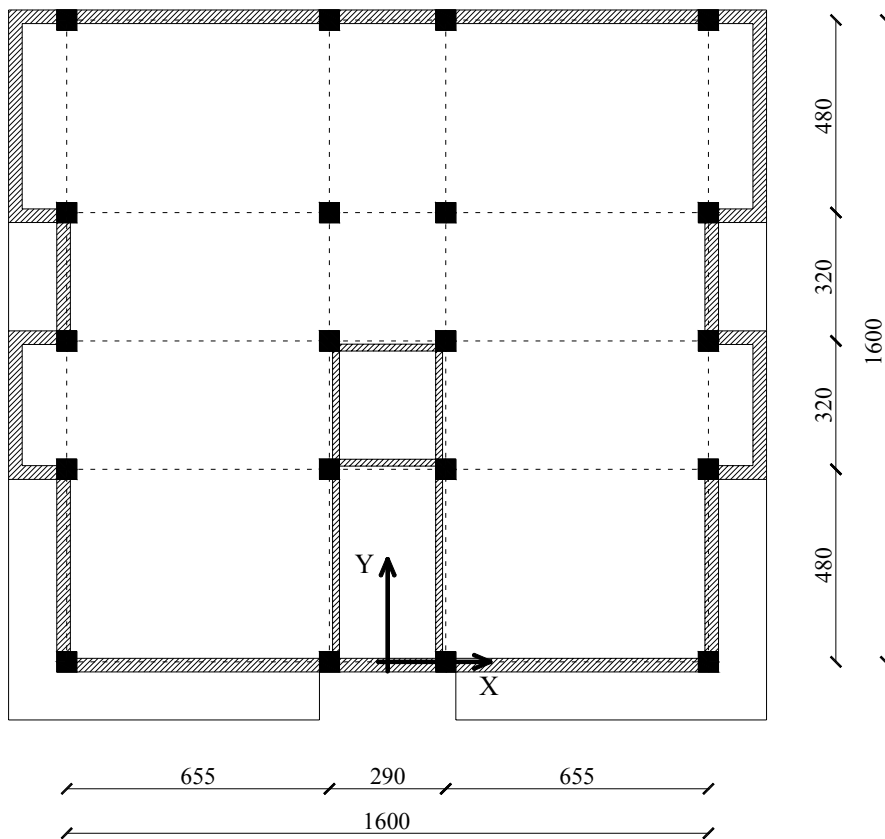


Figura 3.1 – Pianta dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

In figura 3.1 è evidenziata la posizione in pianta dei pilastri in c.a., il reticolo delle travi e la collocazione perimetrale dei tamponamenti, con i balconi in aggetto rispetto al perimetro del telaio.

3.1.1 Caratteristiche dei materiali impiegati

Tale edificio è stato realizzato in c.a., in particolare con un calcestruzzo ipotizzato del tipo R_{ck} 350, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (*Eurocode*^[4] 2):

- Modulo di elasticità: $E_c = 20000 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico resistenza a compressione: $f'_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Deformazione di plasticizzazione: $\varepsilon_{co} = 0,15 \%$
- Deformazione ultima: $\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$

Il valore della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo è stato ottenuto da quello della resistenza cubica dalla relazione (3.1):

$$f'_{ck} = 83 \% R_{ck} = 0,83 \cdot 35 \cong 30 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo *B450 C*, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (*Eurocode*^[4] 2):

- Modulo di elasticità: $E_s = 210000 \text{ MPa}$

- Valore caratteristico della tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Deformazione di snervamento: $\varepsilon_y = 0,2 \%$
- Deformazione ultima: $\varepsilon_{su} = 20 \%$

3.1.2 Normativa di riferimento

La normativa di riferimento per la progettazione simulata (cfr. capitolo 5) è il D.M.^[5] del 16 gennaio 1996, dal momento che si tratta di un edificio risalente agli anni novanta. Le azioni di riferimento, sia quelle statiche che quelle sismiche, utilizzate per il dimensionamento della struttura (in particolare delle armature poiché le sezioni in c.a. sono state rilevate a seguito di un sopralluogo) sono state individuate in modo conforme a tale normativa.

Per quanto riguarda i “livelli di intensità sismica” si fa invece riferimento ai valori di probabilità di occorrenza e di periodo di ritorno forniti dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008, poiché a seguito del terremoto de L’Aquila del 6 aprile 2009 è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un tale evento sismico.

3.1.3 Prestazioni attese

Come descritto nel paragrafo 1.1, l’“obiettivo prestazionale” deve essere selezionato ed espresso in termini di comportamenti attesi dalla struttura a seguito di un certo “livello di intensità sismica”; infatti, l’“obiettivo prestazionale” nasce dall’unione di un preciso “livello prestazionale” e di un preciso “livello di intensità sismica”.

Il committente e il progettista devono discutere insieme ed individuare quali sono gli “obiettivi prestazionali” da raggiungere e sulla base dei quali progettare la struttura. Le considerazioni che in particolar modo conducono il committente e il progettista alla scelta di certi “obiettivi prestazionali” piuttosto che di altri, sono funzione delle aspettative del cliente stesso, dell’esposizione sismica del sito in esame, delle considerazioni economiche e del rischio che il committente è disposto ad accettare.

In questo caso, ipotizziamo che la struttura non sia di particolare importanza e che sia sufficiente, quindi, assumere come “obiettivo prestazionale” quello che viene definito dal documento^[1] *Vision 2000* come “*Basic Objective*”, evidenziato dalla linea corrispondente in figura 3.2.

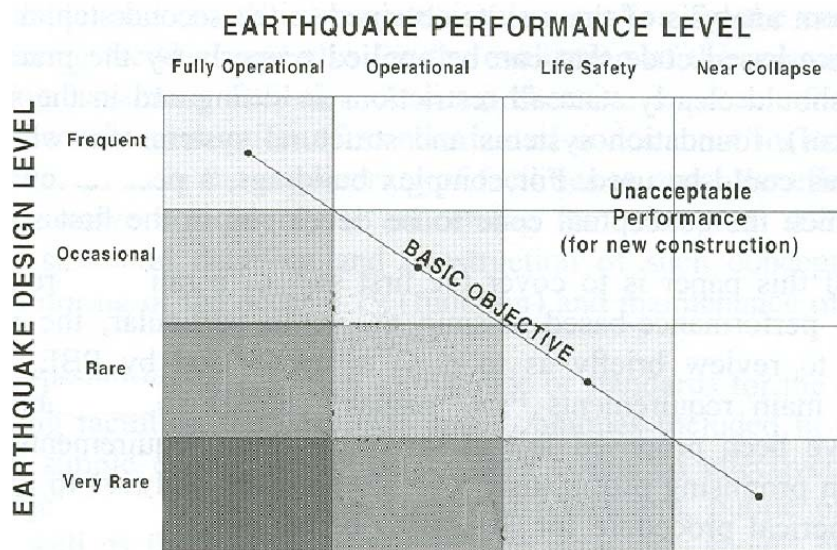


Figura 3.2 – “Obiettivo prestazionale” che si vuole imporre alla struttura in esame secondo il documento^[1] *Vision 2000*.

In particolar modo andremo a considerare solo due dei quattro “livelli prestazionali”, e cioè il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” (*FO*) e il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” (*LS*). Di conseguenza, andremo a considerare anche solo due dei quattro “livelli di intensità sismica”, e cioè quello corrispondente a un “Terremoto Frequente” e quello corrispondente a un “Terremoto Raro”.

È bene precisare che, per quanto riguarda le definizioni sia dei “livelli prestazionali” sia dei “livelli di intensità sismica”, non utilizzeremo quelle fornite dal documento^[1] *Vision 2000*.

Per quanto riguarda i “livelli prestazionali” si utilizzeranno le interpretazioni personali riportate nella tesi di laurea^[6] di I. Ricci (2008) e rivisitate nel capitolo successivo; invece, come già detto in precedenza, per i “livelli di intensità sismica” si fa riferimento ai valori di probabilità di occorrenza e di periodo di ritorno forniti dal D.M.^[2] del 14 gennaio 2008.

3.2 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi verrà fatta in modo distinto per il solaio del piano tipo (civile abitazione) e per il solaio di copertura, considerando prima i carichi permanenti poi quelli variabili.

Solaio del piano tipo:

• Tramezzi:	120 Kg/m^2
• Pavimento:	40 Kg/m^2
• Massetto (spessore 15 cm):	200 Kg/m^2
• Peso proprio del solaio	300 Kg/m^2
• Intonaco (spessore 2 cm):	40 Kg/m^2
TOTALE CARICHI PERMANENTI	700 Kg/m^2

• Civile abitazione	200 Kg/m^2
TOTALE CARICHI VARIABILI	200 Kg/m^2

Solaio di copertura:

• Coppi:	120 Kg/m^2
----------	--------------

• Coibenza e impermeabilizzazione:	40 Kg/m^2
• Massetto (spessore 15 cm):	200 Kg/m^2
• Peso proprio del solaio	300 Kg/m^2
• Intonaco (spessore 2 cm):	40 Kg/m^2
TOTALE CARICHI PERMANENTI	700 Kg/m^2
• Neve	150 Kg/m^2
TOTALE CARICHI VARIABILI	150 Kg/m^2

3.2.1 Combinazione statica delle azioni allo SLE

Come riportato nel paragrafo 2.5.8 del D.M.^[3] 08, ai fini delle verifiche degli Stati Limite di Esercizio si definisce la seguente combinazione delle azioni (Combinazione Rara):

$$G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \quad (3.2)$$

Nel caso specifico, non si fa' distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui dalla relazione (2.2) si ottiene la (2.3):

$$G_k + Q_{1k} \quad (3.3)$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo, considerando la combinazione rara della azioni statiche allo Stato Limite di Esercizio vale:

$$w_{piano\ tipo} = 700 + 200 = 900 \text{ Kg/m}^2 \quad (3.4)$$

$$w_{copertura} = 700 + 150 = 850 \text{ Kg/m}^2 \quad (3.5)$$

3.2.2 Combinazione statica delle azioni allo SLU

Come riportato nel paragrafo 2.5.8 del D.M.^[2] 08, ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definisce la seguente combinazione delle azioni:

$$\gamma_g G_k + \gamma_p P_k + Q_{1k} + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \right] \quad (3.10)$$

Nel caso specifico, sono non si fa' distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui dalla relazione (2.10) si ottiene la (2.11):

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_{1k} \quad (3.11)$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del solaio del piano tipo e del solaio di copertura, considerando la combinazione delle azioni statiche allo Stato Limite Ultimo vale:

$$w_{\text{piano tipo}} = 1,35 \times 700 + 1,5 \times 200 = 1245 \text{ Kg/m}^2 \quad (3.12)$$

$$w_{\text{copertura}} = 1,35 \times 700 + 1,5 \times 150 = 1170 \text{ Kg/m}^2 \quad (3.13)$$

3.2.3 Combinazione sismica delle azioni allo SLU

Come riportato nel paragrafo 3.2.4 del D.M.^[2] 08, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik} \quad (3.14)$$

Nel caso specifico, non si fa' distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui dalla relazione (2.14) si ottiene la (2.15):

$$G_k + \psi_{21} Q_{1k} \quad (3.15)$$

I valori dei coefficienti ψ_{21} sono riportati nella tabella 2.5.I del D.M.^[2] 08 e valgono rispettivamente:

- Carico di civile abitazione $\psi_{21} = 0,3$

- Carico neve $\psi_{21} = 0,2$

Allora risulta che il peso per unità di superficie del solaio del piano tipo e del solaio di copertura, valgono:

$$w_{\text{piano tipo}} = 700 + 0,3 \times 200 = 760 \text{ Kg/m}^2 \quad (3.16)$$

$$w_{\text{copertura}} = 700 + 0,2 \times 150 = 730 \text{ Kg/m}^2 \quad (3.17)$$

L'area di ciascun piano vale:

$$A_{\text{piano}} = 16 \times 16 = 256 \text{ m}^2 \quad (3.18)$$

Si valuta ora l'incidenza sul peso di ciascun piano dei solai, delle travi, dei pilastri e delle tamponature.

Il peso di ciascun piano, calcolato tenendo conto della sola incidenza dei solai, risulta:

$$W_{\text{piano tipo}} = 760 \times 256 = 195 \text{ t} \quad (3.19)$$

$$W_{\text{copertura}} = 730 \times 256 = 187 \text{ t} \quad (3.20)$$

Dal rilievo della porzione ribassata delle travi rispetto al solaio risultano al piano terra sezioni delle travi in c.a. pari a 40×60. Lo sviluppo delle travi è pari a:

$$l_{travi} = 10 \times 6,55 + 5 \times 2,9 + 8 \times 4,8 + 8 \times 3,2 = 144 \text{ m} \quad (3.21)$$

Allora l'incidenza delle travi ($\gamma_c = 2,5 \text{ t/m}^3$) per il piano terra vale:

$$W_{travi} = 2,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 144 = 86 \text{ t} \quad (3.22)$$

Dal rilievo delle sezioni dei pilastri al piano terra dell'edificio in questione risultano dimensioni pari a 50×50 . Considerando che ad ogni piano sono presenti 20 pilastri, e considerando che l'altezza di ogni pilastro è pari a $3,5 \text{ m}$, si ha che l'incidenza dei pilastri per ciascun piano vale:

$$W_{pilastri} = 2,5 \times 0,5 \times 0,5 \times 20 \times 3,5 = 44 \text{ t} \quad (3.23)$$

Si ipotizza di realizzare delle tamponature in doppia fodera caratterizzate da spessori pari a $12 + 12 \text{ cm}$. Lo sviluppo dei tamponamenti è pari a:

$$l_{tamponamenti} = 4 \times 6,55 + 2 \times 2,9 + 4 \times 4,8 + 4 \times 3,2 = 144 \text{ m} \quad (3.24)$$

Allora l'incidenza dei tamponamenti ($\gamma_t = 1,8 \text{ t/m}^3$), ridotta del 30 % per considerare la presenza delle aperture, per il piano tipo vale:

$$W_{tamponamenti} = 1,8 \times 0,24 \times 3,5 \times 144 \times 0,7 = 86 \text{ t} \quad (3.25)$$

Il peso sismico del piano terra risulta dunque dalla somma dei seguenti contributi:

$$W_{\text{piano terra}} = 195 + 86 + 44 + 68 = 393 \text{ t} \quad (3.26)$$

In copertura, l'incidenza dei pilastri e delle tamponature sarà chiaramente dimezzata. Si considerano inoltre, ai piani superiori, rastremazioni delle sezioni dei pilastri e riduzioni delle sezioni della travi.

$$W_{\text{copertura}} = 187 + 58 + 8 + 34 = 287 \text{ t} \quad (3.27)$$

In conclusione si ha che il peso sismico totale dell'edificio, che è costituito da 5 piani, risulta pari a:

$$W_{\text{edificio}} = 393 + 370 + 363 + 342 + 287 = 1755 \text{ t} \quad (3.28)$$

La massa totale dell'edificio, da tenere in conto per valutare gli effetti dell'azione sismica, risulta dunque essere pari a:

$$m_{\text{edificio}} = \frac{17550 \text{ [KN]}}{10 \text{ [m/s}^2\text{]}} = 1755 \text{ t} \quad (3.29)$$

3.3 Azioni sismiche di riferimento

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le forme degli spettri di risposta elastici alle accelerazioni e agli spostamenti corrispondenti, rispettivamente, al “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” e al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”. La normativa utilizzata per ricavare le forme di tali spettri è il D.M.^[2] 08.

3.3.1 “Livello Prestazionale” di “*Fully Operational*”

Lo spettro di risposta agli spostamenti è stato ricavato a partire dallo spettro di risposta alle accelerazioni che a sua volta è stato calcolato secondo il D.M.^[2] 08. Lo spettro da utilizzare quando si va ad imporre il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” è quello corrispondente a quello che, nel documento^[1] *Vision 2000*, viene indicato come “Terremoto Frequente”.

Come mostrato nel paragrafo 1.2.1, il D.M.^[2] 08 prevede dei valori di probabilità di occorrenza corrispondenti al “Terremoto Frequente” così come definito nel documento^[1] *Vision 2000* (vedi paragrafo 1.1.1). Il valore della probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R risulta essere pari all’81 % nel periodo di riferimento V_R .

Assumendo che la struttura in esame sia una struttura “ordinaria” cioè caratterizzata da una vita nominale V_N maggiore o, al più, uguale a 50 anni, e che la classe d’uso, di appartenenza della struttura sia la “classe II”, caratterizzata, cioè, da un coefficiente d’uso C_U pari ad 1, si ha che il periodo di riferimento V_R per l’azione sismica” (come da relazione (1.1)) vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni} \quad (3.30)$$

Allora la probabilità di occorrenza a cui riferirsi per trovare l'azione sismica agente risulta essere pari all'81 % in 50 anni.

A tale valore di probabilità di occorrenza corrisponde un valore del periodo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,81)} = 30 \text{ anni} \quad (3.31)$$

Per L'Aquila (longitudine 13.422, latitudine 42.385, identificativo 26306, posizione 6632, appartenente alla Zona 1 secondo l'OPCM^[7] 3431), e per un periodo di ritorno pari a 30 anni, l'allegato A al D.M.^[2] 08 fornisce i seguenti valori dei parametri dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido:

- Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,0789 \text{ g}$
- Valore massimo del fattore di amplificazione: $F_0 = 2,40$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_C^* = 0,27 \text{ s}$

Sotto tali condizioni, è possibile ricavare lo spettro di risposta alle accelerazioni, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni.

Le formule utilizzate per disegnare tale spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali sono quelle del paragrafo 3.2.3.2.1 del capitolo 3 del D.M.^[2] 08 (quale che sia la probabilità di superamento nel periodo

di riferimento P_{V_R} considerata), di seguito riportate e nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (3.32)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (3.33)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (3.34)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (3.35)$$

Inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (3.36)$$

Nella relazione precedente S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (cfr. tabella 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (cfr. tabella 3.2.VI).

Il fattore η che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, è definito mediante la relazione:

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0,55 \quad (3.37)$$

Il coefficiente di smorzamento viscoso ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2.

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (3.38)$$

Nella relazione precedente C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 3.2.V).

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, definito dalla relazione seguente:

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (3.39)$$

T_D il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad (3.40)$$

In modo conforme al D.M.^[2] 08, si assume che la struttura sorga su un terreno di categoria C (terreno a grana grossa mediamente addensato o terreno a grana fine mediamente consistente) e con condizioni topografiche di categoria T1 (superficie pianeggiante).

Per la categoria di suolo C, i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella 3.2.V del D.M.^[2] 08, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi; infatti per il suolo di categoria C si ha:

$$S_s : 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50 \quad (3.41)$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} \quad (3.42)$$

Per un terreno caratterizzato da una superficie stratigrafica di categoria T1, il valore del coefficiente topografico S_T risulta pari a 1 (cfr. tabella 3.2.VI del D.M.^[2] 08).

Si considera, inoltre, un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ pari al 5 %, per cui risulta che il fattore η vale 1.

Allora, lo spettro di risposta alle accelerazioni, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, è mostrato in figura 3.3:

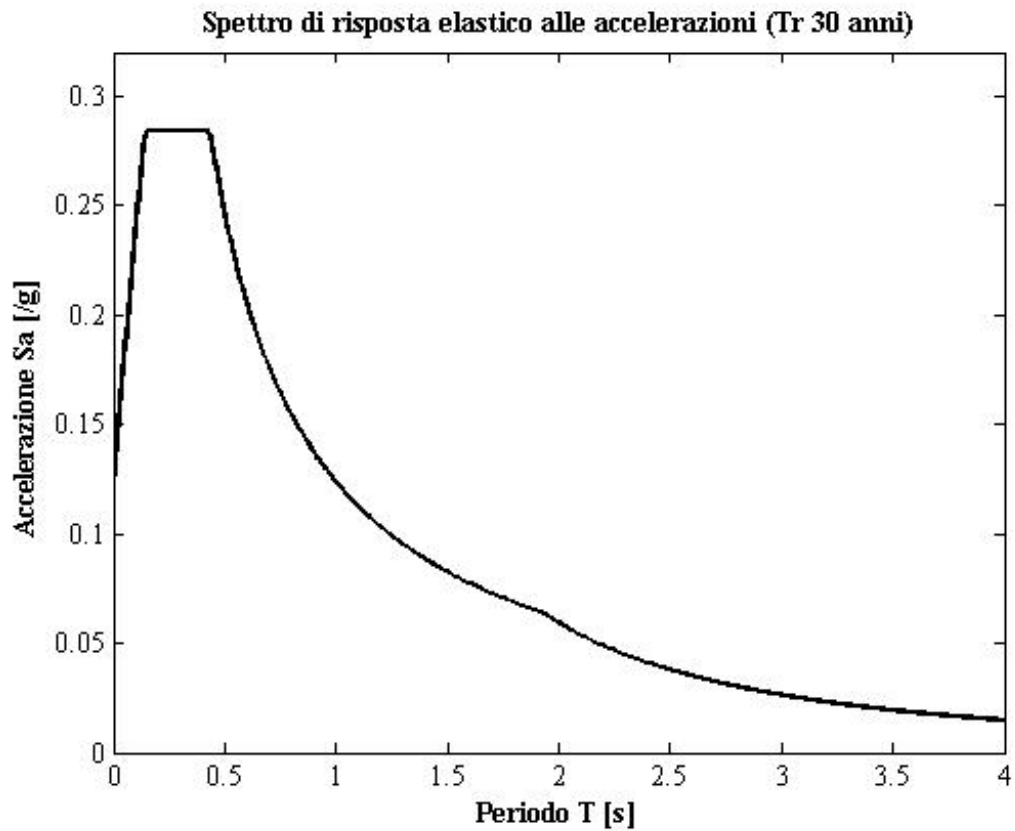


Figura 3.3 – Spettro di risposta elastico alle accelerazioni, corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, calcolato secondo il D.M.^[2] 08.

Noto lo spettro di risposta alle accelerazioni, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, calcolato secondo il D.M.^[2] 08, è possibile, in primo luogo renderlo dimensionale, e, in secondo luogo, ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo delle relazioni che legano le pseudo-accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (3.43)$$

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2 \pi}{T} \quad (3.44)$$

Si ha che la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento, risolta in termini di S_d , diventa:

$$S_d = \frac{T^2}{4 \pi} \cdot S_a \quad (3.45)$$

Allora, alla luce della relazione precedente, si ha che lo spettro di risposta agli spostamenti, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, risulta quello mostrato in figura 3.4:

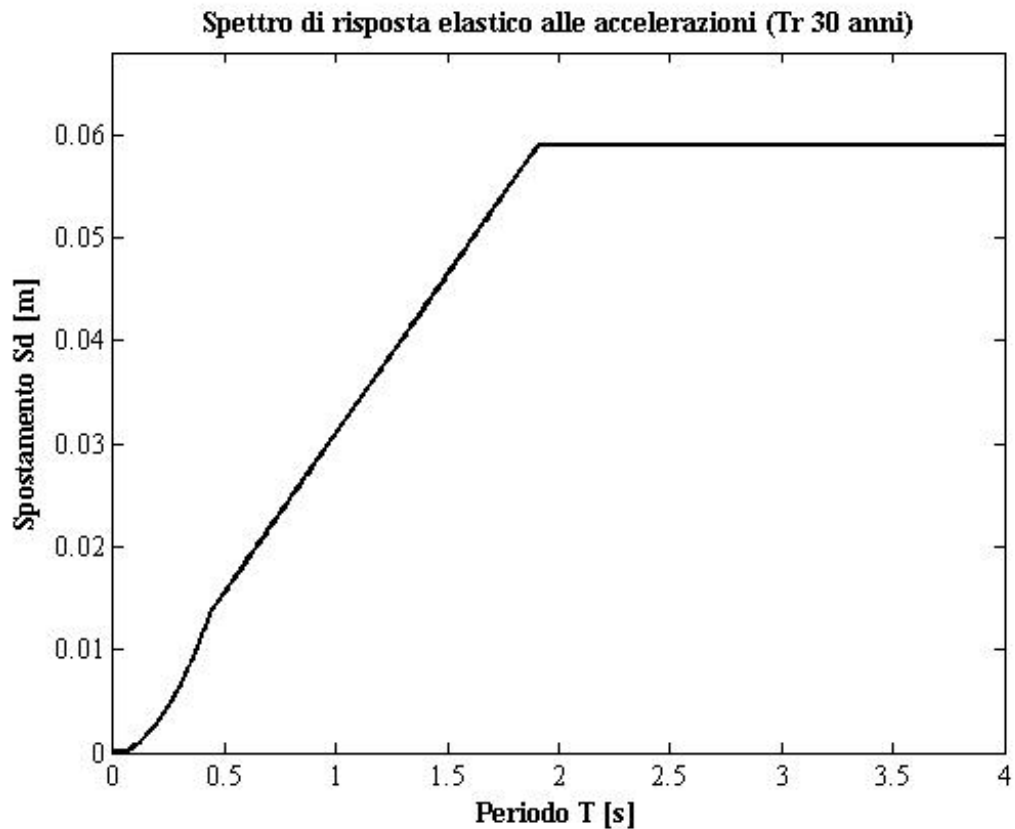


Figura 3.4 – Spettro di risposta elastico agli spostamenti, corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, calcolato secondo il D.M.^[2] 08.

3.3.2 “Livello Prestazionale” di “Life-Safe”

Lo spettro di risposta agli spostamenti è stato ricavato a partire dallo spettro di risposta alle accelerazioni che a sua volta è stato calcolato secondo il D.M.^[2] 08. Lo spettro da utilizzare quando si va ad imporre il “livello prestazionale” di “Life-Safe” è quello corrispondente a quello che, nel documento^[1] *Vision 2000*, viene indicato come “Terremoto Raro”.

Come mostrato nel paragrafo 1.2.3, il D.M.^[2] 08 prevede dei valori di probabilità di occorrenza corrispondenti al “Terremoto Raro” così come definito

nel documento^[1] *Vision 2000* (vedi paragrafo 1.1.1). Il valore della probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R risulta essere pari all'10 % nel periodo di riferimento V_R .

Assumendo che la struttura in esame sia una struttura “ordinaria” cioè caratterizzata da una vita nominale V_N maggiore o, al più, uguale a 50 anni, e che la classe d'uso, di appartenenza della struttura sia la “classe II”, caratterizzata, cioè, da un coefficiente d'uso C_U pari ad 1, si ha che il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica” (come da relazione (1.1)) vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni} \quad (3.46)$$

Allora la probabilità di occorrenza a cui riferirsi per trovare l'azione sismica agente risulta essere pari all'10 % in 50 anni.

A tale valore di probabilità di occorrenza corrisponde un valore del periodo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,01)} = 475 \text{ anni} \quad (3.47)$$

Per L'Aquila (longitudine 13.422, latitudine 42.385, identificativo 26306, posizione 6632, appartenente alla Zona 1 secondo l'OPCM^[7] 3431), e per un periodo di ritorno pari a 475 anni, l'allegato A al D.M.^[2] 08 fornisce i seguenti valori dei parametri dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido:

- Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0,2608 \text{ g}$

- Valore massimo del fattore di amplificazione: $F_0 = 2,36$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_C^* = 0,35 \text{ s}$

Sotto tali condizioni, è possibile ricavare lo spettro di risposta alle accelerazioni, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'10 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni.

Le formule utilizzate per disegnare tale spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali sono quelle del paragrafo 3.2.3.2.1 del capitolo 3 del D.M.^[2] 08 (quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata), di seguito riportate e nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (3.48)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (3.49)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (3.50)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (3.51)$$

Inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T \quad (3.52)$$

Nella relazione precedente S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (cfr. tabella 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (cfr. tabella 3.2.VI).

Il fattore η che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, è definito mediante la relazione:

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0,55 \quad (3.53)$$

Il coefficiente di smorzamento viscoso ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2.

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (3.54)$$

Nella relazione precedente C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella 3.2.V).

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, definito dalla relazione seguente:

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (3.55)$$

T_D il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad (3.56)$$

In modo conforme al D.M.^[2] 08, si assume che la struttura sorga su un terreno di categoria C (terreno a grana grossa mediamente addensato o terreno a grana fine mediamente consistente) e con condizioni topografiche di categoria T1 (superficie pianeggiante).

Per la categoria di suolo C, i coefficienti SS e CC possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella 3.2.V del D.M.^[2] 08, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi; infatti per il suolo di categoria C si ha:

$$S_s : 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50 \quad (3.57)$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} \quad (3.58)$$

Per un terreno caratterizzato da una superficie stratigrafica di categoria T1, il valore del coefficiente topografico S_T risulta pari a 1 (cfr. tabella 3.2.VI del D.M.^[2] 08).

Si considera, inoltre, un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ pari al 5 %, per cui risulta che il fattore η vale 1.

Allora, lo spettro di risposta alle accelerazioni, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo

equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'10 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, è mostrato in figura 3.5:

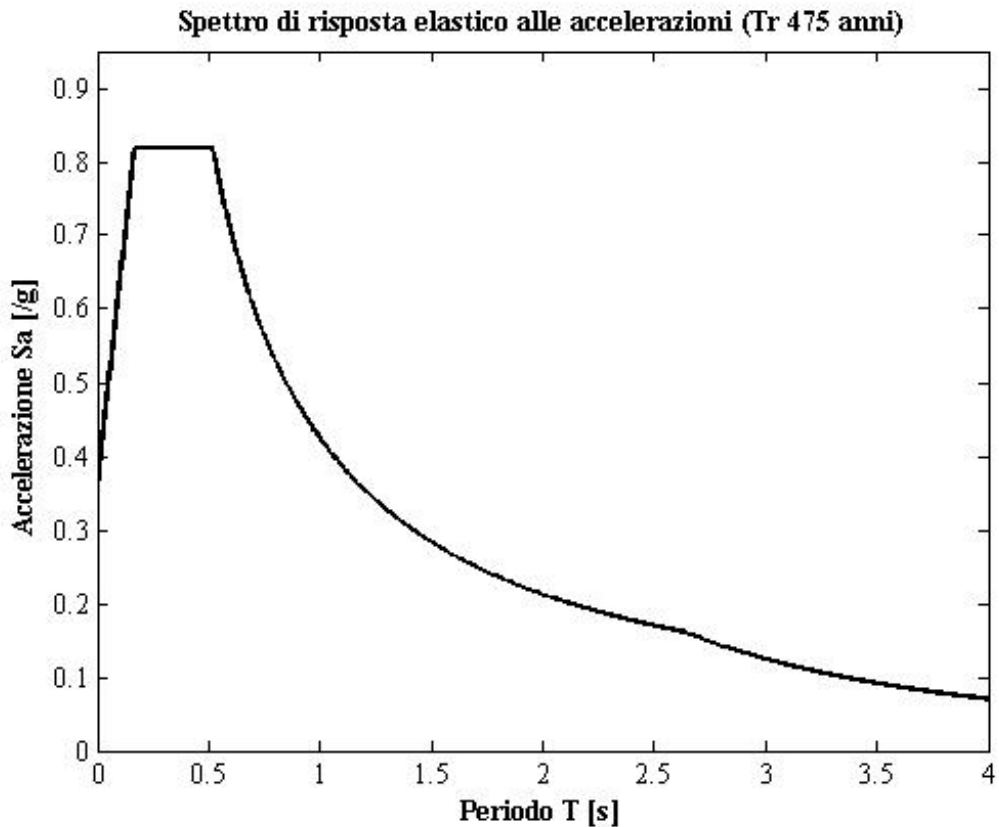


Figura 3.5 – Spettro di risposta elastico alle accelerazioni, corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, calcolato secondo il D.M.^[2] 08.

Noto lo spettro di risposta alle accelerazioni, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'10 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, calcolato secondo il D.M.^[2] 08, è possibile, in primo luogo renderlo dimensionale, e, in secondo luogo,

ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo delle relazioni che legano le pseudo-accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (3.59)$$

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2 \pi}{T} \quad (3.60)$$

Si ha che la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento, risolta in termini di S_d , diventa:

$$S_d = \frac{T^2}{4 \pi} \cdot S_a \quad (3.61)$$

Allora, alla luce della relazione precedente, si ha che lo spettro di risposta agli spostamenti, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'10 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, risulta quello mostrato in figura 3.6:

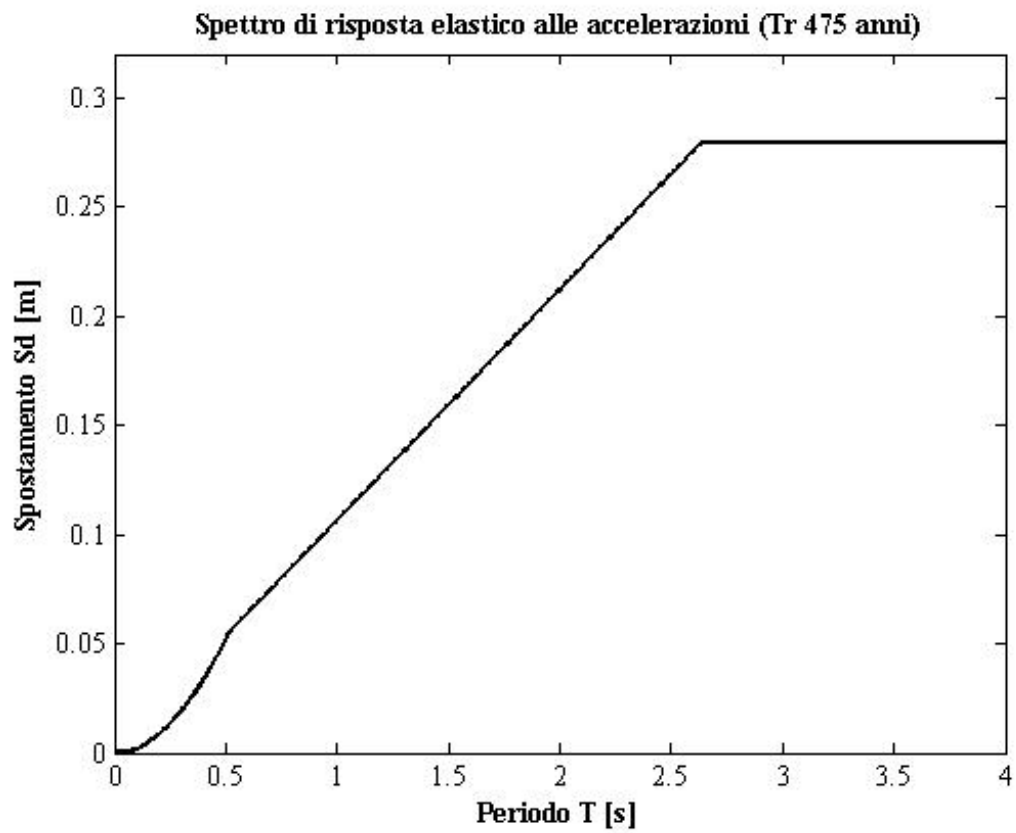


Figura 3.6 – Spettro di risposta elastico agli spostamenti, corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, calcolato secondo il D.M.^[2] 08.

Capitolo 4

PUNTI OBIETTIVO SULLA MAPPA DEI COMPORTAMENTI

4.0 Introduzione

Nella tesi di laurea^[6] di I. Ricci (2008) è stata condotta una approfondita analisi bibliografica sia per quanto riguarda i “livelli di intensità sismica” sia per quanto riguarda i “livelli prestazionali”, per poi riuscire a fornirne una personale interpretazione che consentirà, in un momento successivo, di poter giungere all’individuazione di un diagramma Forze-Spostamento “ideale” per la struttura.

Si è tentato di tradurre la descrizione personale fornita per ciascun “livello prestazionale”, in quelle che sono state indicate con il termine *State Conditions*. All’interno della descrizione globale di ogni “livello prestazionale”, sono, cioè, stati individuati dei punti salienti che in modo sintetico e preciso vanno a descrivere “a parole”, quello che è lo stato del sistema. Le *State Conditions* possono riguardare gli spostamenti, e, in questo caso assumeranno il nome di

Displacement State Conditions, oppure, possono riguardare il comportamento meccanico del sistema, nel qual caso si parlerà di *Mechanical State Conditions*.

Individuate le *State Conditions* corrispondenti a ciascun “livello prestazionale”, è stato possibile individuare le *Mathematical State Conditions* corrispondenti a ciascuna *State Condition*, che rappresentano a tutti gli effetti delle condizioni matematiche che coinvolgono alcune delle grandezze fondamentali che descrivono il comportamento del sistema strutturale.

Una volta stabilita la tipologia strutturale che si vuole progettare sarà possibile tradurre le *Mathematical Conditions* in *Numerical State Conditions* che consentono di rappresentare con precisione i punti obiettivo sul diagramma Forze-Spostamenti della struttura in esame. Tali punti obiettivo (*target point*) rappresentano dei punti per i quali si vorrebbe che passasse la curva di *push-over* derivante da un’analisi statica non lineare della struttura stessa.

Imponendo su tale struttura due “obiettivi prestazionali”, l’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” con il “livello di intensità sismica” corrispondente a un “Terremoto Frequente” e l’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” con il “livello di intensità sismica” corrispondente a un “Terremoto Raro”, si è ottenuta la “Mappa dei Comportamenti” per uno specifico sito.

La “Mappa dei Comportamenti” non è altro che l’individuazione sul diagramma Forze-Spostamenti della struttura di una serie di punti obiettivo per la struttura stessa. Se l’effettivo diagramma Forze-Spostamenti della struttura in esame, intercetta i punti target individuati sulla “Mappa dei Comportamenti”, allora la struttura stessa sarà in grado di soddisfare gli “obiettivi prestazionali” che sono stati imposti in partenza. Risulta evidente che la “Mappa dei Comportamenti” è uno strumento progettuale di notevole importanza.

4.1 “Livello Prestazionale” di “Fully Operational”

Si riporta di seguito la descrizione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”.

Il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” richiede che, dopo il terremoto, la struttura possa essere immediatamente fruibile e si verifichino, al più, lievi danni, che in ogni caso, non devono portare ad alcuna interruzione dei servizi. Per questo motivo, la struttura può, al più, raggiungere il primo snervamento, devono essere nulli gli spostamenti residui, i danni devono essere lievi e non devono interessare gli elementi strutturali, e non devono verificarsi fenomeni di instabilità locali.

Tale definizione può essere tradotta nelle seguenti *State Conditions (SC)*:

SC1: La struttura deve presentare spostamenti di interpiano ridotti per poter ridurre al minimo i danni agli elementi non strutturali;

SC2: La struttura può, al più, raggiungere il primo snervamento, e devono essere nulli gli spostamenti residui;

SC3: Non si devono verificare fenomeni di instabilità locale.

A partire da tale descrizione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”, si possono, in un primo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Displacement State Conditions (DSC)* che riguardano gli spostamenti della struttura, dopodichè, una volta note tutte le possibili *DSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che costituisce la capacità di spostamento di progetto per il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”.

Sempre a partire dalla descrizione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”, si possono, in un secondo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Mechanical State Conditions (MSC)* che riguardano il comportamento della struttura, dopodichè, una volta note tutte le possibili *MSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, è possibile scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo (in genere spostamento di primo snervamento), che rappresenta la capacità di spostamento del sistema per il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”.

4.1.1 *Imposizione delle Displacement State Conditions*

La descrizione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” sopra riportata, può essere tradotta nelle seguenti *Displacement State Conditions (DSC)*.

Tali *Displacement State Conditions (DSC)*, saranno di seguito declinate, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Displacement State Conditions (MDSC)*, ed infine in numeri tramite le *Numerical Displacement State Conditions (NDSC)*.

Definiamo la prima *Displacement State Conditions*:

DSC1: La struttura deve presentare spostamenti di interpiano ridotti per poter ridurre al minimo i danni agli elementi non strutturali.

Indicando con δ_{FO} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Frequente”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 30 anni), e con δ^* è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da garantire danni lievi agli elementi non-strutturali (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la prima *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere

tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC1: \delta_{FO} \leq \delta^* = 5 \text{‰} h \quad (4.1)$$

Il valore dello spostamento di target δ^* è stato assunto pari al 5 ‰ dell'altezza di interpiano dell'edificio, in accordo con quanto affermato da Priestley, Calvi e Kowalsky nel libro^[8] intitolato “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”.

Considerando che il valore dell'altezza di interpiano h , in questo caso specifico, risulta pari a 3,5 m, si ha che la *Numerical Displacement State Condition* risulta:

$$NDSC1: \delta_{FO} \leq \delta^* = 5 \text{‰} h = 0,005 \times 350 = 1,75 \text{ cm} \quad (4.2)$$

Definiamo ora la seconda *Displacement State Conditions*:

DSC2: La struttura deve presentare spostamenti di interpiano ridotti in modo tale che i pilastri rimangano in ambito elastico lineare.

Indicando con δ_{FO} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Frequente”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 30 anni), e con δ^{**} è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da garantire che i pilastri si mantengano in ambito elastico lineare (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la seconda *Displacement State Condition (DSC)*,

può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC2: \delta_{FO} \leq \delta^{**} \quad (4.3)$$

Nel paragrafo 7.6 del capitolo 7 di questa Tesi, è stato dimostrato che lo spostamento di primo snervamento δ'_y di un pilastro in c.a. caratterizzato dalla stessa sezione del pilastro in esame (50×50), lavorante secondo una direzione principale e nello schema statico a portale incastrato alla base e trave deformabile (40×60), vale 2,23 cm. Si ha allora che la *Numerical Displacement State Condition* risulta:

$$NDSC2: \delta_{FO} \leq \delta^{**} = 2,23 \text{ cm} \quad (4.4)$$

A partire dalla descrizione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”, si sono individuate tutte le possibili *Displacement State Conditions* (DSC) relative agli spostamenti della struttura. Finora tali condizioni sono state analizzate nel dettaglio.

Ora che sono note tutte le possibili *Displacement State Conditions*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, è possibile scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, o, in alternativa, il valore da utilizzare nella fase successiva potrebbe essere figlio di un preciso ragionamento, a seconda che si ritenga più importante la necessità di non danneggiare gli elementi non strutturali o la necessità di garantire ai pilastri un comportamento in campo elastico lineare.

Ritenendo le due *Displacement State Conditions*, considerate per il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” della medesima importanza, si valuta la

capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$ attraverso la seguente relazione:

$$\bar{\delta} = \min\{\delta^*; \delta^{**}\} = 1,75 \text{ cm} \quad (4.5)$$

E, dovrà essere dunque che:

$$\delta_{FO} \leq \bar{\delta} = 1,75 \text{ cm} \quad (4.6)$$

Quest'ultima condizione, esprime, essenzialmente, la necessità che la domanda di spostamento richiesta dal "Terremoto Frequente" δ_{FO} sia minore, o al più, uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$.

Si consideri, al limite, che la domanda di spostamento richiesta dal "Terremoto Frequente" δ_{FO} sia uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$, cioè:

$$\delta_{FO} = \bar{\delta} = 1,75 \text{ cm} \quad (4.7)$$

Se, con tale valore di spostamento, si entra all'interno dello spettro di risposta elastico agli spostamenti ottenuto considerando un rapporto di smorzamento pari al 5 %, e riportato in figura 3.4, si ricava che il periodo corrispondente a tale valore di spostamento vale:

$$T_{FO} = 0,57 \text{ s}$$

Una volta ricavato il periodo T_{FO} corrispondente allo spostamento δ_{FO} , è immediato ricavare la rigidezza corrispondente a tale periodo. Infatti, ricordando che la relazione che, in generale, lega periodo e rigidezza risulta:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (4.8)$$

È immediato constatare che la rigidezza corrispondente al periodo T_{FO} precedentemente ricavato (ricordando che la massa totale dell'edificio m risulta pari a 1755 t), vale:

$$K_{FO} = \frac{4\pi^2 m}{T_{FO}^2} = 21324,91 \text{ t/m} \quad (4.9)$$

Tale valore di rigidezza, risulta dunque la rigidezza iniziale del sistema resistente alle azioni orizzontali, che sarà nel caso specifico costituito dai soli pilastri in c.a.

È bene notare che assumendo la domanda di spostamento richiesta dal “Terremoto Frequente” δ_{FO} uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$, il periodo che se ne ricaverà sarà il periodo massimo, e, di conseguenza, la rigidezza corrispondente a tale valore di periodo sarà la rigidezza minima al “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”.

4.1.2 Imposizione delle Mechanical State Conditions

La descrizione del “livello prestazionale” di “Fully Operational” riportata nel paragrafo 4.1, può essere tradotta nella seguente *Mechanical State Conditions (MSC)*.

Tale *Mechanical State Conditions (MSC)*, sarà di seguito declinata, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Mechanical State Conditions (MMSC)*, ed infine in numeri tramite le *Numerical Mechanical State Conditions (NMSC)*.

Definiamo la prima *Mechanical State Conditions*:

MSC1: La struttura può al più raggiungere il primo snervamento, e devono essere nulli gli spostamenti residui.

Indicando con δ_{FO} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Frequente”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 30 anni), e con δ'_y lo spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali (che sarà nel caso specifico costituito dai soli pilastri in c.a.) ed è dunque, una proprietà meccanica del sistema, la prima *Mechanical State Condition (MSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MMSC1: \delta_{FO} \leq \delta'_y \quad (4.10)$$

Lo spostamento di primo snervamento δ'_y della struttura deve essere maggiore (o, al più, uguale) rispetto alla domanda di spostamento δ_{FO} . Si impone

che lo spostamento di primo snervamento δ'_y sia maggiore del 10 % rispetto alla domanda di spostamento δ_{FO} .

Ricordando che la domanda di spostamento δ_{FO} vale 1,75 cm, si ha che la *Numerical Mechanical State Condition* risulta:

$$NMSC1: \delta'_y = 1,1 \delta_{FO} = 1,1 \times 1,75 = 2 \text{ cm} \quad (4.11)$$

In questo caso, non si hanno ulteriori *Mechanical State Conditions* (MSC) da individuare, di conseguenza la prima *Mechanical State Condition* determina direttamente la capacità di spostamento del sistema.

Noto il valore della rigidezza iniziale del sistema resistente alle azioni orizzontali K_{FO} e il valore dello spostamento di primo snervamento δ'_y del sistema resistente alle azioni orizzontali, è possibile ricavare il valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali (che sarà nel caso specifico costituito dai soli pilastri in c.a.). Infatti:

$$F_y = K_{FO} \cdot \delta'_y = 427 \text{ t} \quad (4.12)$$

In questo modo il *target point* che individua il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” sotto un sisma definito “Terremoto Frequente” (caratterizzato da un periodo di ritorno di 30 anni), risulta essere univocamente determinato, come mostrato in figura 4.1:

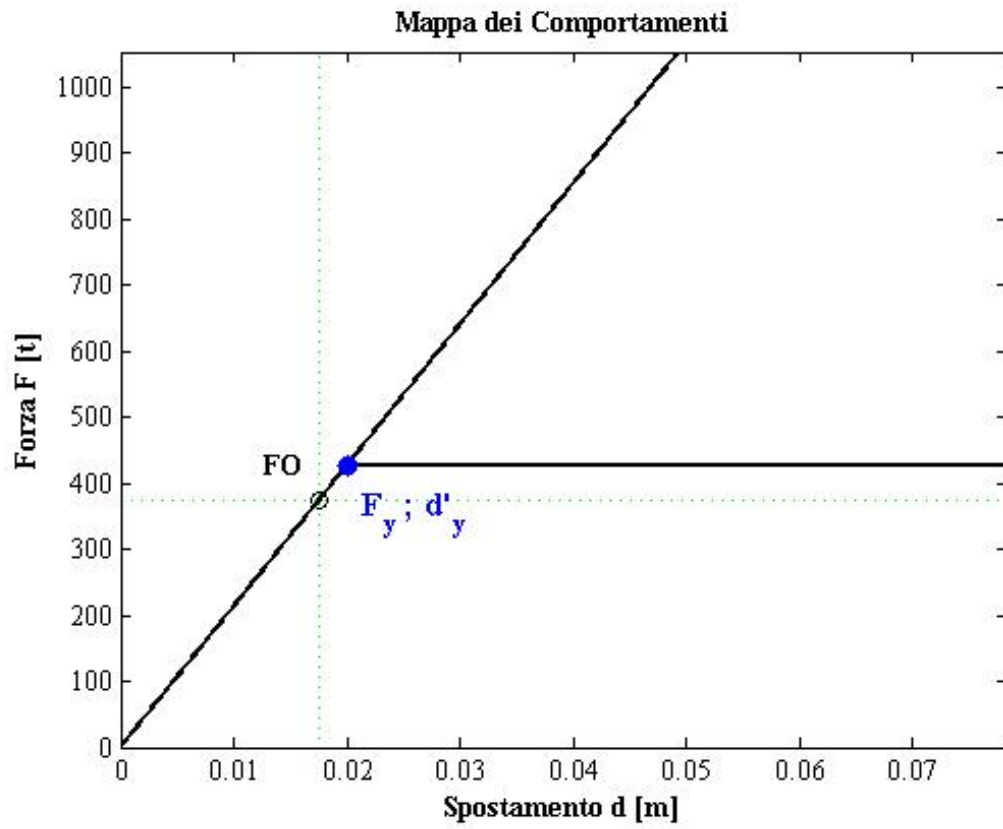


Figura 4.1 – *Target point* ammissibile all’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “Fully Operational” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente” nel diagramma Forze-Spostamenti.

4.2 “Livello Prestazionale” di “Operational”

Si riporta di seguito la descrizione del “livello prestazionale” di “*Operational*”.

Il “livello prestazionale” di “*Operational*” richiede che, dopo il terremoto, la struttura debba poter essere fruibile ma possa verificarsi l’interruzione di qualche servizio non fondamentale. Per questo motivo, la struttura può superare lievemente il primo snervamento, i danni devono essere contenuti e non devono interessare gli elementi strutturali, gli spostamenti residui devono essere modesti. Inoltre, qualora la struttura si possa ritenere ordinaria, si può ipotizzare per essa un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull’edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Qualora la struttura sia particolare perché, ad esempio contiene macchinari o impianti delicati che non ammettono accelerazioni elevate, allora le accelerazioni devono essere contenute entro limiti variabili caso per caso.

Tale definizione può essere tradotta nelle seguenti *State Conditions (SC)*:

SC1: La struttura deve presentare spostamenti di interpiano ridotti per poter contenere i danni agli elementi non strutturali e per preservare da eventuali danni gli elementi strutturali;

SC2: La struttura può superare lievemente il campo elastico lineare, e devono essere modesti gli spostamenti residui;

SC3: La struttura può avere un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull’edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Per strutture

particolari vanno limitate le accelerazioni per evitare danni a macchinari o ad oggetti contenuti all'interno della struttura.

A partire da tale descrizione del “livello prestazionale” di “*Operational*”, si possono, in un primo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Displacement State Conditions (DSC)* che riguardano gli spostamenti della struttura, dopodichè, una volta note tutte le possibili *DSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che costituisce la capacità di spostamento di progetto per il “livello prestazionale” di “*Operational*”.

Sempre a partire dalla descrizione del “livello prestazionale” di “*Operational*”, si possono, in un secondo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Mechanical State Conditions (MSC)* che riguardano il comportamento della struttura, dopodichè, una volta note tutte le possibili *MSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, è possibile scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che rappresenta la capacità di spostamento del sistema per il “livello prestazionale” di “*Operational*”.

4.2.1 *Imposizione delle Displacement State Conditions*

La descrizione del “livello prestazionale” di “*Operational*” sopra riportata, può essere tradotta nelle seguenti *Displacement State Conditions (DSC)*.

Tali *Displacement State Conditions (DSC)*, saranno di seguito declinate, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Displacement State Conditions (MDSC)*, ed infine in numeri tramite le *Numerical Displacement State Conditions (NDSC)*.

Definiamo la prima *Displacement State Conditions*:

DSC1: La struttura deve presentare spostamenti di interpiano ridotti per poter contenere i danni agli elementi non strutturali e per preservare da eventuali danni gli elementi strutturali.

Indicando con δ_o lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Occasionale”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 50 anni), e con δ^* è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da garantire danni modesti agli elementi non-strutturali (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la prima *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC1: \delta_o \leq \delta^* = 1 \% h \quad (4.13)$$

Il valore dello spostamento di target δ^* è stato assunto pari al 1 % dell'altezza di interpiano dell'edificio, in accordo con quanto affermato da Priestley, Calvi e Kowalsky nel libro^[8] intitolato “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”.

Considerando che il valore dell'altezza di interpiano h , in questo caso specifico, risulta pari a 3,5 m, si ha che la *Numerical Displacement State Condition* risulta:

$$NDSC1: \delta_o \leq \delta^* = 1 \% h = 0,01 \times 350 = 3,5 \text{ cm} \quad (4.14)$$

Definiamo ora la seconda *Displacement State Conditions*:

DSC2: La struttura può superare lievemente il campo elastico lineare, e devono essere modesti gli spostamenti residui.

Indicando con δ_o lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Occasionale”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 50 anni), con δ^{**} lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da garantire che la struttura possa al più superare lievemente il campo elastico lineare e che siano nulli gli spostamenti residui (è dunque la capacità di spostamento della struttura), e con δ'_y lo spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali (che sarà nel caso specifico costituito dai soli pilastri in c.a.), la prima *Mechanical State Condition (MSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC2: \delta_o \leq \delta^{**} = 1,3 \div 1,5 \delta'_y \quad (4.15)$$

4.2.2 *Imposizione delle Mechanical State Conditions*

La descrizione del “livello prestazionale” di “*Operational*” riportata ne paragrafo 4.2, può essere tradotta nella seguente *Mechanical State Conditions (MSC)*.

Tale *Mechanical State Conditions (MSC)*, sarà di seguito declinata, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Mechanical State Conditions (MMSC)*, ed infine in numeri tramite le *Numerical Mechanical State Conditions (NMSC)*.

Definiamo la prima *Mechanical State Conditions*:

MSC1: La struttura può avere un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull'edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Per strutture particolari vanno limitate le accelerazioni per evitare danni a macchinari o ad oggetti contenuti all'interno della struttura.

Indicando con F_o la forza che il sistema può raggiungere in corrispondenza del “livello prestazionale” di “*Operational* (è quindi la domanda di resistenza richiesta da un sisma cosiddetto “Terremoto Occasionale”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 50 anni), e con F_y la forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali (che sarà nel caso specifico costituito dai soli pilastri in c.a.), la prima *Mechanical State Condition (MSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MMSC1: F_o \geq F_y \quad (4.16)$$

Per strutture particolari, indicando con a_o l'accelerazione che il sistema può raggiungere in corrispondenza del “livello prestazionale” di “*Operational* (è quindi la domanda di accelerazione richiesta da un sisma cosiddetto “Terremoto Occasionale”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 50 anni), e con a_{max} l'accelerazione massima che il sistema può raggiungere qualora all'interno di questo ultimo siano contenuti macchinari particolari (è quindi la capacità di accelerazione della struttura), la seconda *Mechanical State Condition (MSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MMSC1: a_o \leq a_{max} \quad (4.17)$$

Il valore di a_{\max} deve essere valutato caso per caso, in funzione della sensibilità del progettista e del problema specifico.

La definizione del punto di target ammissibile all'“obiettivo prestazionale” individuato dall'unione del “livello prestazionale” di “Operational” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” nel diagramma Forze-Spostamenti, è individuata in figura 4.2:

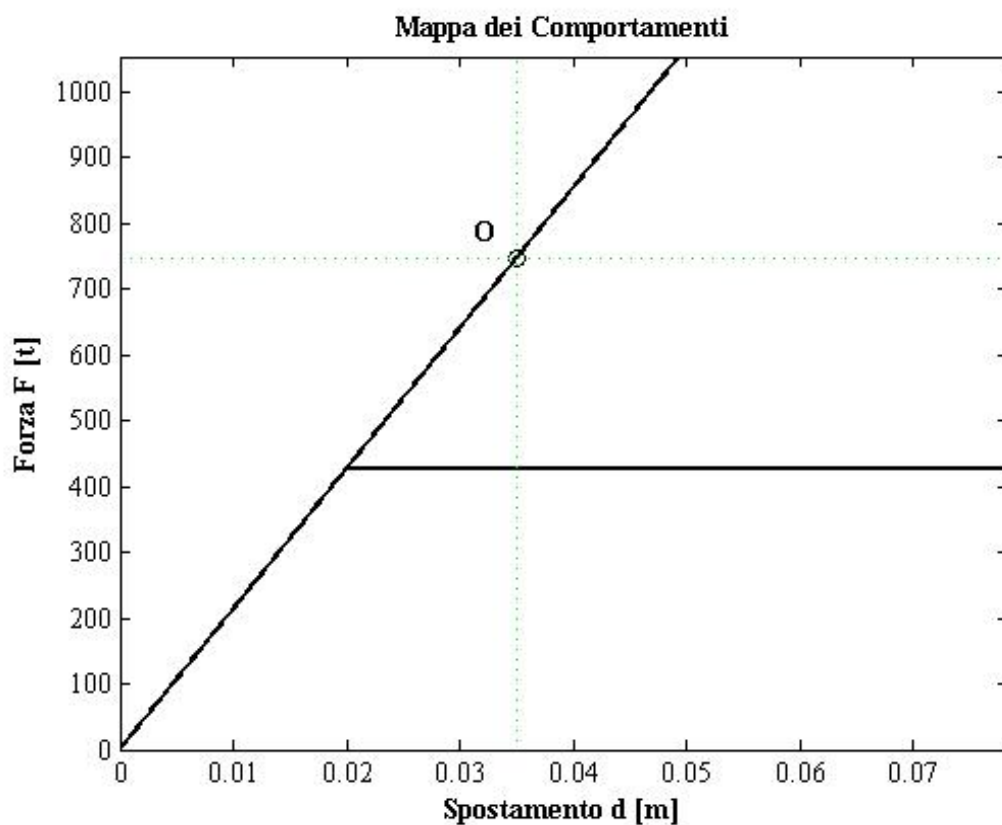


Figura 4.2 – Target point ammissibile all'“obiettivo prestazionale” individuato dall'unione del “livello prestazionale” di “Operational” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” nel diagramma Forze-Spostamenti.

4.3 “Livello Prestazionale” di “Life-Safe”

Si riporta di seguito la descrizione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

Il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” richiede che, dopo il terremoto, possa essere garantita la salvaguardia delle vite umane, di conseguenza che la struttura non debba collassare. Vanno limitati gli spostamenti affinché la struttura non vada ad urtare gli edifici adiacenti, affinché si possa evitare la crisi dei pilastri a seguito del verificarsi di effetti di secondo ordine od a seguito del raggiungimento del loro spostamento ultimo, e infine, affinché si possa evitare la crisi degli eventuali elementi di controventamento. Inoltre, qualora la struttura si possa ritenere ordinaria, si può ipotizzare per esse un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull’edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Invece, nel caso di strutture particolari perché, ad esempio contenenti macchinari o impianti delicati che non ammettono accelerazioni elevate, le accelerazioni devono essere contenute entro limiti variabili caso per caso. Comunque, in ogni caso, la rigidità effettiva della struttura deve risultare non troppo bassa (e quindi il periodo effettivo della struttura andrà limitato al di sotto di certi valori) in modo da impedire che la struttura sia eccessivamente flessibile.

Tale definizione può essere tradotta nelle seguenti *State Conditions (SC)*:

SC1: Gli spostamenti devono essere limitati per evitare che la struttura tocchi gli edifici adiacenti;

SC2: Gli spostamenti devono essere limitati per evitare che si verifichino effetti di secondo ordine che darebbero problemi ai pilastri;

SC3: Gli spostamenti devono essere limitati per evitare che si raggiunga lo spostamento ultimo dei pilastri;

SC4: Gli spostamenti devono essere limitati per evitare che si verifichi la crisi dei controventamenti;

SC5: La struttura può avere un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull'edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Per strutture particolari vanno limitate le accelerazioni per evitare danni a macchinari o ad oggetti contenuti all'interno della struttura;

SC6: La struttura, pur subendo danni di grave entità, e quindi essendo completamente plasticizzata, non deve collassare, e deve mantenere l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali; quindi deve essere in grado di esplicitare una certa rigidità.

A partire da tale descrizione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, si possono, in un primo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Displacement State Conditions (DSC)* che riguardano gli spostamenti della struttura, dopodiché, una volta note tutte le possibili *DSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che costituisce la capacità di spostamento di progetto per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

Sempre a partire dalla descrizione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, si possono, in un secondo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Mechanical State Conditions (MSC)* che riguardano il comportamento della struttura, dopodiché, una volta note tutte le possibili *MSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, è possibile scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che rappresenta la capacità di spostamento del sistema per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

4.3.1 Imposizione delle *Displacement State Conditions*

La descrizione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” sopra riportata, può essere tradotta nelle seguenti *Displacement State Conditions (DSC)*.

Tali *Displacement State Conditions (DSC)*, saranno di seguito declinate, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Displacement State Conditions (MDSC)*, ed infine in numeri tramite le *Numerical Displacement State Conditions (NDSC)*.

Definiamo la prima *Displacement State Conditions*:

DSC1: La struttura deve presentare spostamenti limitati per evitare che la struttura stessa tocchi gli edifici adiacenti.

Indicando con δ_{LS} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni), e con δ^* è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da evitare che la struttura vada a toccare gli edifici adiacenti (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la prima *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC1: \delta_{LS} \leq \delta^* = 1,5 \% h \quad (4.18)$$

In letteratura, e in particolare nel sito web^[9] a cura del Professor Stephen A. Mahin, a riguardo, viene consigliato che il valore massimo di inter-storey drift accettabile al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” deve essere pari a $1,5 \% h$, dove h è l’altezza di interpiano.

Alla luce di quanto sopra riportato, considerando che i valori di spostamento massimo ammissibile riportati nelle varie normative sono valori orientativi e cautelativi da utilizzarsi in caso di assenza di calcoli precisi a riguardo, si sceglie di utilizzare come valore di δ^* il valore di 1,5 % h , così come indicato dal Professor Stephen A. Mahin nel sito web^[9]. In questo caso, si ha che la *Numerical Displacement State Condition* risulta:

$$NDSC1: \delta_{LS} \leq \delta^* = 1,5 \% h = 0,015 \times 350 = 5,25 \text{ cm} \quad (4.19)$$

Definiamo ora la seconda *Displacement State Conditions*:

DSC2: La struttura deve presentare spostamenti limitati per evitare che si verifichino effetti di secondo ordine che darebbero problemi ai pilastri.

Indicando con δ_{LS} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni), e con δ^{**} è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da evitare che vadano in crisi i pilastri a seguito del manifestarsi di effetti del secondo ordine (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la seconda *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC2: \delta_{LS} \leq \delta^{**} = 1,5 \div 3 \% h \quad (4.20)$$

In letteratura, e in particolare nel libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley viene indicato,

a riguardo, che il valore massimo di inter-storey drift, accettabile affinché siano contenuti gli effetti del secondo ordine, deve essere contenuto entro l'1,5 % h , dove h è l'altezza di interpiano.

Considerando tuttavia che il valore di spostamento δ^{**} , raggiungibile per evitare che i pilastri abbiano una crisi a seguito del manifestarsi di effetti del secondo ordine, possa essere valutato come dell'ordine del 3 % h , (con h altezza dei pilastri compresi tra il primo e il secondo piano pari a 3,5 m) si ha che la *Numerical Displacement State Condition* risulta:

$$NDSC2: \delta_{LS} \leq \delta^{**} = 3 \% h = 0,03 \times 350 = 10,5 \text{ cm} \quad (4.21)$$

Definiamo ora la terza *Displacement State Conditions*:

DSC3: La struttura deve presentare spostamenti limitati per evitare il raggiungimento dello spostamento ultimo dei pilastri.

Indicando con δ_{LS} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto "Terremoto Raro", caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni), e con δ^{***} è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da evitare il raggiungimento dello spostamento ultimo dei pilastri (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la terza *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC3: \delta_{LS} \leq \delta^{***} \quad (4.22)$$

Nel paragrafo 7.6 del capitolo 7 di questa tesi, è stato dimostrato che lo spostamento ultimo δ_u di un pilastro in c.a. caratterizzato dalla stessa sezione del pilastro in esame (50×50), lavorante secondo una direzione principale e nello schema statico a portale incastrato alla base e trave deformabile (40×60), vale $7,84 \text{ cm}$. Si ha allora che la *Numerical Displacement State Condition* risulta:

$$NDSC3: \delta_{LS} \leq \delta^{***} = 7,84 \text{ cm} \quad (4.23)$$

Definiamo ora la quarta *Displacement State Conditions*:

DSC4: La struttura deve presentare spostamenti limitati per evitare che si verifichi la crisi dei controventamenti.

Indicando con δ_{LS} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Terremoto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni), e con δ^{****} è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare, ed è tale da evitare che vadano in crisi gli elementi di controventamento (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la quarta *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC4: \delta_{LS} \leq \delta^{****} \quad (4.24)$$

Per quanto riguarda l’edificio in esame non si utilizzano elementi di controventamento poiché, nel caso specifico, il sistema resistente alle azioni

orizzontali sarà costituito dai soli pilastri in c.a. La relativa *Numerical Displacement State Condition* non risulta quindi essere presa in considerazione.

A partire dalla descrizione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, si sono individuate tutte le possibili *Displacement State Conditions (DSC)* relative agli spostamenti della struttura. Finora tali condizioni sono state analizzate nel dettaglio.

Ora che sono note tutte le possibili *Displacement State Conditions*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, è possibile scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, o, in alternativa, il valore da utilizzare nella fase successiva potrebbe essere figlio di un preciso ragionamento, a seconda che si ritenga più importante la necessità di non danneggiare i pilastri o la necessità di non danneggiare i controventamenti (in questo caso specifico comunque non presenti).

Ritenendo le quattro *Displacement State Conditions*, considerate per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” della medesima importanza, si valuta la capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$ attraverso la seguente relazione:

$$\bar{\delta} = \min\{\delta^*; \delta^{**}; \delta^{***}; \delta^{****}\} = 7,84 \text{ cm} \quad (4.25)$$

In questo caso, non è stata presa in considerazione la capacità di spostamento δ^* , in quanto tale valore risulta essere l’unico per il quale non sia stata fornita una ragionevole dimostrazione.

E, dovrà essere dunque che:

$$\delta_{LS} \leq \bar{\delta} = 7,84 \text{ cm} \quad (4.26)$$

Quest'ultima condizione, esprime, essenzialmente, la necessità che la domanda di spostamento richiesta dal “Terremoto Raro” δ_{LS} sia minore, o al più, uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$.

Si ricordi, inoltre, che lo spostamento di primo snervamento della struttura δ'_y vale 2 cm.

Occorre fissare, di volta in volta, un valore della domanda di spostamento, variabile tra la domanda di spostamento δ_o corrispondente al “livello prestazionale” di “*Operational*” e la capacità di spostamento del sistema di progetto $\bar{\delta}$ prevista per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, come espresso dalla relazione seguente:

$$\delta_o = 3,5 \text{ cm} \leq \delta_{LS} \leq \bar{\delta} = 7,84 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Risulta così possibile, di volta in volta, calcolare la duttilità del sistema resistente alle azioni orizzontali una volta raggiunto il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, attraverso la formula seguente:

$$\mu_{LS} = \frac{\delta_{LS}}{\delta'_y} \quad (4.28)$$

Risulta inoltre evidente, che considerando differenti valori di domanda di spostamento al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, si avranno anche differenti valori di domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

In particolare, indicando con μ_0 la domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Operational*”, con μ_{LS} la domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” e con $\bar{\mu}$ la capacità di duttilità del sistema di progetto prevista per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, possiamo scrivere:

$$\mu_0 \leq \mu_{LS} \leq \bar{\mu} \quad (4.29)$$

In particolare, considerando che lo spostamento di primo snervamento δ'_y della struttura vale 2 cm, e ricordando la relazione che consente di calcolare la domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, è possibile valutare immediatamente i valori limite tra cui far variare tale duttilità; infatti la domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Operational*”, vale:

$$\mu_0 = \frac{\delta_o}{\delta'_y} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \quad (4.30)$$

Invece, la capacità di duttilità del sistema di progetto prevista per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, vale:

$$\bar{\mu} = \frac{\bar{\delta}}{\delta'_y} = \frac{7,84}{2} = 3,92 \quad (4.31)$$

Di conseguenza, si ha che la domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, risulta variabile tra i seguenti valori limite:

$$\mu_0 = 1,75 \leq \mu_{LS} \leq \bar{\mu} = 3,92 \quad (4.32)$$

Considerando la formula fornita da Priestley, Calvi e Kowalsky nel libro^[8] intitolato “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, è possibile calcolare lo smorzamento viscoso equivalente attraverso la formula seguente, valida per le strutture intelaiate in c.a.:

$$\xi = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu_{LS} - 1}{\mu_{LS} \cdot \pi} \right) \quad (4.33)$$

Considerando, però, quanto affermato in precedenza, e cioè che si considerano differenti valori di domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, risulta evidente, che si avranno anche differenti valori di smorzamento viscoso equivalente, ciascuno corrispondente ad un preciso valore di domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

In particolare, indicando con ξ_0 lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Operational*”, con ξ_{LS} lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” e con $\bar{\xi}$ lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla capacità di spostamento del sistema di progetto prevista per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, si avrà:

$$\xi_0 \leq \xi_{LS} \leq \bar{\xi} \quad (4.34)$$

Considerando che la domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, risulta variabile tra i valori limite 1,75 e 3,92, si ha che lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Operational*”, vale:

$$\xi_0 = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu_0 - 1}{\mu_0 \cdot \pi} \right) = 0,05 + 0,565 \left(\frac{1,75 - 1}{1,75 \cdot \pi} \right) = 0,127 \quad (4.35)$$

Invece, lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla capacità di spostamento del sistema di progetto prevista per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, vale:

$$\bar{\xi} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\bar{\mu} - 1}{\bar{\mu} \cdot \pi} \right) = 0,05 + 0,565 \left(\frac{3,92 - 1}{3,92 \cdot \pi} \right) = 0,187 \quad (4.36)$$

Di conseguenza, si ha che lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, risulta variabile tra i seguenti valori limite:

$$\xi_o = 12,7 \% \leq \xi_{LS} \leq \bar{\xi} = 18,7 \% \quad (4.37)$$

Se, dunque, si realizza una routine che sia in grado di valutare volta per volta lo spettro di risposta elastico agli spostamenti corrispondente a quei differenti valori di smorzamento viscoso equivalente, è possibile, entrare con un certo valore di domanda di spostamento al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” (valore compreso tra 3,5 cm e 7,84 cm, cfr l’equazione (4.27)) nello spettro caratterizzato dallo smorzamento corrispondente a quel preciso valore di spostamento, e leggerne il corrispondente valore di periodo. Ovviamente tale procedimento, è frutto di una serie di iterazioni, ciascuna di queste iterazioni porterà all’individuazione di un preciso valore di periodo. Risulta, evidente, che anche il periodo sarà variabile tra un valore massimo (ottenuto considerando lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla capacità di spostamento del sistema di progetto prevista per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, $\bar{\xi} = 18,87$ %) e un valore minimo (ottenuto considerando lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente alla domanda di duttilità al “livello prestazionale” di “*Operational*”, $\xi_o = 12,7$ %).

I valori di periodo variano tra il seguente valore minimo e massimo di seguito riportati:

$$T_{LS, \min} = 0,48 \text{ s} \leq T_{LS} \leq T_{LS, \max} = 1,135 \text{ s} \quad (4.38)$$

In particolare, si avrà anche un intervallo di valori nelle rigidezze corrispondenti al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”. Infatti, ricordando che la relazione che, in generale, lega periodo e rigidezza risulta:

$$T = \frac{2 \pi}{\omega} = \frac{2 \pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (4.39)$$

È immediato constatare che la rigidezza minima corrispondente al periodo $T_{LS, \max}$ precedentemente ricavato (ricordando che la massa totale dell’edificio m risulta pari a 1755 t), vale:

$$K_{LS, \min} = \frac{4 \pi^2 m}{T_{LS, \max}^2} = 5378,30 \text{ t/m} \quad (4.40)$$

Inoltre, la rigidezza massima corrispondente al periodo $T_{LS, \min}$ precedentemente ricavato, vale:

$$K_{LS, \max} = \frac{4 \pi^2 m}{T_{LS, \min}^2} = 30071,45 \text{ t/m} \quad (4.41)$$

La domanda di rigidezza al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, varia dunque tra i seguenti valori:

$$K_{LS,\min} = 5378,30 \text{ t/m} \leq K_{LS} \leq K_{LS,\max} = 30071,45 \text{ t/m} \quad (4.42)$$

Questi valori di rigidezza, se tracciati sul diagramma Forze–Spostamenti della struttura (o in modo analogo sul diagramma Accelerazioni–Spostamenti della struttura, ottenuto dal precedente dividendo le ordinate per la massa della struttura), danno luogo a una serie di punti che rappresentano i possibili *target point* corrispondenti all’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Life–Safe*” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

4.3.2 *Imposizione delle Mechanical State Conditions*

La descrizione del “livello prestazionale” di “*Life–Safe*” riportata ne paragrafo 4.3, può essere tradotta nella seguente *Mechanical State Conditions* (*MSC*).

Tale *Mechanical State Conditions* (*MSC*), sarà di seguito declinata, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Mechanical State Conditions* (*MMSC*), ed infine in numeri tramite le *Numerical Mechanical State Conditions* (*NMSC*).

Definiamo la prima *Mechanical State Conditions*:

MSC1: La struttura, una volta plasticizzata avrà una rigidezza certamente inferiore rispetto alla sua rigidezza iniziale.

Indicando con K_{LS} la domanda di rigidezza richiesta dal sisma cosiddetto “Terremoto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni, e con $K_{FO,\min}$ la rigidezza iniziale della struttura, la prima *Mechanical State Condition* (*MSC*), può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MMSC1: K_{LS} \leq K_{FO,\min} \quad (4.43)$$

Ricordando che la rigidezza iniziale della struttura vale $21324,91 \text{ t/m}$, si ha che la *Numerical Mechanical State Condition* risulta:

$$NMSC1: K_{LS} \leq K_{FO,\min} = 21324,91 \text{ t/m} \quad (4.44)$$

Definiamo ora la seconda *Mechanical State Conditions*:

MSC2: La struttura avrà, al più, un comportamento elastico perfettamente plastico.

Indicando con F_{LS} la forza che il sistema può raggiungere in corrispondenza del “livello prestazionale” di “*Life-Safe* (è quindi la domanda di resistenza richiesta da un sisma cosiddetto “Terremoto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni), e con F_y la forza di primo snervamento della struttura, la seconda *Mechanical State Condition (MSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MMSC2: F_{LS} \geq F_y \quad (4.45)$$

Per strutture particolari, indicando con a_{LS} l’accelerazione che il sistema può raggiungere in corrispondenza del “livello prestazionale” di “*Life-Safe* (è quindi la domanda di accelerazione richiesta da un sisma cosiddetto “Terremoto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni), e con a_{\max} l’accelerazione massima che il sistema può raggiungere qualora all’interno di

questo ultimo siano contenuti macchinari particolari (è quindi la capacità di accelerazione della struttura), la seconda *Mechanical State Condition (MSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Mechanical State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MMSC2: a_o \leq a_{\max} \quad (4.46)$$

Il valore di a_{\max} deve essere valutato caso per caso, in funzione della sensibilità del progettista e del problema specifico. Come ordine di grandezza si può assumere per a_{\max} il valore compreso tra 0.3 e 0.4 g.

Ricordando che la rigidità iniziale della struttura vale 21324,91 t/m, e che lo spostamento di primo snervamento δ'_y della struttura vale 2 cm, si ha che la *Numerical Mechanical State Condition* risulta:

$$NMSC2: F_{LS} \geq F_y = K_{FO,\min} \cdot \delta'_y = 427 \text{ t} \quad (4.47)$$

Sono dunque stati individuati dei limiti per quanto riguarda il valore della rigidità della struttura al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, e per quanto riguarda il valore di forza (o di accelerazione) della struttura al “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”. Tali limiti incidono sulle proprietà meccaniche del sistema, e consentono di individuare tra i vari punti che rappresentano i possibili *target point* corrispondenti all’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”, riportati nella figura 4.3, solo alcuni, che sono effettivamente ammissibili per la struttura in esame.

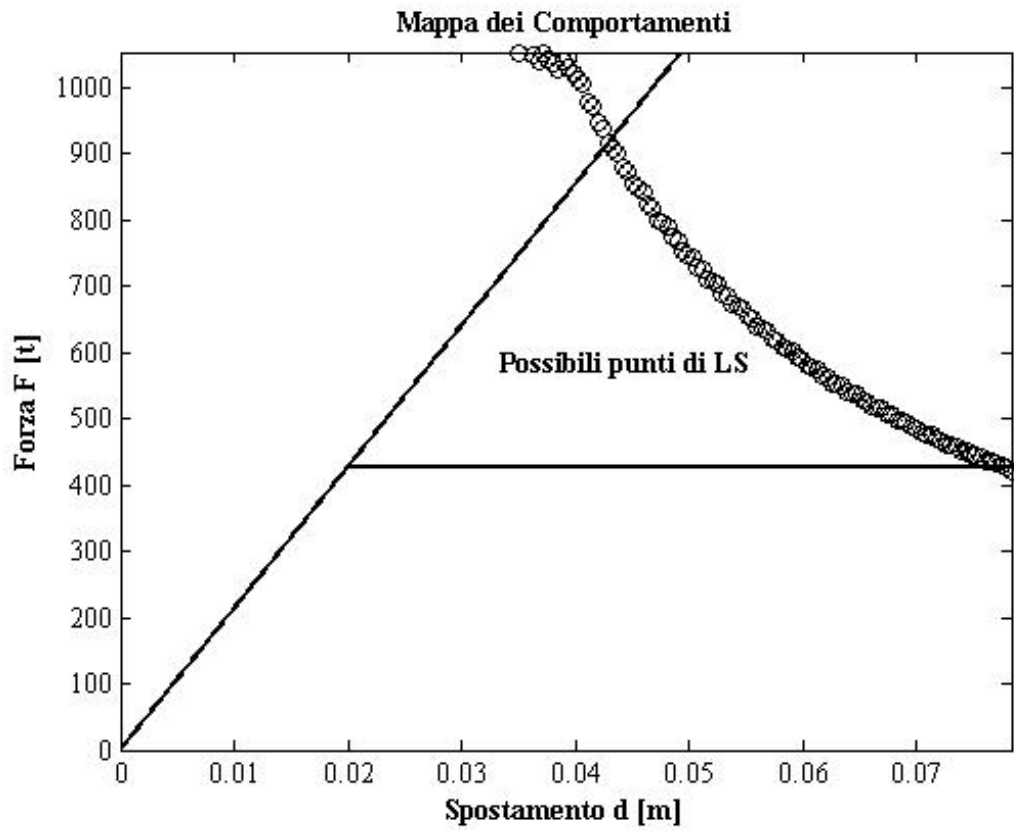


Figura 4.3 – *Target point* ammissibili all’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro” nel diagramma Forze-Spostamenti.

4.4 “Livello Prestazionale” di “Near-Collapse”

Si riporta di seguito la descrizione del “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*”.

Il “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*” richiede che, dopo il terremoto, la struttura non debba collassare. Ciò significa che la duttilità di spostamento o la domanda di spostamento richiesta dal sisma alla struttura deve essere, al più, superiore rispetto alla capacità di duttilità o alla capacità di spostamento della struttura.

Tale definizione può essere tradotta nella seguente *State Conditions (SC)*:

SC1: La domanda di duttilità richiesta dal sisma deve essere al più uguale alla capacità di duttilità della struttura.

A partire da tale descrizione del “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*”, si possono, in un primo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Displacement State Conditions (DSC)* che riguardano gli spostamenti della struttura, dopodichè, una volta note tutte le possibili *DSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che costituisce la capacità di spostamento di progetto per il “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*”.

Sempre a partire dalla descrizione del “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*”, si possono, in un secondo momento, andare ad individuare tutte le possibili *Mechanical State Conditions (MSC)* che riguardano il comportamento della struttura, dopodichè, una volta note tutte le possibili *MSC*, è possibile confrontarle e, qualora siano tutte della medesima importanza, è possibile scegliere tra i diversi valori limite il più piccolo, che rappresenta la capacità di spostamento del sistema per il “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*”.

4.4.1 Imposizione delle *Displacement State Conditions*

La descrizione del “livello prestazionale” di “*Near-Collapse*” sopra riportata, può essere tradotta nelle seguenti *Displacement State Conditions (DSC)*.

Tali *Displacement State Conditions (DSC)*, saranno di seguito declinate, in un primo momento a parole, successivamente in formule, mediante le *Mathematical Displacement State Conditions (MDSC)*, ed infine in numeri tramite le *Numerical Displacement State Conditions (NDSC)*.

Definiamo la prima *Displacement State Conditions*:

DSC1: La domanda di duttilità richiesta dal sisma deve essere al più uguale alla capacità di duttilità della struttura.

Indicando con δ_{NC} lo spostamento di interpiano che si verifica sotto una certa azione sismica (è quindi la domanda di spostamento richiesta dal sisma, cosiddetto “Molto Raro”, caratterizzato da un periodo di ritorno di 975 anni), e con δ^* è lo spostamento di target, cioè di obiettivo che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere ma non superare (è dunque la capacità di spostamento della struttura), la prima *Displacement State Condition (DSC)*, può, ora, essere tradotta in una *Mathematical Displacement State Condition*, cioè può essere tradotta in formula come segue:

$$MDSC1: \delta_{NC} \leq \delta^* \quad (4.48)$$

4.5 Mappa dei Comportamenti della struttura

Imponendo su tale struttura due “obiettivi prestazionali”, (l’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” con il “livello di intensità sismica”, corrispondente a un “Terremoto Frequente” e l’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” con il “livello di intensità sismica”, corrispondente a un “Terremoto Raro”), si è ottenuta la “Mappa dei Comportamenti” per uno specifico sito.

La “Mappa dei Comportamenti” non è altro che l’individuazione sul diagramma forze–spostamenti della struttura di una serie di punti obiettivo per la struttura stessa. Se l’effettivo diagramma forze-spostamenti della struttura in esame, intercetta i punti target individuati sulla “Mappa dei Comportamenti”, allora la struttura stessa sarà in grado di soddisfare gli “obiettivi prestazionali” che sono stati imposti in partenza. Risulta evidente che la “Mappa dei Comportamenti” è uno strumento progettuale di notevole importanza, in quanto sulla base di quest’ultima è possibile andare a tarare il sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi tra piano terra e piano primo.

Nel paragrafo 7.8 verrà dimostrato che il soddisfacimento degli “obiettivi prestazionali” sarà garantito dal solo contributo dei pilastri in c.a. compresi tra piano terra e piano primo.

La “Mappa dei Comportamenti” della struttura in esame è riportata in figura 4.4:

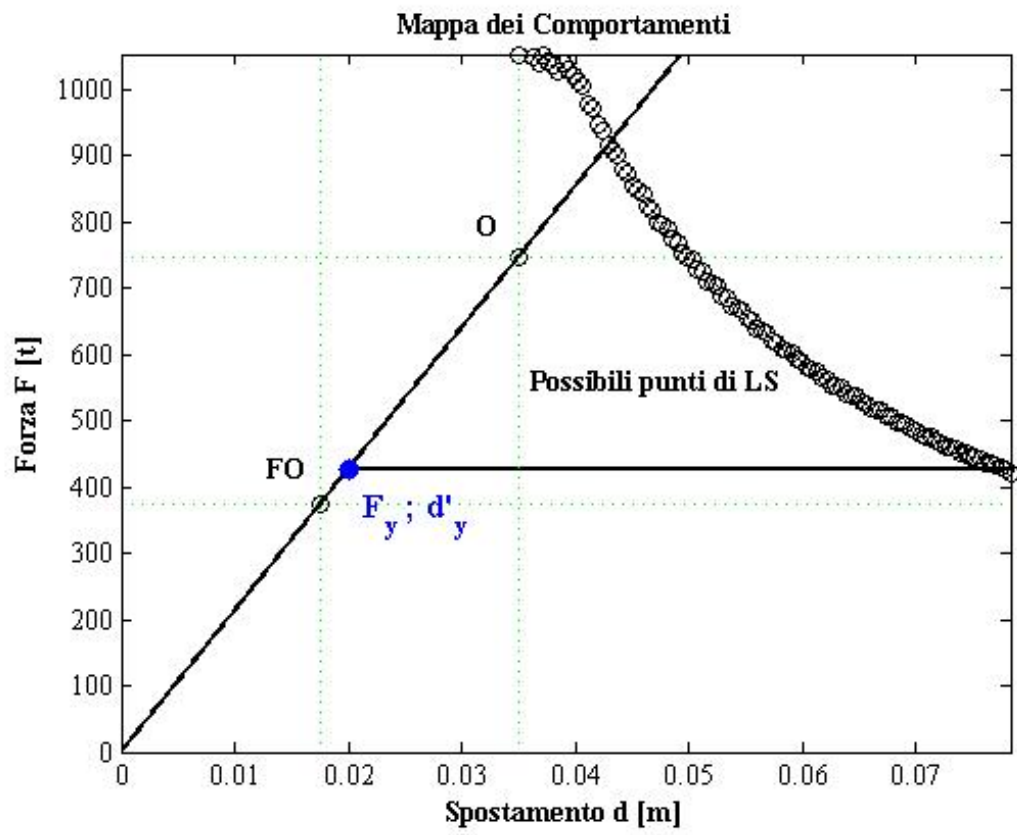


Figura 4.4 – “Mappa dei Comportamenti” della struttura.

Capitolo 5

PROGETTO SIMULATO DELL'EDIFICIO DE L'AQUILA

5.0 Introduzione

Nei paragrafi seguenti, verrà riportato brevemente il percorso relativo alla progettazione simulata dell' edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, già introdotto nel capitolo 3.

In particolare verrà eseguita la progettazione degli elementi tipo travi e pilastri in c.a. in relazione alle seguenti condizioni di carico:

- Combinazione statica delle azioni allo SLE;
- Combinazione statica delle azioni allo SLU;
- Combinazione sismica delle azioni allo SLU.

La normativa di riferimento per la progettazione simulata è il D.M.^[5] del 16 gennaio 1996, dal momento che si tratta di un edificio risalente agli anni novanta. Le azioni di riferimento, sia quelle statiche che quelle sismiche, utilizzate per il dimensionamento della struttura (in particolare delle armature poiché le sezioni in c.a. sono state rilevate a seguito di un sopralluogo) sono state individuate in modo conforme a tale normativa.

5.1 Concezione strutturale dell'edificio

La concezione della struttura in esame si basa fundamentalmente sui seguenti concetti:

- Il sistema resistente alle azioni verticali è costituito dall'insieme di travi e pilastri in c.a. dove le sezioni vengono sostanzialmente dimensionate per prendere le azioni verticali;
- Le azioni orizzontali vengono affidate esclusivamente all'insieme dei pilastri in c.a. alla base, opportunamente armati. Non si realizza, dunque, separazione fra il sistema resistente alle azioni orizzontali e sistema resistente alle azioni verticali, che risultano perciò coincidere.

Nei paragrafi seguenti verrà presa in considerazione la progettazione simulata della struttura seguendo la sequenza logica di seguito riportata:

- Progettazione del sistema resistente alle azioni verticali;
- Progettazione del sistema resistente alle azioni orizzontali, che risulta, in questo caso, coincidere.

Si riporta, per maggiore chiarezza, in figura 5.1 la pianta dell'edificio, già visualizzata nel paragrafo 3.1.

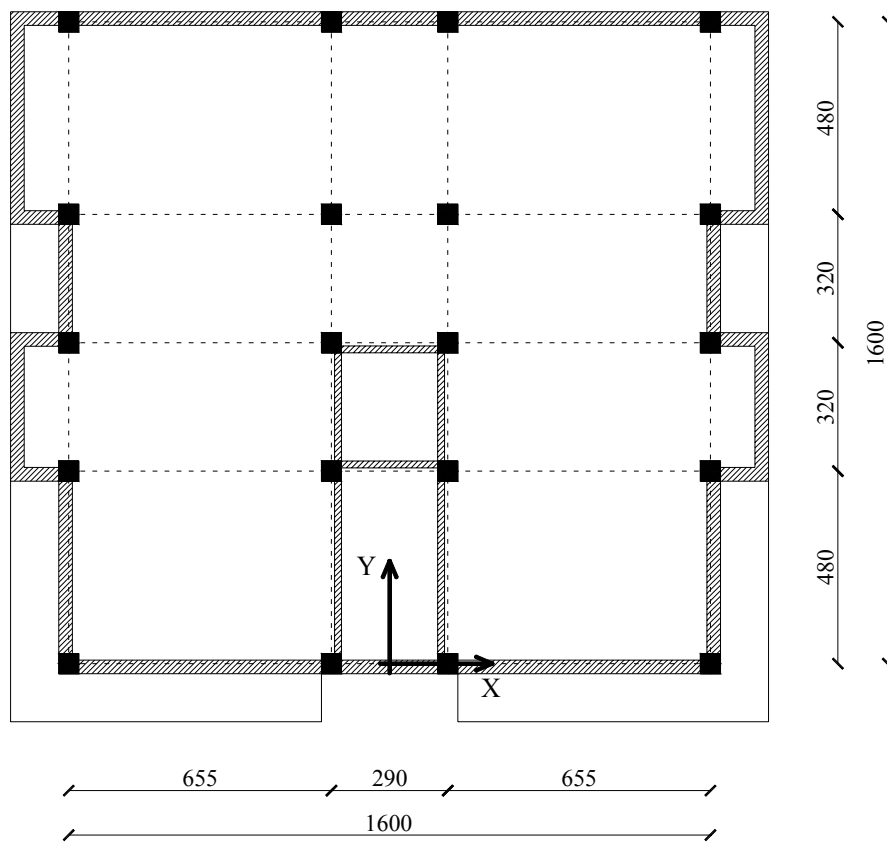


Figura 5.1 – Pianta dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

In figura 5.1 è evidenziata la posizione in pianta dei pilastri in c.a., il reticolo delle travi e la collocazione perimetrale dei tamponamenti, con i balconi in aggetto rispetto al perimetro del telaio.

5.2 Progettazione sistema resistente alle azioni verticali

Si riportano brevemente le caratteristiche dei materiali impiegati, già introdotte nel paragrafo 3.1.1.

Il calcestruzzo impiegato è del tipo R_{ck} 350, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche:

- Modulo di elasticità: $E_c = 20000 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico resistenza a compressione: $f'_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Valore di calcolo resistenza a compressione:

$$f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_{m,c}} = \frac{300}{1,6} = 187 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.1)$$

L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo $B450 \text{ C}$, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche:

- Modulo di elasticità: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico della tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Valore di calcolo della tensione di snervamento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{m,s}} = \frac{4500}{1,15} = 3910 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.2)$$

L'analisi dei carichi verrà fatta in modo distinto per il solaio del piano tipo (civile abitazione) e per il solaio di copertura, considerando prima i carichi permanenti poi quelli variabili.

Riportando il risultato ottenuto nel paragrafo 3.2, possiamo attribuire a ciascun piano:

TOTALE CARICHI PERMANENTI **700 Kg/m²**

Per quanto riguarda invece i carichi variabili per civile abitazione risulta, per il piano tipo:

TOTALE CARICHI VARIABILI **200 Kg/m²**

Per il solaio di copertura:

TOTALE CARICHI VARIABILI **150 Kg/m²**

5.2.1 Verifica della sezione dei pilastri alla base

L'area di influenza del pilastro più sollecitato (ad eccezione dei pilastri di bordo) vale:

$$A_{\text{inf}} = 4,725 \times 4 = 18,9 \text{ m}^2 \quad (5.3)$$

Si valuta ora l'incidenza dei carichi, in Combinazione Rara (cfr. paragrafo 3.2.1), sullo sforzo assiale sul pilastro di base:

$$W_{\text{piano tipo}} = 900 \times 18,9 = 17 \text{ t} \quad (5.4)$$

$$W_{copertura} = 850 \times 18,9 = 16 \text{ t} \quad (5.5)$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base, in combinazione statica delle azioni allo Stato Limite di Esercizio, vale dunque:

$$N_{pilastro} = 17 \cdot 4 + 16 = 84 \text{ t} \quad (5.6)$$

Dal rilievo delle sezioni dei pilastri al piano terra dell'edificio in questione risultano dimensioni pari a $50 \times 50 \text{ cm}$. Se si assume che ogni piano sia caratterizzato da un peso per unità di superficie pari a 1 t/m^2 , il valore della tensione di compressione sul pilastro vale dunque:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} = \frac{94500}{2500} = 38 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.7)$$

La sezione dei pilastri alla base risulta essere verificata poiché il valore della tensione di compressione è inferiore al limite espresso dalla relazione seguente, relativa a sezioni interamente compresse (senza più risorse per la sezione):

$$\sigma_c \leq 0,7 \overline{\sigma_c} = 0,7 \times \frac{350}{3,2} = 0,7 \times 109 = 76 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.8)$$

Si evidenziano inoltre, ai piani superiori, rastremazioni delle sezioni dei pilastri pari a 5 cm per piano.

5.2.2 Dimensionamento della sezione delle travi

Si valuta ora il carico uniformemente distribuito, in Combinazione Rara (cfr. paragrafo 3.2.1), sulla trave del piano tipo di maggiore luce:

$$q_{trave} = 900 \times 4 = 3600 \text{ Kg/m} \quad (5.9)$$

Assumendo che ogni piano sia caratterizzato da un peso per unità di superficie pari a 1 t/m^2 , le dimensioni delle sezioni delle travi sono state determinate considerando una sollecitazione flessionale pari a:

$$M_{trave} \cong \frac{ql^2}{14} = \frac{40 \cdot 655^2}{14} = 1226000 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad (5.10)$$

Inserendo tale sollecitazione nella relazione approssimata:

$$\frac{9M}{Bd^2} = \overline{\sigma}_c \quad (5.11)$$

Si ricava l'altezza utile d per la trave in altezza del piano tipo (dal rilievo della porzione ribassata delle travi rispetto al solaio risultano al piano terra larghezze B delle travi in c.a. in altezza pari a 40 cm):

$$d = \sqrt{\frac{9M}{B \overline{\sigma}_c}} = \sqrt{\frac{9 \cdot 1226000}{40 \cdot 109}} = 54 \text{ cm} \Rightarrow H = 60 \text{ cm} \quad (5.12)$$

5.2.3 Dimensionamento delle armature longitudinali delle travi

Definita la sezione delle travi in altezza (confermata dalle sezioni rilevate), andiamo ora a individuarne l'armatura presunta, tramite il metodo tabellare. In particolare, definiamo:

$$\alpha = d \sqrt{\frac{b}{M}} = 57 \sqrt{\frac{40}{1226000}} = 0,324 \quad (5.13)$$

Da tale parametro tabellato, si ricavano rispettivamente i valori di β , k , γ e σ_c , da considerare nelle seguenti relazioni:

$$A_s = \beta \sqrt{M b} = \gamma b d = 9,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2 \quad (5.14)$$

$$x = k d = 16,70 \text{ cm} \quad (5.15)$$

$$\sigma_c = 72 \text{ Kg/cm}^2 \leq \overline{\sigma_c} = 109 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.16)$$

5.3 Progettazione sistema resistente alle azioni orizzontali

Le azioni orizzontali vengono affidate esclusivamente all'insieme dei pilastri in c.a. alla base, opportunamente armati. Non si realizza, dunque, separazione fra il sistema resistente alle azioni orizzontali e sistema resistente alle azioni verticali, che risultano perciò coincidere.

Si ricorda che la normativa di riferimento per la progettazione simulata degli elementi resistenti alle azioni orizzontali è il D.M.^[5] del 16 gennaio 1996, dal momento che si tratta di un edificio risalente agli anni novanta. Le azioni di riferimento, e in particolare le forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, utilizzate per il dimensionamento delle armature dei pilastri in c.a., sono state individuate in modo conforme a tale normativa.

L'analisi statica degli effetti sismici può essere effettuata per costruzioni con struttura regolare e con elementi di luce corrente, come nel caso specifico.

Gli effetti sismici possono essere valutati convenzionalmente mediante analisi statica delle strutture soggette ad un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione ipotizzata per il sisma.

Indicando con S il grado di sismicità, R il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata, ε il coefficiente di fondazione, β il coefficiente di struttura, I il coefficiente di protezione sismica e W il peso complessivo delle masse, la risultante di tali forze, in relazione a strutture intelaiate, viene valutata con l'espressione:

$$F_h = \frac{S-2}{100} R \varepsilon \beta I W \quad (5.17)$$

La forza F_h deve considerarsi distribuita sia planimetricamente che altimetricamente in modo da simulare con buona approssimazione gli effetti dinamici del sisma.

Si assuma come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata. In particolare, per strutture intelaiate, indicando con H l'altezza complessiva dell'edificio e con B la dimensione complessiva nella direzione considerata, può essere impiegata la formula:

$$T_0 = 0,1 \frac{H}{\sqrt{B}} = 0,1 \frac{17,5}{\sqrt{16}} = 0,44 \text{ s} \leq 0,8 \text{ s} \Rightarrow R = 1 \quad (5.18)$$

Si assumono di regola il coefficiente di fondazione $\varepsilon = 1$ e il coefficiente di struttura $\beta = 1$.

Per strutture che non presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso e la cui resistenza al sisma non è di importanza primaria per le necessità della protezione civile, si assume il coefficiente di protezione sismica $I=1$.

Se si considera che ogni piano sia caratterizzato da un peso per unità di superficie pari a 1 t/m^2 , il peso sismico totale dell'edificio risulta pari a:

$$W_{edificio} = 1 \times 16 \times 16 \times 5 = 1280 \text{ t} \quad (5.19)$$

Assumendo il grado di sismicità S pari al valore massimo, in particolare 12, si ottiene che la risultante alla base di un sistema di forze orizzontali applicate a ciascun piano, risulta:

$$F_h = \frac{12-2}{100} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1280 = 128 \text{ t} \quad (5.20)$$

5.3.1 Dimensionamento delle armature longitudinali dei pilastri

Il momento complessivo nei pilastri alla base M_h , dato il taglio totale alla base F_h e ipotizzando, come prima approssimazione, uno schema statico dei pilastri alla base del tipo Shear-type (altezza di interpiano $h = 3,5 m$), risulta:

$$M_h = F_h \frac{h}{2} = 128 \times \frac{3,5}{2} = 224 \text{ t} \cdot m \quad (5.21)$$

Il momento agente su ogni singolo pilastro alla base risulta quindi essere pari a quello complessivo diviso per il numero dei pilastri:

$$M_{pilastro} = \frac{M_h}{20} = \frac{224}{20} = 11,2 \text{ t} \cdot m \quad (5.22)$$

Definita la sezione del pilastro (cfr. paragrafo 5.2.1) andiamo ora a individuarne l'armatura presunta, tramite il metodo tabellare. In particolare:

$$\alpha = d \sqrt{\frac{b}{M}} = 46 \sqrt{\frac{50}{1120000}} = 0,307 \quad (5.23)$$

Da tale parametro tabellato, si ricavano rispettivamente i valori di β , k , γ e σ_c , da considerare nelle seguenti relazioni:

$$A_s = \beta \sqrt{M b} = \gamma b d = 10,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 20 = 12,56 \text{ cm}^2 \quad (5.24)$$

$$\sigma_c = 78 \text{ Kg/cm}^2 \leq \overline{\sigma}_c = 109 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5.25)$$

Capitolo 6

EDIFICIO DE L'AQUILA SENZA I TAMPONAMENTI

6.0 Introduzione

L'analisi dell' edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, verrà effettuata attraverso l'utilizzo del programma SAP2000, facendo riferimento a un modello tridimensionale dell'edificio.

In questa prima fase si omette completamente la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella sola struttura intelaiata in cemento armato senza i tamponamenti.

Il modello così realizzato verrà poi sollecitato con gli accelerogrammi effettivamente registrati a L'Aquila, opportunamente scalati in base alla distanza tra le stazioni di registrazione e l'effettiva posizione dell'edificio oggetto di riferimento.

Per semplicità e chiarezza dei risultati, si considera solo l'accelerogramma di intensità maggiore e applicato in un'unica direzione principale.

L'analisi condotta in questa prima fase, è del tipo Time-History lineare. Tale simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sugli elementi tipo travi e pilastri superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo successivo.

Il passo ulteriore sarà infatti quello di caratterizzare ciascun elemento tipo trave e pilastro con il suo comportamento effettivo e quindi tenendo in considerazione escursioni in campo plastico (cfr. cap. 8).

6.1 Simulazione del comportamento sismico dell'edificio

Si riporta, per maggiore chiarezza, in figura 6.1 la pianta dell'edificio, già introdotta nel paragrafo 3.1.

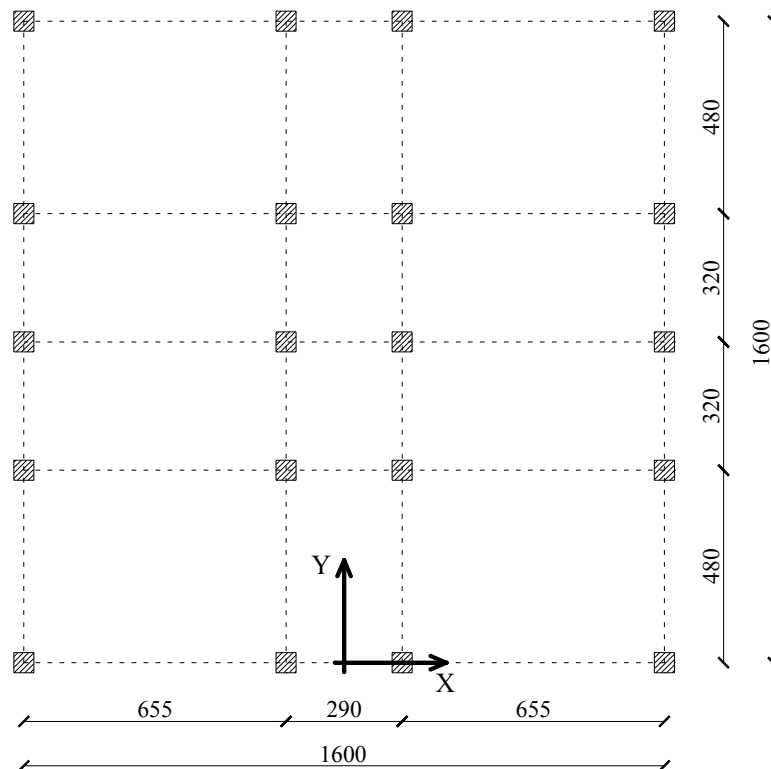


Figura 6.1 – Pianta dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

In figura 6.1 è evidenziata la posizione in pianta dei pilastri in c.a. e il reticolo delle travi. Si omette in questa fase la collocazione perimetrale dei tamponamenti.

Si riportano brevemente le caratteristiche del calcestruzzo impiegato, già introdotto nel paragrafo 3.1.1, evidenziandone in particolare i valori inseriti nel calcolatore.

Il calcestruzzo impiegato è del tipo R_{ck} 350, caratterizzato dai seguenti valori rappresentativi delle caratteristiche meccaniche e delle proprietà fisiche:

- Modulo di elasticità: $E_c = 20000 \text{ MPa}$
- Peso per unità di Volume: $\gamma_c = 2,5 \text{ t/m}^3$

Per quanto riguarda l'assegnazione dei carichi gravitazionali agli elementi bidimensionali di solaio, si fa riferimento all'analisi dei carichi stilata nel paragrafo 3.2, in particolare si attribuisce a ciascun piano:

TOTALE CARICHI PERMANENTI **700 Kg/m^2**

Per quanto riguarda invece i carichi variabili per civile abitazione risulta, per il piano tipo:

TOTALE CARICHI VARIABILI **200 Kg/m^2**

Per il solaio di copertura:

TOTALE CARICHI VARIABILI **150 Kg/m^2**

Viene inoltre attribuito a ciascuna trave perimetrale il carico uniformemente distribuito relativo ai tamponamenti (che forniscono in questa fase esclusivamente un contributo ai carichi), pari a:

$$q_{tamponamenti} = 1,8 \times 0,24 \times 3,5 \times 0,7 = 1000 \text{ Kg/m} \quad (6.1)$$

Dal dimensionamento dei pilastri (cfr. par. 5.2.1) risultano sezioni alla base di $50 \times 50 \text{ cm}$, armati longitudinalmente con $4 + 4 \phi 20$ per lato (cfr. par. 5.3.1).

Si riporta nella figura seguente l'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione dei pilastri.

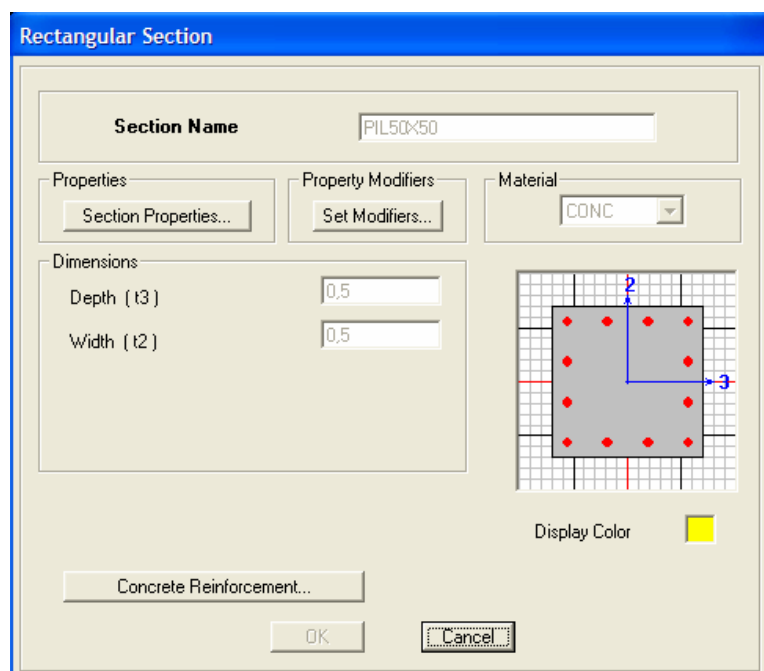


Figura 6.2 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione dei pilastri.

Si ricordano inoltre, ai piani superiori, rastremazioni delle sezioni dei pilastri pari a 5 cm per piano.

Dal dimensionamento delle travi (cfr. par. 5.2.2) risultano sezioni di 40×60 cm, armate longitudinalmente con $5 \phi 16$ (cfr. par. 5.2.3).

Si riporta nella figura seguente l'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione delle travi.

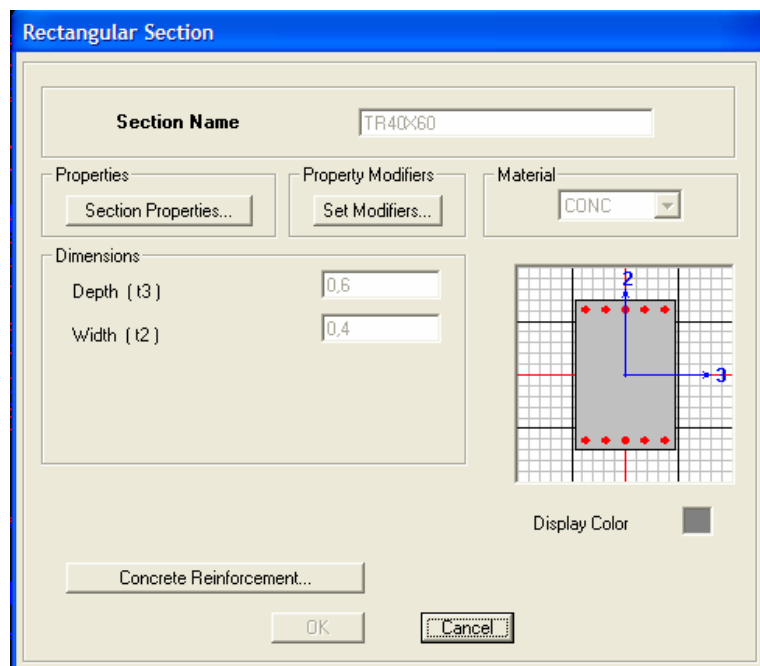


Figura 6.3 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione delle travi.

Il modello così realizzato verrà poi sollecitato con gli accelerogrammi effettivamente registrati a L'Aquila, riportati nel paragrafo successivo.

6.1.1 Accelerogrammi registrati a L'Aquila

Tra le registrazioni degli accelerogrammi effettuate entro un raggio di 10 Km dall'epicentro del terremoto del 6 aprile 2009 de L'Aquila, riportate nel sito web^[11] di *Reluis*, sono state considerate quelle effettuate nelle seguenti stazioni:

- FA030 – stazione AQG, situata sul Colle dei Grilli;
- GX066 – stazione AQV, situata nella vallata di Aterno;
- AM043 – stazione AQK, situata nel parcheggio de L'Aquila;
- CU104 – stazione AQA, situata sul fiume di Aterno.

Di seguito vengono riportate le forme dei quattro accelerogrammi, per ciascuna delle due direzioni principali, registrati nella quattro stazioni precedentemente indicate, caricati nel programma Straus7.

Di ciascun accelerogramma si evidenzia, in particolare, il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato.

Il primo accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.4, risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQG ed identificato con la sigla FA030x.

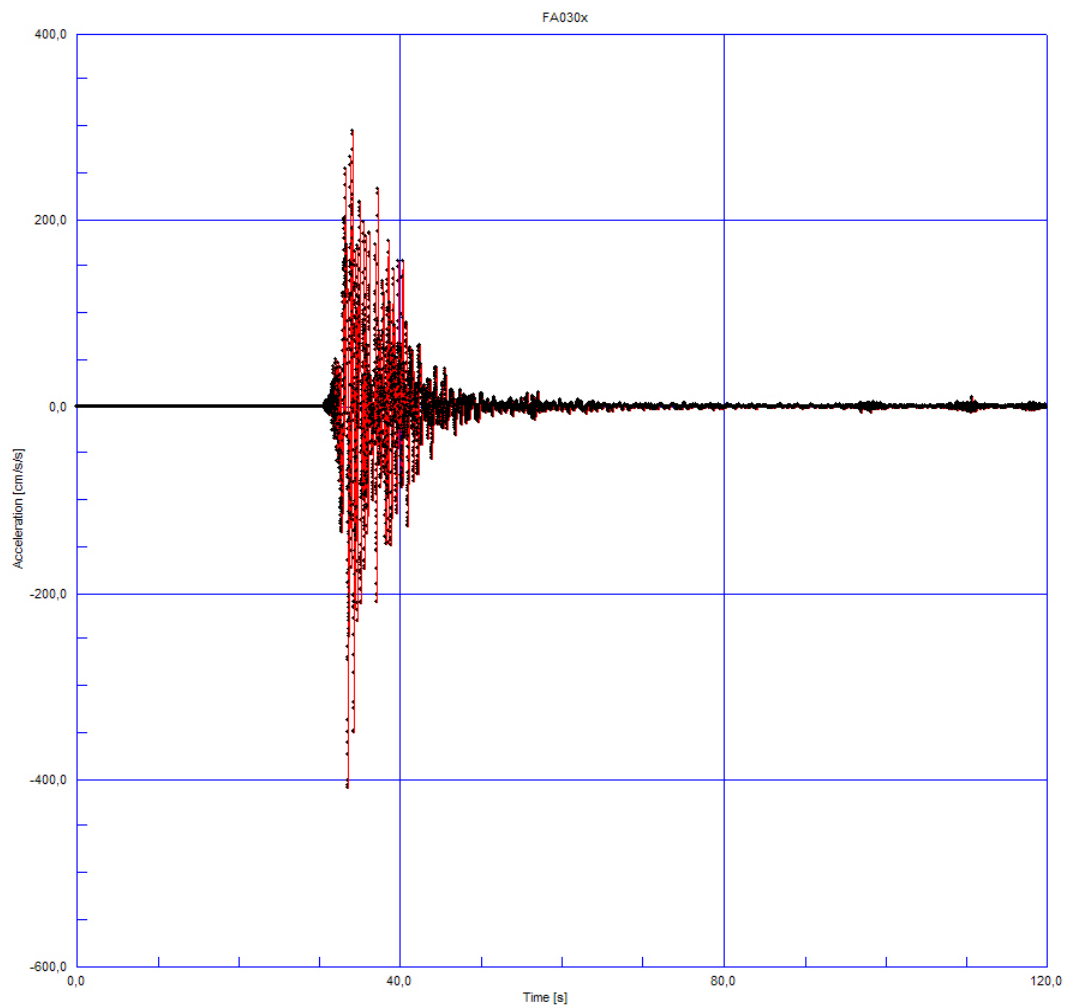


Figura 6.4 – Accelerogramma registrato in direzione x dalla stazione AQG, identificato con la sigla FA030x.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQG, in direzione x, risulta essere pari a $408,2 \text{ cm/s}^2$.

Il secondo accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.5, risulta essere quello registrato in direzione y dalla stazione AQG ed identificato con la sigla FA030y.

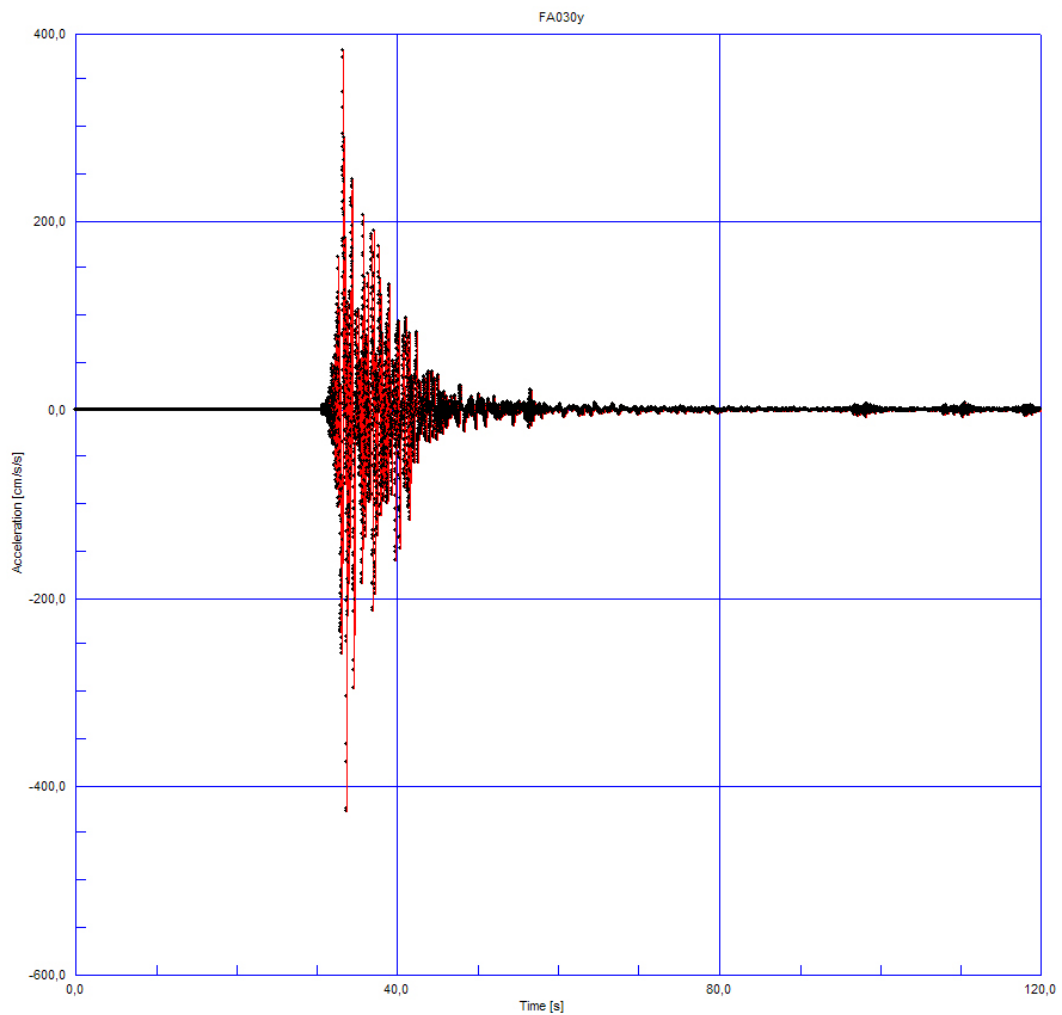


Figura 6.5 – Accelerogramma registrato in direzione y dalla stazione AQQ, identificato con la sigla FA030y.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQQ, in direzione y, risulta essere pari a $426,1 \text{ cm/s}^2$.

Il terzo accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.6, risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQQ ed identificato con la sigla GX066x.

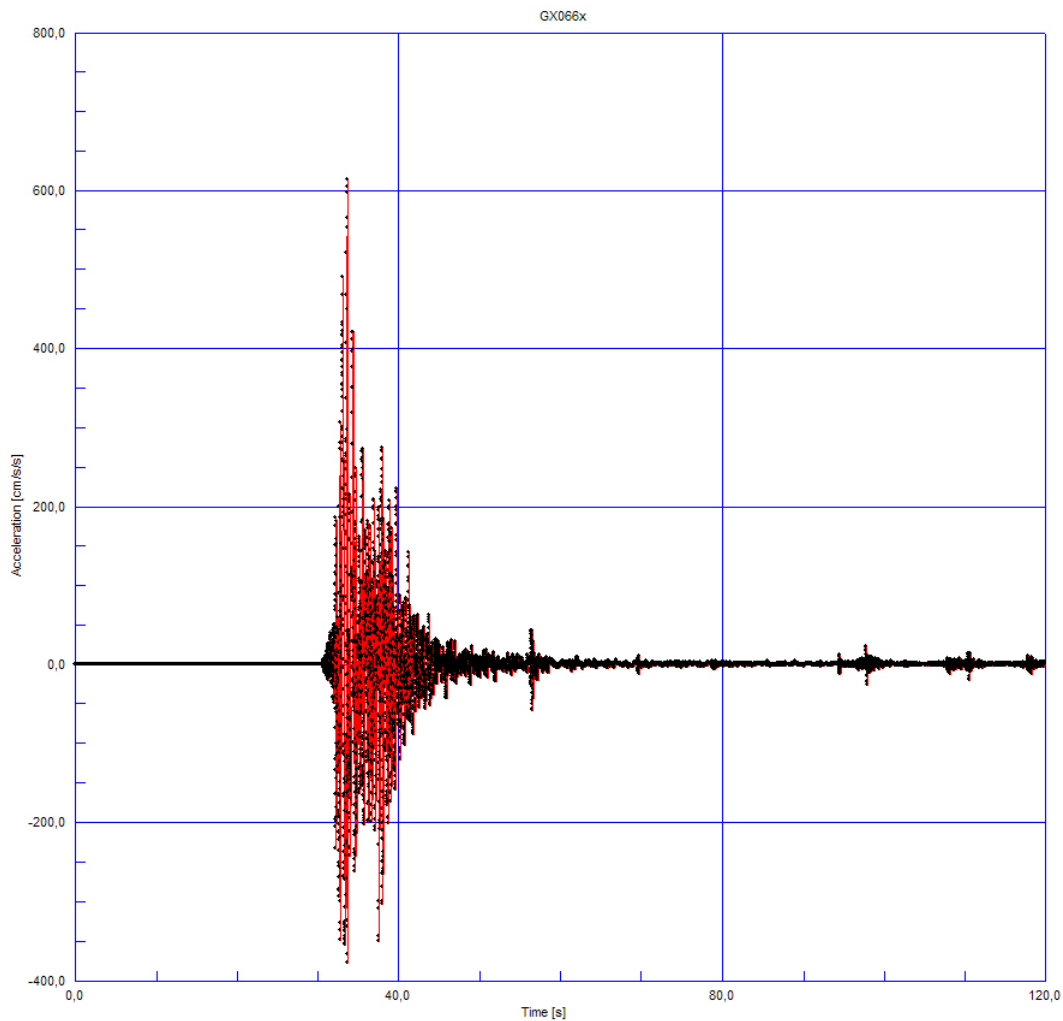


Figura 6.6 – Accelerogramma registrato in direzione x dalla stazione AQV, identificato con la sigla GX066x.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQV, in direzione x, risulta essere pari a $613,8 \text{ cm/s}^2$.

Il quarto accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.7, risulta essere quello registrato in direzione y dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066y.

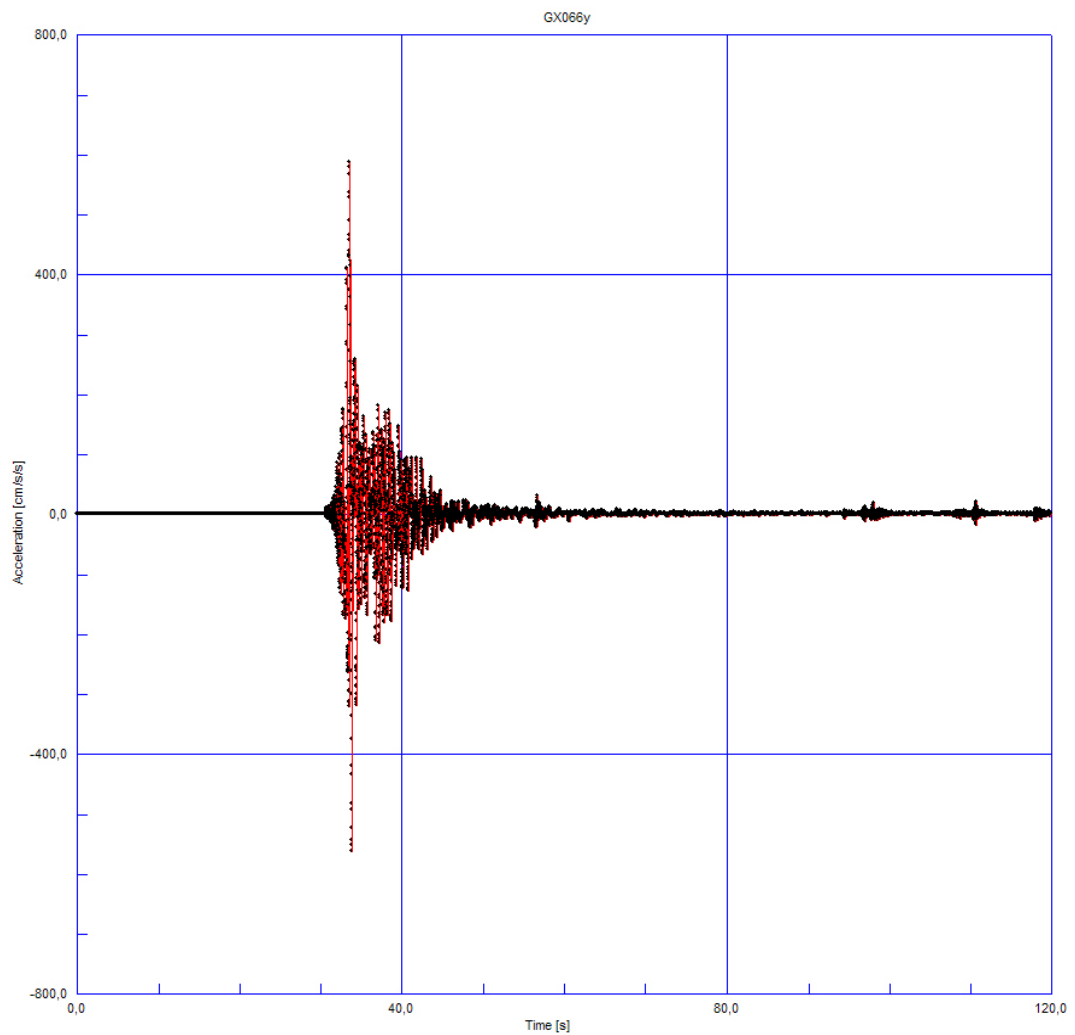


Figura 6.7 – Accelerogramma registrato in direzione y dalla stazione AQV, identificato con la sigla GX066y.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQV, in direzione y, risulta essere pari a $586,2 \text{ cm/s}^2$.

Il quinto accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.8, risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQK ed identificato con la sigla AM043x.

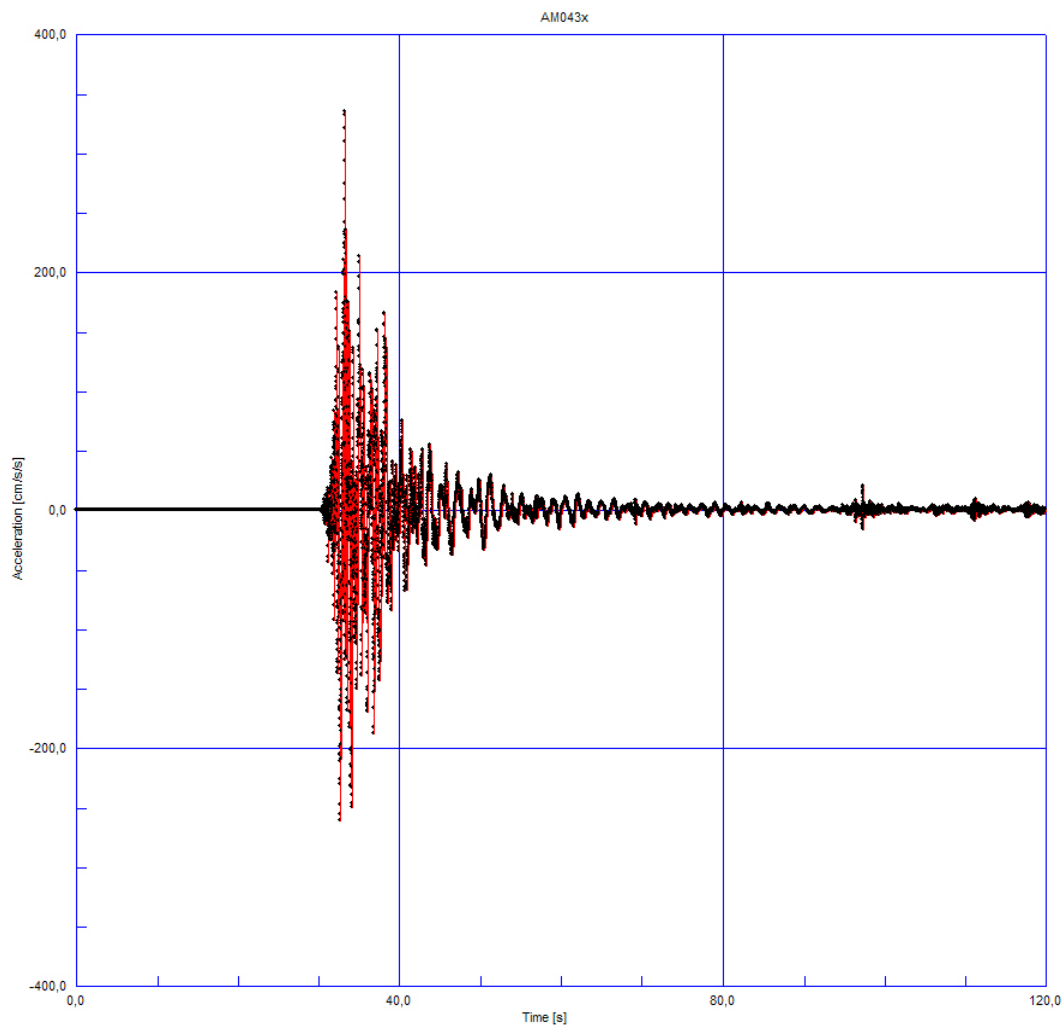


Figura 6.8– Accelerogramma registrato in direzione x dalla stazione AQK, identificato con la sigla AM043x.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQK, in direzione x, risulta essere pari a $335,5 \text{ cm/s}^2$.

Il sesto accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.9, risulta essere quello registrato in direzione y dalla stazione AQK ed identificato con la sigla AM043y.

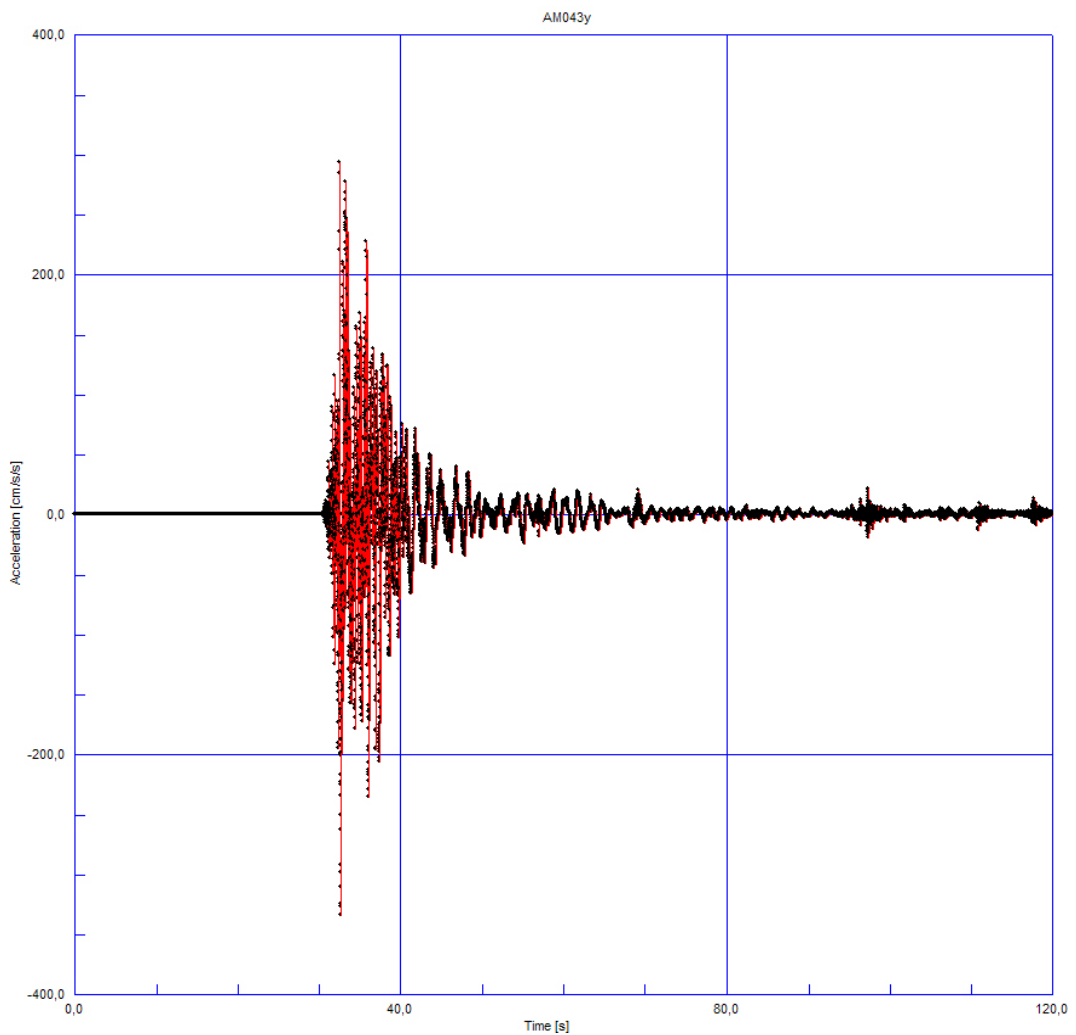


Figura 6.9– Accelerogramma registrato in direzione y dalla stazione AQK, identificato con la sigla AM043y.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQK, in direzione y, risulta essere pari a $333,6 \text{ cm/s}^2$.

Il settimo accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.10, risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQA ed identificato con la sigla CU104x.

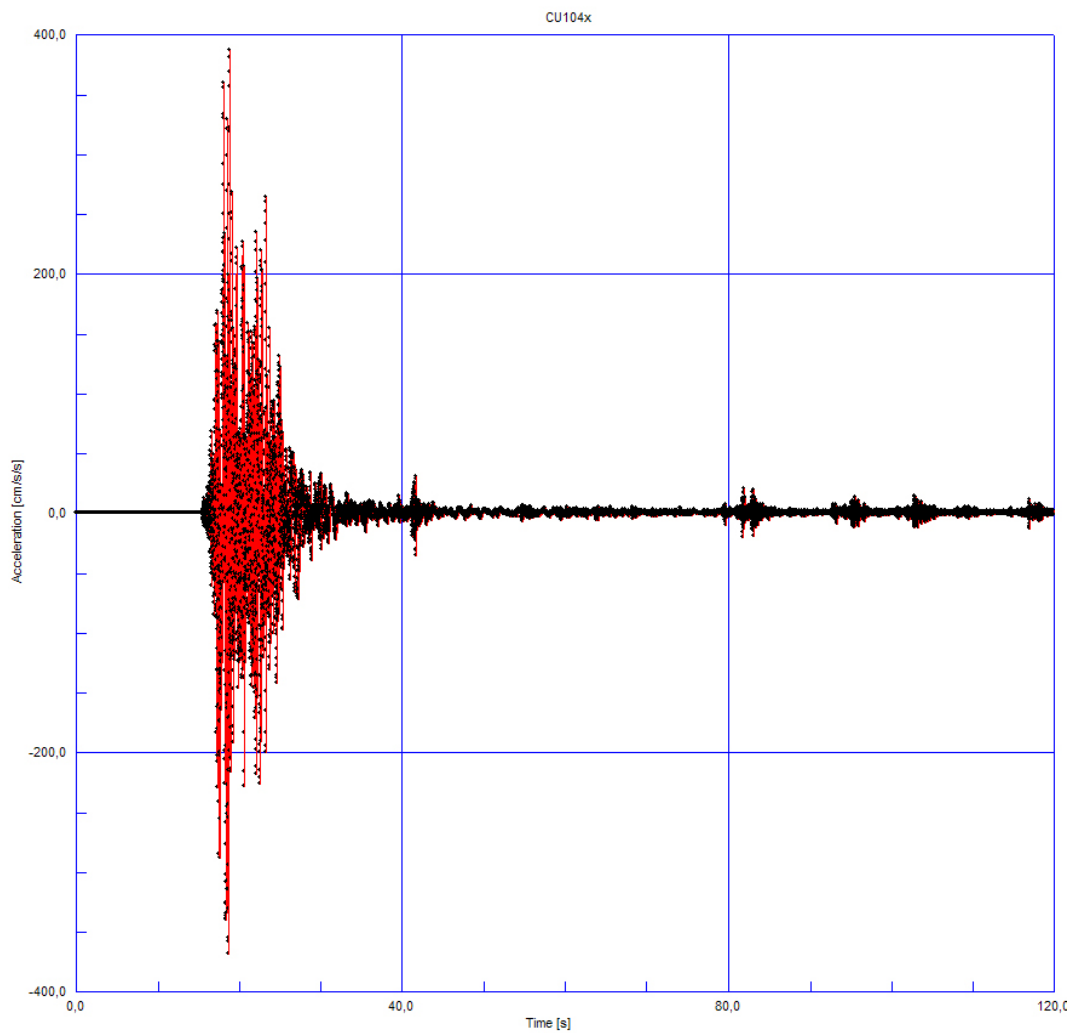


Figura 6.10– Accelerogramma registrato in direzione x dalla stazione AQA, identificato con la sigla CU104x.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQA, in direzione x, risulta essere pari a $386,8 \text{ cm/s}^2$.

L'ottavo accelerogramma, per ordine di presentazione, riportato in figura 6.11, risulta essere quello registrato in direzione y dalla stazione AQA ed identificato con la sigla CU104y.

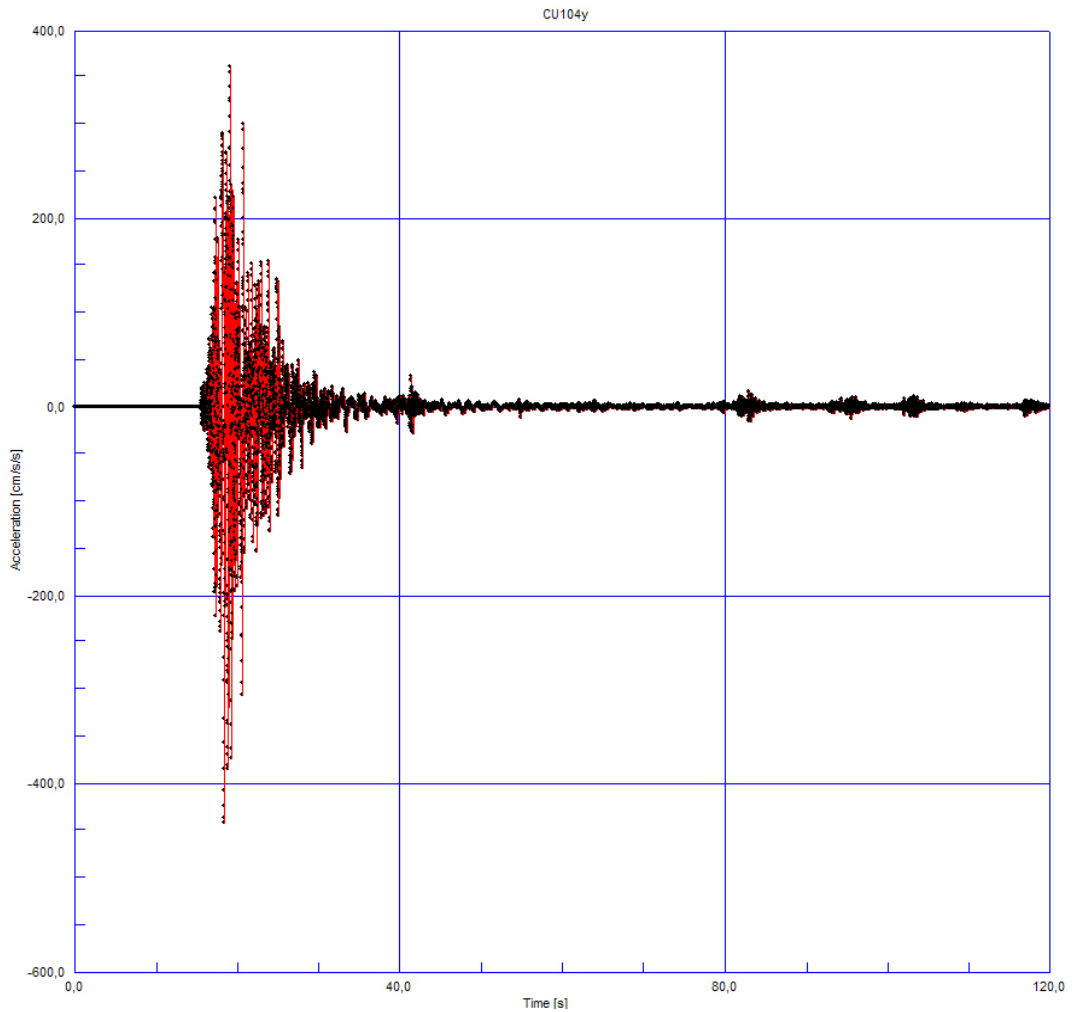


Figura 6.11– Accelerogramma registrato in direzione y dalla stazione AQA, identificato con la sigla CU104y.

Il valore del picco di accelerazione al suolo (*PGA*) registrato dalla stazione AQA, in direzione y, risulta essere pari a $442,0 \text{ cm/s}^2$.

Per semplicità e chiarezza dei risultati, si ricorda che si considera solo l'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x, riportato in figura 6.6.

Si riporta nella figura seguente l'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione dell' input sismico di riferimento, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

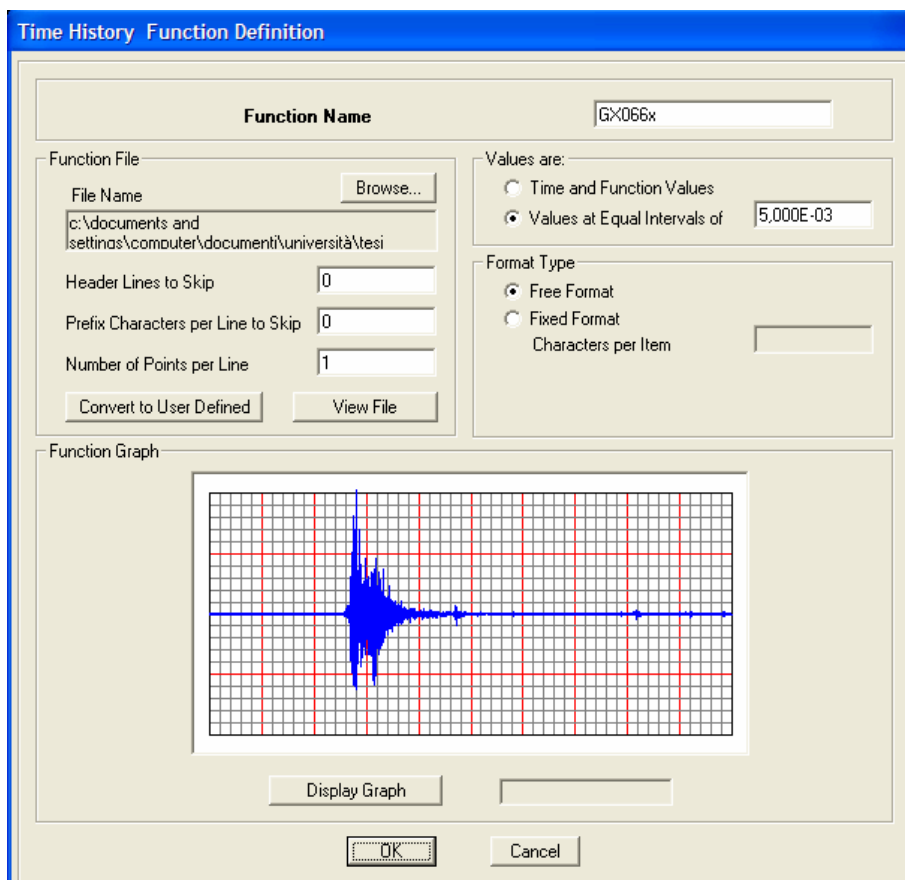


Figura 6.12 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione dell'accelerogramma registrato in direzione x dalla stazione AQV, identificato con la sigla GX066x.

Per valutare gli effetti sismici in un dato sito, è necessario conoscere come l'evento sismico si propaga dall'epicentro al luogo di interesse. Per fare ciò

occorre utilizzare una legge di attenuazione che fornisce una predizione di un parametro rappresentativo dell'oscillazione del terreno (ad esempio della *PGA*).

L'input sismico di riferimento dovrà essere opportunamente scalato in base alla distanza tra la stazione di registrazione e l'effettiva posizione dell'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila.

Si riporta, nella figura seguente, la localizzazione sul territorio dell'edificio oggetto di riferimento e delle stazioni di registrazione AQV e AQK.



Figura 6.13 – Localizzazione sul territorio dell'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila e delle stazioni di registrazione AQV e AQK.

Indicando con MS la magnitudo dell'onda superficiale, con d la distanza tra la stazione di registrazione e l'edificio di riferimento, con s le caratteristiche locali del terreno e con T il periodo fondamentale di vibrazione della struttura, possiamo

esprimere la legge di attenuazione della *PGA* proposta da Sabetta e Pugliese (1996) e riportata nella relazione (6.1).

$$\log_{10}(PGA) = b_1(T) + b_2(T) \cdot MS + b_3(T) \cdot \log_{10} d + b_4(T) \cdot d + b_5(T, s) \quad (6.2)$$

Dalla precedente legge di attenuazione è dunque possibile ricavare la variazione del picco di accelerazione al suolo (*PGA*), riportata in figura 6.13.

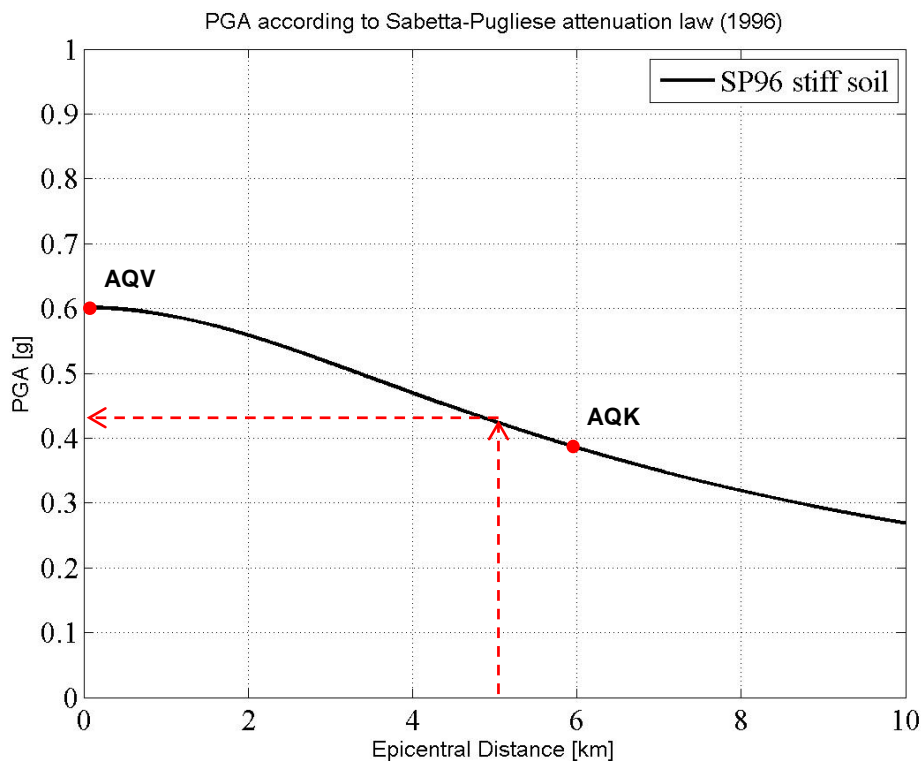


Figura 6.14 – Legge di attenuazione della *PGA* proposta da Sabetta e Pugliese.

Utilizzando come valore di ingresso nel diagramma la distanza tra l'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 e la stazione di registrazione AQV (nella quale si è registrato il valore massimo della *PGA* pari a $613,8 \text{ cm/s}^2$), si ottiene un picco di accelerazione al suolo per l'edificio di osservazione pari a $0,42 \text{ g}$.

Ne consegue che gli input sismici, costituiti dagli accelerogrammi registrati dalle varie stazioni, dovranno essere scalati per un fattore pari a:

$$\text{Scale Factor} = \frac{0,42g}{PGA} \quad (6.3)$$

Per quanto riguarda l'input sismico di riferimento, costituito dall'accelerogramma registrato dalla stazione AQV in direzione x, dovrà essere opportunamente scalato di un fattore pari a:

$$\text{Scale Factor} = \frac{392,4}{613,8} = 0,639 \quad (6.4)$$

6.1.2 Modello dell'edificio de L'Aquila

L'analisi dell'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, verrà effettuata attraverso l'utilizzo del programma SAP2000, facendo riferimento a un modello tridimensionale dell'edificio.

Il modello del telaio tridimensionale è riportato nella figura seguente (fig. 6.14).

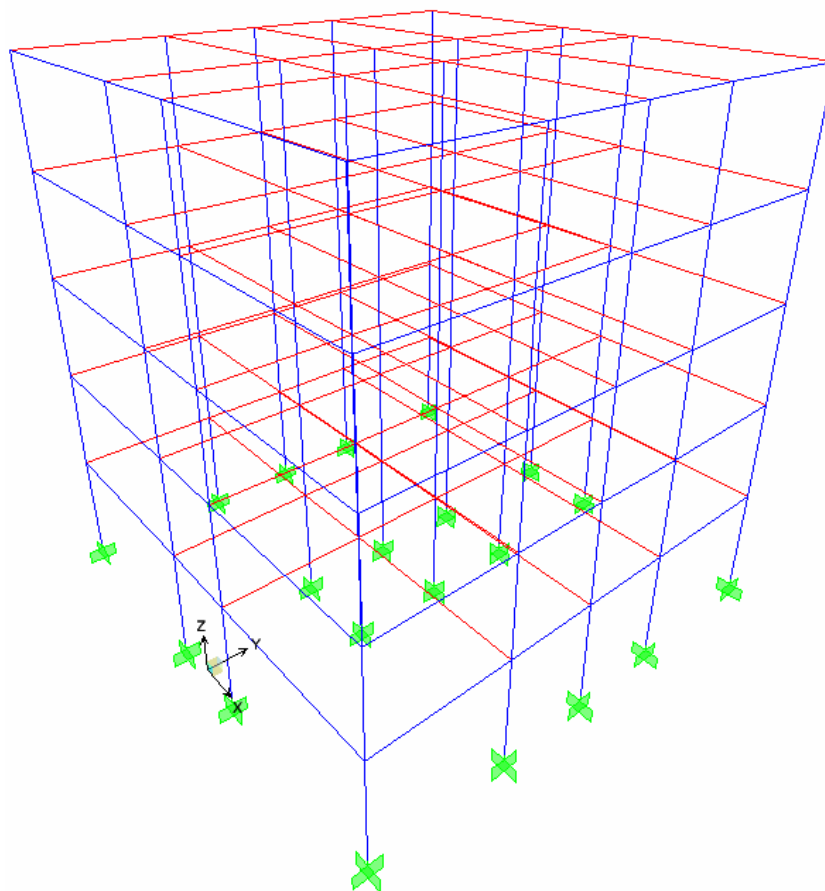


Figura 6.15 – Modello tridimensionale dell’edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L’Aquila

In questa prima fase si omette completamente la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell’edificio, che risulta dunque essere modellato nella sola struttura intelaiata in cemento armato senza i tamponamenti.

Le travi e i pilastri sono stati modellati con elementi di tipo *beam*. Si è invece ricorso all’utilizzo di elementi di tipo *shell*, privi di massa, per l’assegnazione dei carichi distribuiti per unità di superficie (permanenti e variabili). Il carico distribuito per unità di lunghezza riferito ai tamponamenti (che

forniscono in questa fase esclusivamente un contributo ai carichi), viene direttamente attribuito agli elementi delle travi perimetrali.

Si riporta nella figura seguente il modello piano del telaio in direzione x, cioè la direzione considerata come ingresso dell'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta appunto essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

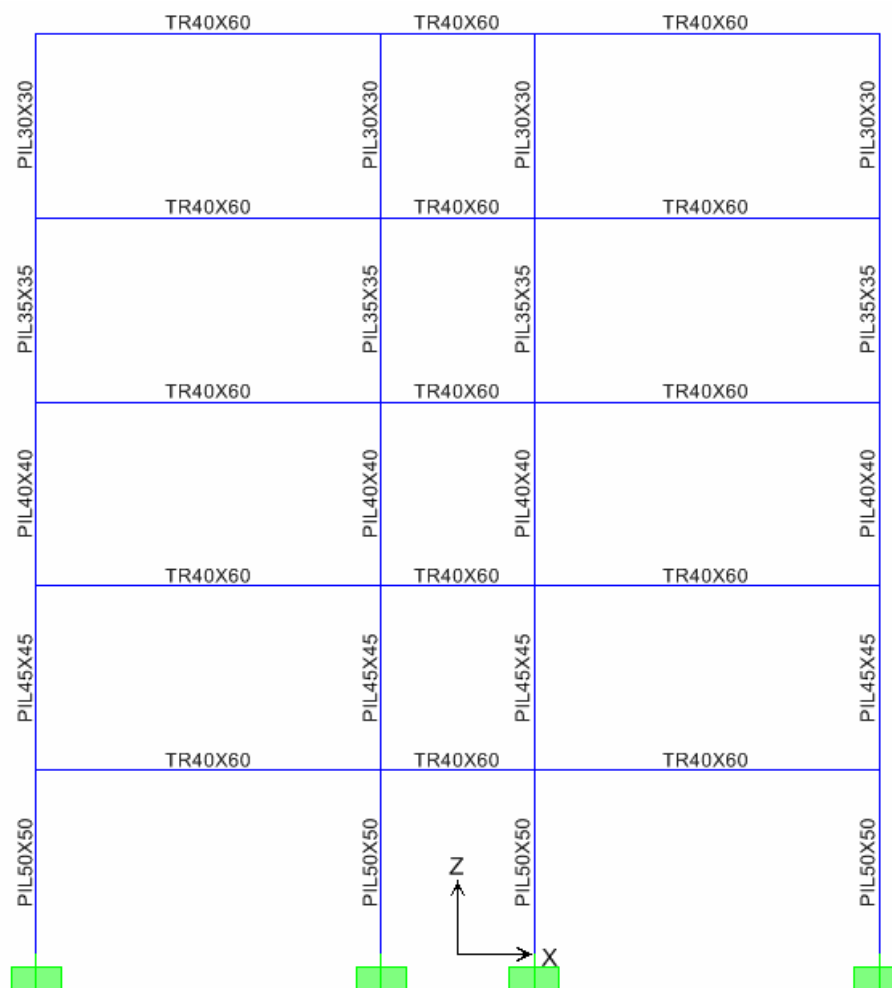


Figura 6.16 – Modello piano in direzione x dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

6.2 Analisi Time-History lineare

L'analisi condotta in questa prima fase, è del tipo Time-History lineare. Tale simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sugli elementi tipo travi e pilastri superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo successivo.

6.2.1 *Spostamenti relativi e assoluti dei telai di bordo*

Si riportano gli spostamenti relativi in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma delle Time History degli spostamenti relativi, di ciascun piano rispetto a quello inferiore di entrambi i telai di bordo, prodotti dal sisma. In particolar modo lo spostamento generalizzato è stato definito come differenza tra la media degli spostamenti dei due nodi di estremità di ciascun piano di entrambi i telai di bordo e la media degli spostamenti dei due nodi di estremità del piano inferiore.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo, del piano primo rispetto al piano terra di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano primo e piano terra risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell'edificio, pari a 1,36 cm.

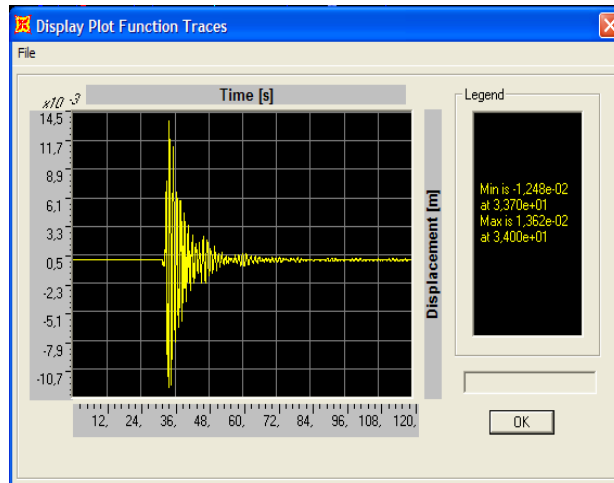


Figura 6.17 – Time History dello spostamento relativo fra piano primo e piano terra di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano secondo rispetto al piano primo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano secondo e piano primo risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell’edificio, pari a 2,24 *cm*.

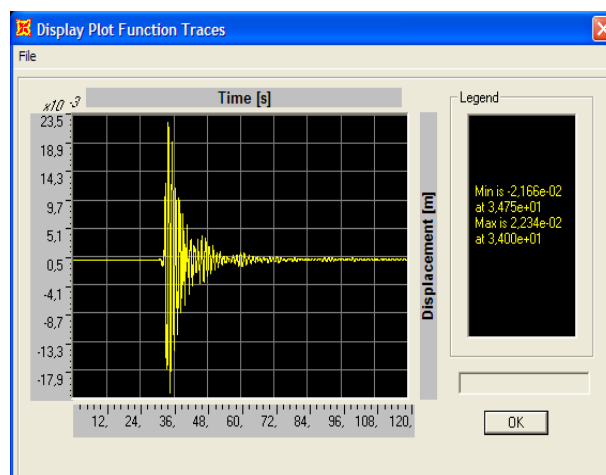


Figura 6.18 – Time History dello spostamento relativo fra piano secondo e piano primo di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano terzo rispetto al piano secondo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano terzo e piano secondo risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell'edificio, pari a 2,56 *cm*.

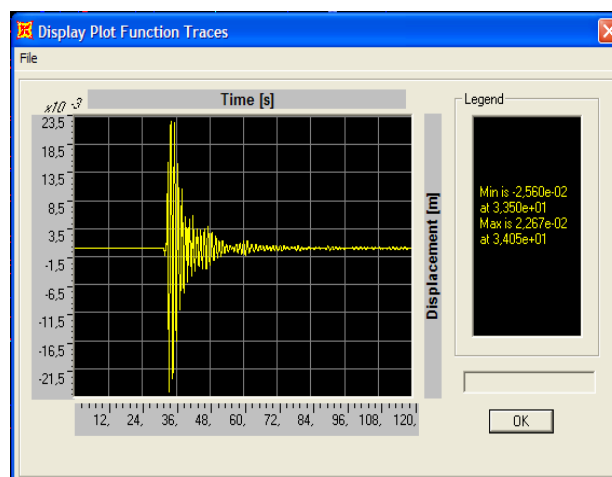


Figura 6.19 – Time History dello spostamento relativo fra piano terzo e piano secondo di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quarto rispetto al piano terzo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quarto e piano terzo risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell'edificio, pari a 3,67 *cm*.

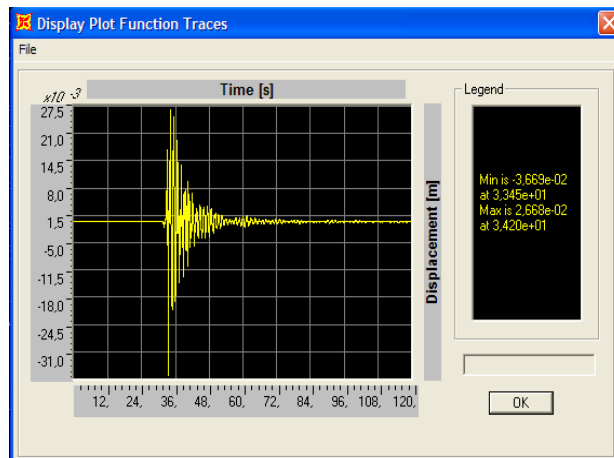


Figura 6.20 – Time History dello spostamento relativo fra piano quarto e piano terzo di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quinto rispetto al piano quarto di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quinto e piano quarto risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell’edificio, pari a 4,15 *cm*.

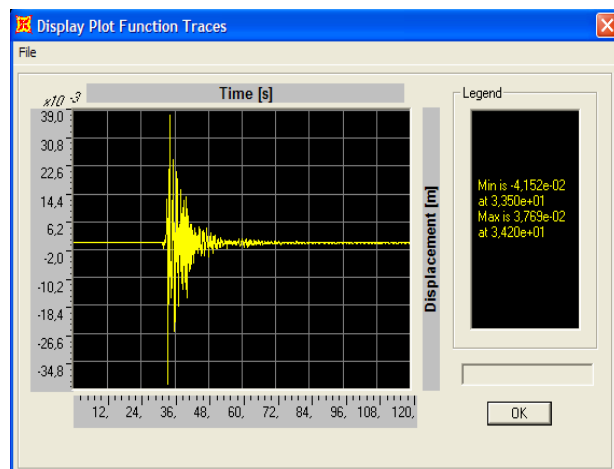


Figura 6.21 – Time History dello spostamento relativo fra piano quinto e piano quarto di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Si riportano gli spostamenti assoluti in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all’accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma di tabella in cui verranno indicati i valori massimi e minimi dello spostamento in direzione x, di ciascun nodo di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, che il sisma produce, e la corrispondente media dei valori di spostamento massimo (in valore assoluto) dovuti all’applicazione dell’accelerogramma alla struttura in esame.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
4	th1	LinModHist	Max	0,023767	
4	th1	LinModHist	Min	-0,055865	0,055865
6	th1	LinModHist	Max	0,023762	
6	th1	LinModHist	Min	-0,055862	0,055862
8	th1	LinModHist	Max	0,023762	
8	th1	LinModHist	Min	-0,055862	0,055862
10	th1	LinModHist	Max	0,023767	
10	th1	LinModHist	Min	-0,055865	0,055865
				MEDIA	0,056

Tabella 6.1 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
43	th1	LinModHist	Max	0,040671	
43	th1	LinModHist	Min	-0,060664	0,060664

44	th1	LinModHist	Max	0,040662	
44	th1	LinModHist	Min	-0,060649	0,060649
45	th1	LinModHist	Max	0,040662	
45	th1	LinModHist	Min	-0,060649	0,060649
46	th1	LinModHist	Max	0,040671	
46	th1	LinModHist	Min	-0,060664	0,060664
				MEDIA	0,061

Tabella 6.2 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
63	th1	LinModHist	Max	0,060619	
63	th1	LinModHist	Min	-0,073152	0,073152
64	th1	LinModHist	Max	0,060607	
64	th1	LinModHist	Min	-0,073138	0,073138
65	th1	LinModHist	Max	0,060607	
65	th1	LinModHist	Min	-0,073138	0,073138
66	th1	LinModHist	Max	0,060619	
66	th1	LinModHist	Min	-0,073152	0,073152
				MEDIA	0,073

Tabella 6.3 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
84	th1	LinModHist	Max	0,084702	
84	th1	LinModHist	Min	-0,101463	0,101463
85	th1	LinModHist	Max	0,084691	
85	th1	LinModHist	Min	-0,101449	0,101449
86	th1	LinModHist	Max	0,084691	
86	th1	LinModHist	Min	-0,101449	0,101449
87	th1	LinModHist	Max	0,084702	
87	th1	LinModHist	Min	-0,101463	0,101463

MEDIA 0,101

Tabella 6.4 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
104	th1	LinModHist	Max	0,107464	
104	th1	LinModHist	Min	-0,138837	0,138837
105	th1	LinModHist	Max	0,107463	
105	th1	LinModHist	Min	-0,138836	0,138836
106	th1	LinModHist	Max	0,107463	
106	th1	LinModHist	Min	-0,138836	0,138836
107	th1	LinModHist	Max	0,107464	
107	th1	LinModHist	Min	-0,138837	0,138837
				MEDIA	0,139

Tabella 6.5 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

6.2.2 Accelerazioni assolute nei telai di bordo

Di seguito verranno riportate le accelerazioni assolute di ciascun nodo di ogni piano di entrambi i telai di bordo, dovute al sisma di riferimento.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
4	th1	LinModHist	Max	2,75544	
4	th1	LinModHist	Min	-2,29346	0,275544
6	th1	LinModHist	Max	2,75475	
6	th1	LinModHist	Min	-2,29263	0,275475
8	th1	LinModHist	Max	2,75475	
8	th1	LinModHist	Min	-2,29263	0,275475

10	th1	LinModHist	Max	2,75544	
10	th1	LinModHist	Min	-2,29346	0,275544
				MEDIA	0,28

Tabella 6.6 – Media delle accelerazioni dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
43	th1	LinModHist	Max	3,66624	
43	th1	LinModHist	Min	-4,07759	0,407759
44	th1	LinModHist	Max	3,6658	
44	th1	LinModHist	Min	-4,0786	0,40786
45	th1	LinModHist	Max	3,66581	
45	th1	LinModHist	Min	-4,0786	0,40786
46	th1	LinModHist	Max	3,66624	
46	th1	LinModHist	Min	-4,07759	0,407759
				MEDIA	0,41

Tabella 6.7 – Media delle accelerazioni dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
63	th1	LinModHist	Max	3,93164	
63	th1	LinModHist	Min	-4,14064	0,414064
64	th1	LinModHist	Max	3,93235	
64	th1	LinModHist	Min	-4,14001	0,414001
65	th1	LinModHist	Max	3,93235	
65	th1	LinModHist	Min	-4,14001	0,414001
66	th1	LinModHist	Max	3,93164	
66	th1	LinModHist	Min	-4,14064	0,414064
				MEDIA	0,42

Tabella 6.8 – Media delle accelerazioni dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
84	th1	LinModHist	Max	3,00692	
84	th1	LinModHist	Min	-3,12208	0,312208
85	th1	LinModHist	Max	3,00702	
85	th1	LinModHist	Min	-3,12454	0,312454
86	th1	LinModHist	Max	3,00702	
86	th1	LinModHist	Min	-3,12454	0,312454
87	th1	LinModHist	Max	3,00692	
87	th1	LinModHist	Min	-3,12207	0,312207
MEDIA					0,31

Tabella 6.9 – Media delle accelerazioni dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
104	th1	LinModHist	Max	5,65365	
104	th1	LinModHist	Min	-5,34367	0,565365
105	th1	LinModHist	Max	5,65457	
105	th1	LinModHist	Min	-5,34373	0,565457
106	th1	LinModHist	Max	5,65457	
106	th1	LinModHist	Min	-5,34373	0,565457
107	th1	LinModHist	Max	5,65365	
107	th1	LinModHist	Min	-5,34367	0,565365
MEDIA					0,57

Tabella 6.10 – Media delle accelerazioni dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

6.2.3 Sollecitazioni sugli elementi dei telai di bordo

Di seguito saranno riportate le sollecitazioni di momento flettente che insorgono nei pilastri di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
2	0	th1	LinModHist	Max	38,92078	
2	3,5	th1	LinModHist	Max	11,42751	
2	0	th1	LinModHist	Min	-36,83465	
2	3,5	th1	LinModHist	Min	-9,80643	38,92078
3	0	th1	LinModHist	Max	47,51953	
3	3,5	th1	LinModHist	Max	27,81781	
3	0	th1	LinModHist	Min	-44,70442	
3	3,5	th1	LinModHist	Min	-27,68018	47,51953
4	0	th1	LinModHist	Max	47,51952	
4	3,5	th1	LinModHist	Max	27,81781	
4	0	th1	LinModHist	Min	-44,70442	
4	3,5	th1	LinModHist	Min	-27,68017	47,51952
5	0	th1	LinModHist	Max	38,92077	
5	3,5	th1	LinModHist	Max	11,42751	
5	0	th1	LinModHist	Min	-36,83466	
5	3,5	th1	LinModHist	Min	-9,80642	38,92077
					MAX	47,5

Tabella 6.11 – Momento flettente nei pilastri del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
22	0	th1	LinModHist	Max	18,4977	
22	3,5	th1	LinModHist	Max	16,43002	
22	0	th1	LinModHist	Min	-17,49487	
22	3,5	th1	LinModHist	Min	-19,7523	19,7523
23	0	th1	LinModHist	Max	35,90356	
23	3,5	th1	LinModHist	Max	34,21678	

23	0	th1	LinModHist	Min	-34,49355	
23	3,5	th1	LinModHist	Min	-37,87484	37,87484
24	0	th1	LinModHist	Max	35,90356	
24	3,5	th1	LinModHist	Max	34,21678	
24	0	th1	LinModHist	Min	-34,49355	
24	3,5	th1	LinModHist	Min	-37,87484	37,87484
25	0	th1	LinModHist	Max	18,4977	
25	3,5	th1	LinModHist	Max	16,43001	
25	0	th1	LinModHist	Min	-17,49488	
25	3,5	th1	LinModHist	Min	-19,7523	19,7523
					MAX	37,9

Tabella 6.12 – Momento flettente nei pilastri del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
42	0	th1	LinModHist	Max	14,52514	
42	3,5	th1	LinModHist	Max	15,50532	
42	0	th1	LinModHist	Min	-17,84298	
42	3,5	th1	LinModHist	Min	-16,59494	17,84298
43	0	th1	LinModHist	Max	26,21119	
43	3,5	th1	LinModHist	Max	30,88607	
43	0	th1	LinModHist	Min	-30,88812	
43	3,5	th1	LinModHist	Min	-28,78948	30,88812
44	0	th1	LinModHist	Max	26,2112	
44	3,5	th1	LinModHist	Max	30,88607	
44	0	th1	LinModHist	Min	-30,88812	
44	3,5	th1	LinModHist	Min	-28,78947	30,88812
45	0	th1	LinModHist	Max	14,52516	
45	3,5	th1	LinModHist	Max	15,50532	
45	0	th1	LinModHist	Min	-17,84299	
45	3,5	th1	LinModHist	Min	-16,59492	17,84299
					MAX	30,9

Tabella 6.13 – Momento flettente nei pilastri del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
63	0	th1	LinModHist	Max	13,76613	
63	3,5	th1	LinModHist	Max	18,6696	
63	0	th1	LinModHist	Min	-18,1569	
63	3,5	th1	LinModHist	Min	-12,70318	18,6696
64	0	th1	LinModHist	Max	22,29482	
64	3,5	th1	LinModHist	Max	30,82856	
64	0	th1	LinModHist	Min	-30,24768	
64	3,5	th1	LinModHist	Min	-22,07445	30,82856
65	0	th1	LinModHist	Max	22,29483	
65	3,5	th1	LinModHist	Max	30,82858	
65	0	th1	LinModHist	Min	-30,24769	
65	3,5	th1	LinModHist	Min	-22,07447	30,82858
66	0	th1	LinModHist	Max	13,76616	
66	3,5	th1	LinModHist	Max	18,66962	
66	0	th1	LinModHist	Min	-18,15692	
66	3,5	th1	LinModHist	Min	-12,7032	18,66962
					MAX	30,8

Tabella 6.14 – Momento flettente nei pilastri del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
83	0	th1	LinModHist	Max	13,87373	
83	3,5	th1	LinModHist	Max	16,98317	
83	0	th1	LinModHist	Min	-15,04874	
83	3,5	th1	LinModHist	Min	-15,46207	16,98317
84	0	th1	LinModHist	Max	19,79886	
84	3,5	th1	LinModHist	Max	22,45172	
84	0	th1	LinModHist	Min	-21,49154	
84	3,5	th1	LinModHist	Min	-20,58966	22,45172
85	0	th1	LinModHist	Max	19,79887	
85	3,5	th1	LinModHist	Max	22,45173	
85	0	th1	LinModHist	Min	-21,49155	
85	3,5	th1	LinModHist	Min	-20,58968	22,45173
86	0	th1	LinModHist	Max	13,87375	
86	3,5	th1	LinModHist	Max	16,98318	
86	0	th1	LinModHist	Min	-15,04875	
86	3,5	th1	LinModHist	Min	-15,4621	16,98318

MAX 22,5

Tabella 6.15 – Momento flettente nei pilastri del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito saranno riportate le sollecitazioni di momento flettente che insorgono nelle travi di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
103	0	th1	LinModHist	Max	25,52096	
103	6,55	th1	LinModHist	Max	20,6594	
103	0	th1	LinModHist	Min	-23,39687	
103	6,55	th1	LinModHist	Min	-22,47593	25,52096
104	0	th1	LinModHist	Max	39,41516	
104	2,9	th1	LinModHist	Max	35,64841	
104	0	th1	LinModHist	Min	-35,64841	
104	2,9	th1	LinModHist	Min	-39,41516	39,41516
105	0	th1	LinModHist	Max	22,47592	
105	6,55	th1	LinModHist	Max	23,39688	
105	0	th1	LinModHist	Min	-20,65941	
105	6,55	th1	LinModHist	Min	-25,52095	25,52095
					MAX	39,4

Tabella 6.16 – Momento flettente nelle travi del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
106	0	th1	LinModHist	Max	26,55494	
106	6,55	th1	LinModHist	Max	21,90973	
106	0	th1	LinModHist	Min	-25,41015	
106	6,55	th1	LinModHist	Min	-22,6989	26,55494

107	0	th1	LinModHist	Max	36,1953	
107	2,9	th1	LinModHist	Max	34,26647	
107	0	th1	LinModHist	Min	-34,26648	
107	2,9	th1	LinModHist	Min	-36,19531	36,19531
108	0	th1	LinModHist	Max	22,69888	
108	6,55	th1	LinModHist	Max	25,41016	
108	0	th1	LinModHist	Min	-21,90974	
108	6,55	th1	LinModHist	Min	-26,55492	26,55492
					MAX	36,2

Tabella 6.17 – Momento flettente nelle travi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
109	0	th1	LinModHist	Max	23,74455	
109	6,55	th1	LinModHist	Max	24,79147	
109	0	th1	LinModHist	Min	-29,90862	
109	6,55	th1	LinModHist	Min	-19,60322	29,90862
110	0	th1	LinModHist	Max	26,23675	
110	2,9	th1	LinModHist	Max	33,23836	
110	0	th1	LinModHist	Min	-33,23837	
110	2,9	th1	LinModHist	Min	-26,23675	33,23837
111	0	th1	LinModHist	Max	19,60324	
111	6,55	th1	LinModHist	Max	29,90866	
111	0	th1	LinModHist	Min	-24,79151	
111	6,55	th1	LinModHist	Min	-23,74457	29,90866
					MAX	33,2

Tabella 6.18 – Momento flettente nelle travi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
113	0	th1	LinModHist	Max	25,38976	
113	6,55	th1	LinModHist	Max	24,08847	

113	0	th1	LinModHist	Min	-30,90029	
113	6,55	th1	LinModHist	Min	-19,62029	30,90029
114	0	th1	LinModHist	Max	22,07086	
114	2,9	th1	LinModHist	Max	26,65767	
114	0	th1	LinModHist	Min	-26,65768	
114	2,9	th1	LinModHist	Min	-22,07083	26,65768
115	0	th1	LinModHist	Max	19,62036	
115	6,55	th1	LinModHist	Max	30,90033	
115	0	th1	LinModHist	Min	-24,08852	
115	6,55	th1	LinModHist	Min	-25,38982	30,90033
					MAX	30,9

Tabella 6.19 – Momento flettente nelle travi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
116	0	th1	LinModHist	Max	15,39828	
116	6,55	th1	LinModHist	Max	13,02077	
116	0	th1	LinModHist	Min	-16,91321	
116	6,55	th1	LinModHist	Min	-11,64914	16,91321
117	0	th1	LinModHist	Max	8,85285	
117	2,9	th1	LinModHist	Max	9,3361	
117	0	th1	LinModHist	Min	-9,33611	
117	2,9	th1	LinModHist	Min	-8,85281	9,33611
118	0	th1	LinModHist	Max	11,6492	
118	6,55	th1	LinModHist	Max	16,91322	
118	0	th1	LinModHist	Min	-13,02079	
118	6,55	th1	LinModHist	Min	-15,39832	16,91322
					MAX	16,9

Tabella 6.20 – Momento flettente nelle travi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

L'analisi condotta è, come detto in precedenza, del tipo Time-History lineare. Tale simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale

dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sugli elementi tipo travi e pilastri superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo successivo.

Il passo ulteriore sarà infatti quello di caratterizzare ciascun elemento tipo trave e pilastro con il suo comportamento effettivo e quindi tenendo in considerazione escursioni in campo plastico (cfr. cap. 8).

Capitolo 7

DIAGRAMMA FORZA – SPOSTAMENTO DI UN PILASTRO IN C.A.

7.0 Introduzione

In questo capitolo ci si pone come obiettivo quello di riuscire ad individuare il diagramma forza-spostamento di un pilastro in c.a., in particolare caratterizzato da una sezione trasversale quadrata 50×50 opportunamente armata (cfr. par. 5.3.1), in analogia con quanto affermato per i pilastri al piano terra dell'edificio de L'Aquila preso come riferimento. Tale pilastro sarà considerato nello schema statico a mensola e nello schema tipo portale con trave infinitamente rigida (telaio shear-type) e con trave deformabile 40×60 , e sollecitato da una forza concentrata all'estremità.

Si terrà successivamente in considerazione la presenza dello sforzo assiale, dovuto alla combinazione sismica delle azioni, che va a modificare in maniera significativa i risultati.

Il diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri del piano terra di un edificio de L'Aquila sarà poi introdotto nella “mappa dei comportamenti” della struttura, che costituisce il diagramma forza-spostamento di obiettivo per la struttura stessa.

Per quanto riguarda il calcolo dello spostamento di prima fessurazione del pilastro e della corrispondente forza di prima fessurazione è sufficiente utilizzare le classiche formule della Scienza delle Costruzioni, poiché il pilastro si mantiene in ambito elastico lineare.

Viceversa, per il calcolo dello spostamento ultimo del pilastro e della corrispondente forza ultima sono necessarie formulazioni di ipotesi fondamentali per una sezione di cemento armato.

Sotto tali ipotesi, con considerazioni di congruenza, è possibile andare a valutare la curvatura di primo snervamento delle armature χ_y e la curvatura ultima χ_u . Invece, con considerazioni legate all'equilibrio tra il momento esterno agente sulla sezione e il momento interno, è possibile valutare il momento di primo snervamento delle armature M_y ed il momento ultimo M_u .

Il diagramma momento-curvatura sarà necessario, oltre che per risalire al diagramma forza-spostamento, anche per caratterizzare ciascun elemento tipo trave e pilastro con il rispettivo comportamento elasto-plastico e quindi per eseguire un'analisi non lineare (cfr. cap. 8).

E' di fondamentale importanza, ai fini del calcolo dello spostamento ultimo del pilastro, che il momento ultimo M_u sia diverso, anche di poco, rispetto al momento di primo snervamento delle armature M_y . Tale disuguaglianza è ottenibile sia considerando che nell'acciaio, una volta raggiunta la deformazione di incrudimento, si verifichi il fenomeno dell'incrudimento, sia che superato il limite di snervamento, e quindi il campo elastico-lineare, si consideri una distribuzione di tensioni sul calcestruzzo compresso secondo le ipotesi di *Stress-Block*.

7.1 Schema statico a mensola

7.1.1 Caratteristiche del materiale e ipotesi di base

In merito al calcestruzzo non confinato le curve tensione-deformazione reali sono del tipo mostrato in figura 7.1 ed estratte dal libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley: la duttilità cala al crescere della resistenza.

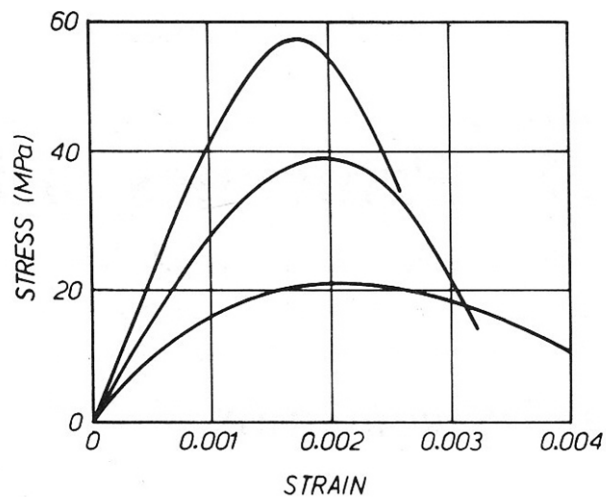


Figura 7.1 – Curve tensione-deformazione risultanti da prove a compressione di provini di calcestruzzo.

Si ipotizza di utilizzare un calcestruzzo del tipo R_{ck} 350, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (*Eurocode*^[4] 2):

- Modulo di elasticità: $E_c = 20000 \text{ MPa}$

- Valore caratteristico resistenza a compressione: $f'_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Deformazione di plasticizzazione: $\varepsilon_{co} = 0,15 \%$
- Deformazione ultima: $\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$

Le curva tensione-deformazione del calcestruzzo semplificata risulta dunque essere:

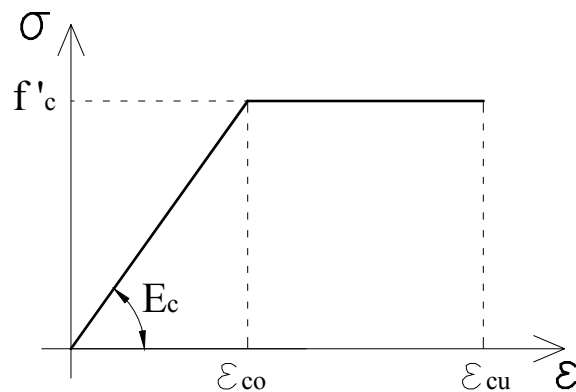


Figura 7.2 – Relazione tensione-deformazione del calcestruzzo semplificata.

In merito all'acciaio le curve tensione-deformazione reali sono del tipo mostrato in figura 7.3 ed estratte dal libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley.

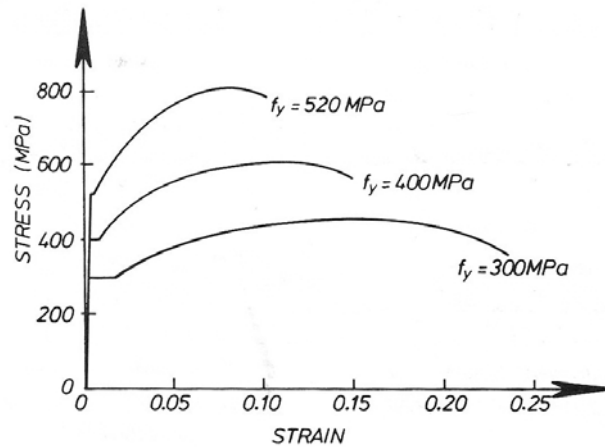


Figura 7.3 – Curve tensione-deformazione risultanti da prove a trazione di provini d'acciaio.

L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo *B450 C*, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche, trascuriamo per il momento il fenomeno dell'incrudimento (*Eurocode*^[4] 2):

- Modulo di elasticità: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico della tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Deformazione di snervamento: $\varepsilon_y = 0,2 \%$
- Deformazione ultima: $\varepsilon_{su} = 20 \%$

Le curva tensione-deformazione dell'acciaio semplificata (senza considerare in questa prima fase il fenomeno dell'incrudimento) risulta dunque essere:

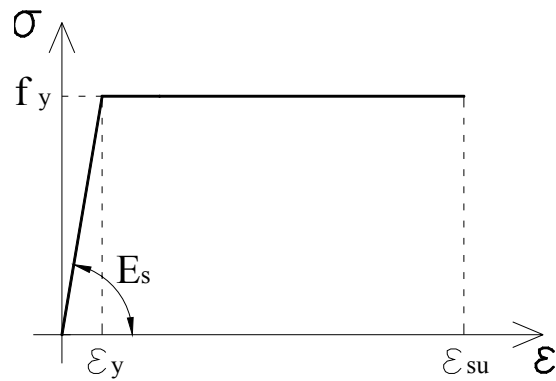


Figura 7.4 – Relazione tensione-deformazione dell'acciaio semplificata.

Per il calcolo dello spostamento ultimo del pilastro e della corrispondente forza ultima sono necessarie quattro ipotesi fondamentali per una sezione di cemento armato:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- Diagramma tensioni-deformazioni elasto-plastico per il calcestruzzo e per l'acciaio (per questo ultimo che tenga conto anche del fenomeno dell'incrudimento);
- Resistenza a trazione del calcestruzzo trascurata oltre la fase di prima fessurazione.

7.1.2 Geometria della sezione e schema statico del pilastro

Si riporta di seguito la sezione trasversale quadrata dei pilastri alla base (cfr. par. 5.3.1), opportunamente armata, dell'edificio de L'Aquila.

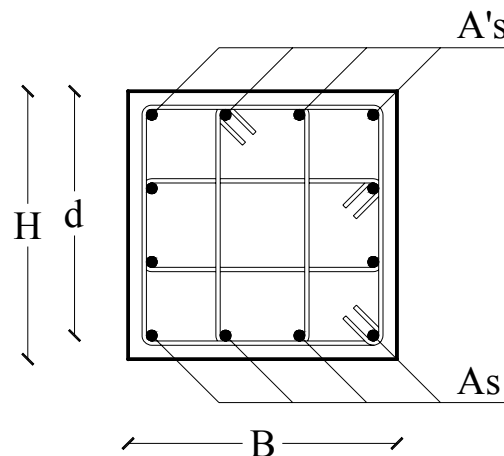


Figura 7.4 – Sezione trasversale dei pilastri.

Non consideriamo, in questa prima fase, il contributo delle staffe al sconfinamento del calcestruzzo.

Le proprietà geometriche della sezione sono di seguito riportate.

- Larghezza sezione: $B = H = 50 \text{ cm}$
- Altezza utile sezione: $d = 46 \text{ cm}$
- Armatura longitudinale: $A_s = 4 \phi 20 = 1256 \text{ mm}^2$

Il momento d'inerzia (calcolato rispetto all'asse baricentro) della sezione considerata interamente reagente risulta essere:

$$J_{ci} = \frac{BH^3}{12} + 2nA'_s \left(\frac{H}{2} - d' \right)^2 = 687000 \text{ cm}^4 \quad (7.1)$$

Si considera inizialmente il pilastro nello schema statico a mensola, incastrato alla base.

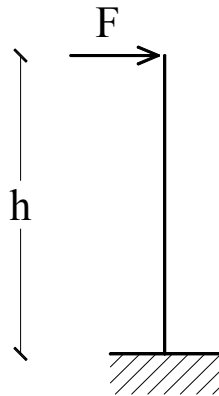


Figura 7.5 – Schema statico a mensola del pilastro.

L'altezza h del pilastro che si è considerata nei calcoli successivi risulta pari a 3,5 m.

Nello schema statico a mensola, la rigidezza del pilastro risulta dalla relazione:

$$k = \frac{3E_c J_{ci}}{h^3} \quad (7.2)$$

Le sollecitazioni che insorgono per effetto di una forza orizzontale applicata all'estremità, sono visualizzate nella figura seguente.

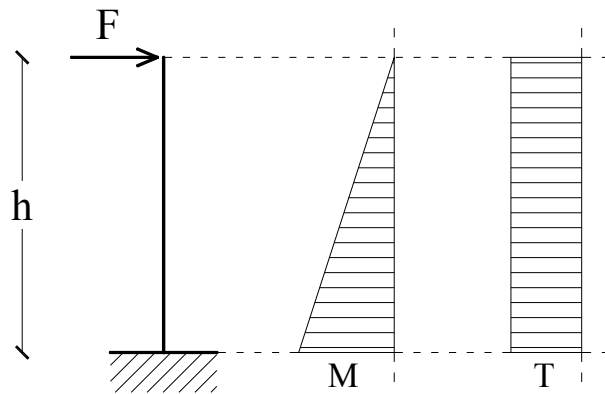


Figura 7.6 – Andamento del momento e del taglio al limite elastico nello schema statico a mensola.

Secondo tale schema statico, si ha che la forza agente sul pilastro è data dalla relazione:

$$F = k \cdot \delta = \frac{3E_c J_{ci}}{h^3} \cdot \delta \quad (7.3)$$

Il momento vale dunque:

$$M = F \cdot h = \frac{3E_c J_{ci}}{h^2} \cdot \delta \quad (7.4)$$

Per il pilastro in cemento armato, in ambito elastico lineare, si ha che il momento precedentemente calcolato, dà luogo a una tensione pari a:

$$\sigma = \frac{M}{W_{ci}} = \frac{M}{\frac{2J_{ci}}{H}} = \frac{3E_c J_{ci}}{h^2} \cdot \delta \cdot \frac{H}{2J_{ci}} = \frac{3E_c H}{2h^2} \cdot \delta \quad (7.5)$$

Affinché il pilastro si mantenga in campo elastico lineare, dovrà essere che:

$$\sigma \leq f_{cfm} \quad (7.6)$$

Sostituendo all'interno dell'equazione precedente, l'espressione del momento e passando al limite (δ_{cr} è lo spostamento di prima fessurazione del pilastro), l'equazione diventa:

$$\frac{3E_c H}{2h^2} \cdot \delta_{cr} = f_{cfm} \quad (7.7)$$

Risolvendo l'equazione precedente in termini di δ_{cr} è possibile ricavare il valore dello spostamento di prima fessurazione del pilastro; infatti:

$$\delta_{cr} = \frac{2f_{cfm}h^2}{3E_c h} = \frac{2 \cdot 41 \cdot 350^2}{3 \cdot 20000 \cdot 50} = 0,33 \text{ cm} \quad (7.8)$$

Il valore della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo è stato assunto, in accordo con il libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley, pari a:

$$f_{cjm} = 0,75\sqrt{f'_c [MPa]} = 4,1 \text{ MPa} \quad (7.9)$$

Noto lo spostamento di prima fessurazione del pilastro, è possibile valutare la rigidezza alla traslazione orizzontale del pilastro stesso secondo lo schema statico a mensola, attraverso la relazione (7.2), da cui, sostituendo i valori numerici delle grandezze riportate, si ottiene:

$$k = \frac{3E_c J_{ci}}{h^3} = \frac{3 \cdot 200000 \cdot 687000}{350^3} = 9615 \text{ Kg/cm} = 961,5 \text{ t/m} \quad (7.10)$$

Moltiplicando tale valore di rigidezza per il valore dello spostamento di prima fessurazione, si ottiene il valore della forza di prima fessurazione del pilastro, che vale:

$$F_{cr} = k \cdot \delta_{cr} = 13164 \cdot 0,24 = 3220 \text{ Kg} \cong 3,2 \text{ t} \quad (7.11)$$

7.1.3 Calcolo dei punti nel diagramma Momento-Curvatura

Al limite di prima fessurazione la sezione in cemento armato, interamente reagente, del pilastro, è visualizzata nella figura seguente:

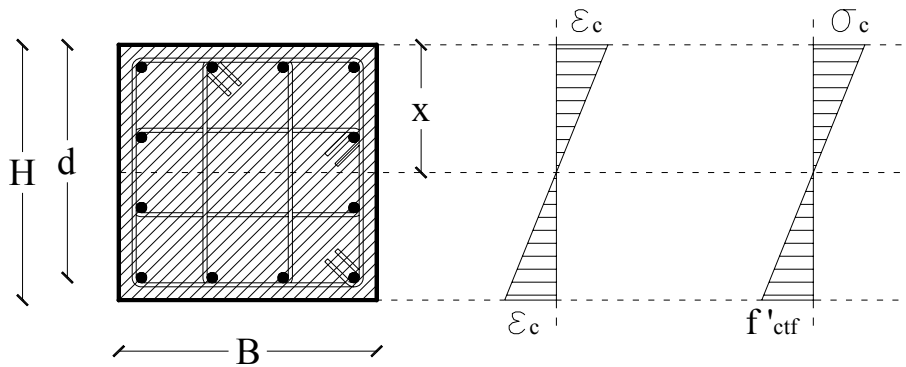


Figura 7.7 – Limite di prima fessurazione per la sezione trasversale dei pilastri.

Il momento di prima fessurazione è dato dalla seguente relazione:

$$M_{cr} = f_{cfm} \cdot W_{ci} = f'_{cfm} \cdot \frac{2J_{ci}}{H} = 1126800 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad (7.12)$$

Allora risulta che, il valore della curvatura al limite di prima fessurazione, vale:

$$\chi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c J_{ci}} = 0,0000082 \text{ cm}^{-1} \quad (7.13)$$

Trascuriamo ora il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo teso. Raggiunto il limite di snervamento delle armature tese, la sezione si trova nella condizione riportata nella figura seguente:

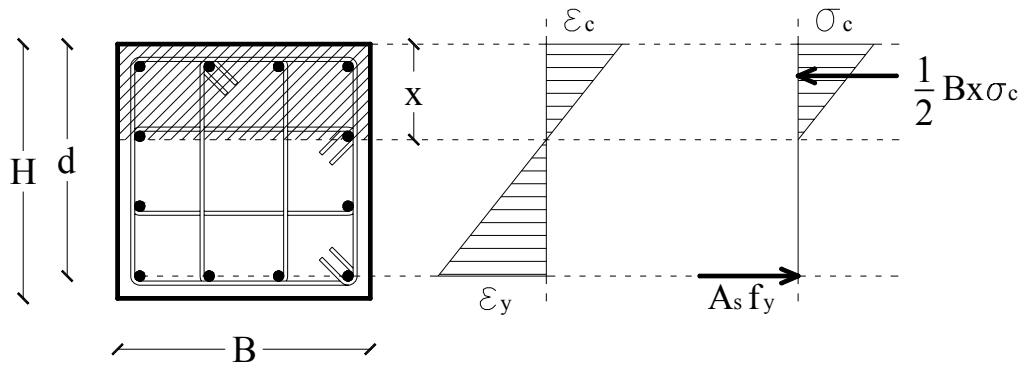


Figura 7.8 – Limite di primo snervamento per la sezione trasversale dei pilastri.

Per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane possiamo scrivere la seguente proporzione:

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \xi_y \Rightarrow x = \xi_y d \quad (7.14)$$

Per equilibrio alla traslazione in campo elastico lineare al limite di snervamento si può scrivere:

$$A_s f_y = \frac{1}{2} B \xi_y d \sigma_c \quad (7.15)$$

Poiché $f_y = E_s \cdot \varepsilon_y$ e $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$, dalla relazione precedente, che diviene una equazione di secondo grado in ξ_y , si ottiene come soluzione:

$$\xi_y = \frac{x}{d} = \sqrt{(n\rho_g)^2 + 2n\rho_g} - n\rho_g = 0,33 \quad (7.16)$$

Dove ρ_g è la percentuale geometrica di armatura.

$$\rho_g = \frac{A_s}{Bd} \quad (7.17)$$

La curvatura di primo snervamento è data dalla seguente relazione:

$$\chi'_y = \frac{\varepsilon_y}{d-x} = \frac{\varepsilon_y}{d(1-\xi_y)} = 0,000065 \text{ cm}^{-1} \quad (7.18)$$

Il momento di primo snervamento è ottenuto integrando il prodotto delle tensioni sulla sezione per la distanza dall'asse neutro, quindi moltiplicando la forza risultante delle tensioni stesse per il braccio della coppia interna:

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{x}{3} \right) = A_s f_y d \left(1 - \frac{\xi_y}{3} \right) = 2314100 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad (7.19)$$

Raggiunta la condizione ultima, la sezione si trova nella condizione riportata nella figura seguente:

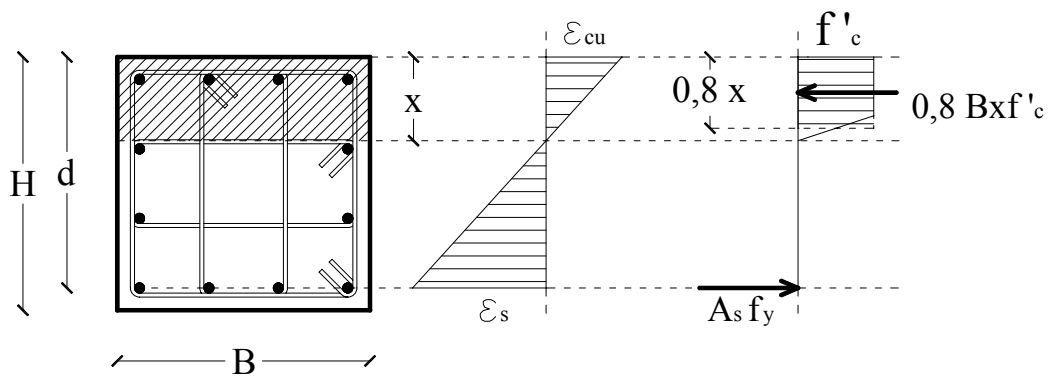


Figura 7.9 – Limite ultimo per la sezione trasversale dei pilastri.

Per equilibrio alla traslazione raggiunta la deformazione ultima nella fibra di calcestruzzo compresso si può scrivere:

$$A_s f_y = 0,8 B \xi_u d f'_c \quad (7.20)$$

Dalla relazione precedente si ottiene:

$$\xi_u = \frac{x}{d} = \frac{A_s f_y}{0,8 B d f'_c} = \rho_g \frac{f_y}{0,8 f'_c} = \frac{\rho_m}{0,8} = 0,10 \quad (7.21)$$

Dove ρ_m è la percentuale meccanica di armatura:

$$\rho_m = \frac{A_s f_y}{B d f'_c} \quad (7.22)$$

La curvatura ultima è data dalla seguente relazione:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_u d} = 0,00074 \text{ cm}^{-1} \quad (7.23)$$

Il momento ultimo è ottenuto integrando il prodotto delle tensioni sulla sezione per la distanza dall'asse neutro, quindi moltiplicando la forza risultante delle tensioni stesse per il braccio della coppia interna:

$$M_u = A_s f_y (d - 0,4x) = A_s f_y d (1 - 0,4\xi_u) = 2494600 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad (7.24)$$

Possiamo ora visualizzare il diagramma momento-curvatura complessivo del pilastro:

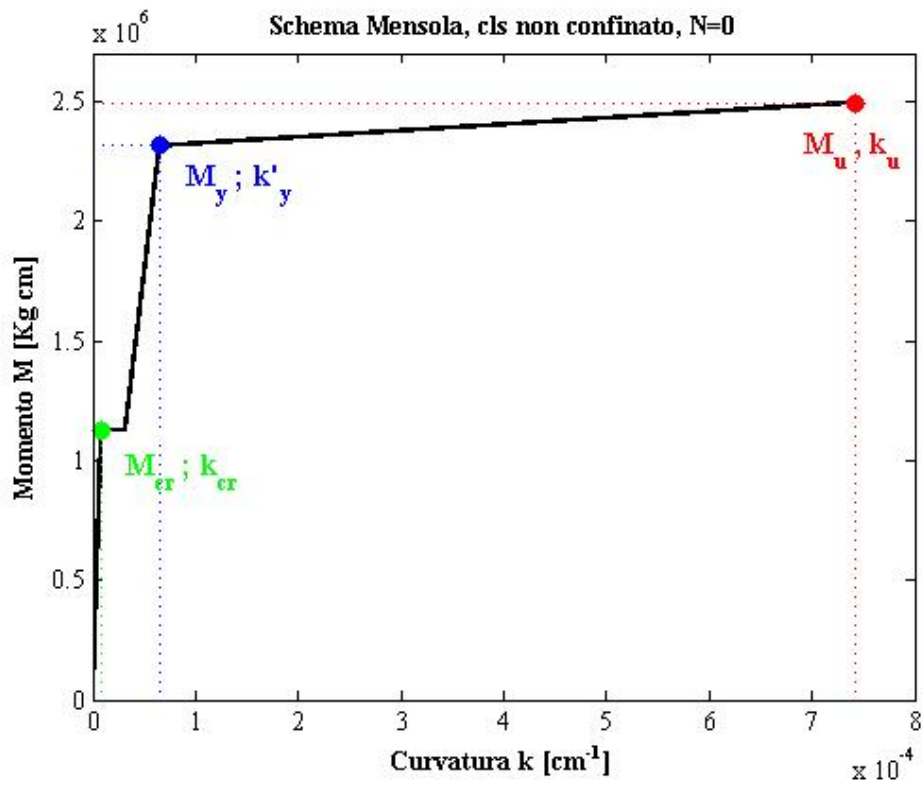


Figura 7.10 – Diagramma momento-curvatura del pilastro.

La duttilità della sezione risulta essere pari a:

$$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u}{\chi'_y} = 11,4 \quad (7.25)$$

7.1.4 Calcolo dei punti nel diagramma Momento-Altezza del pilastro

In questo paragrafo, verrà valutata la variazione del momento lungo l'altezza della trave, e si otterrà così il diagramma momento–ascissa del pilastro x , che consente di vedere qual è il valore di momento agente in ogni sezione.

Considerando il pilastro riportato nella figura seguente figura 7.11, è possibile individuare il diagramma che mostra la variazione del momento in funzione dell'altezza del pilastro; si indica con la variabile x , l'ascissa che individua la variazione di altezza del pilastro, e che ha origine in corrispondenza della base del pilastro; invece, si individua con la variabile x' l'ascissa che indica la variazione di altezza del pilastro, e che ha origine in corrispondenza della sommità del pilastro.

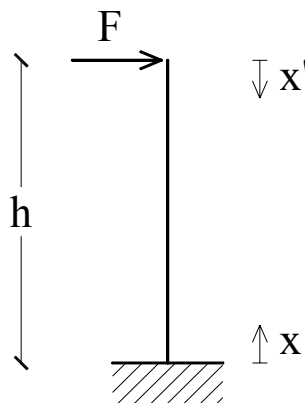


Figura 7.11 – Ascisse considerate lungo l'altezza del pilastro.

Si avrà il raggiungimento del momento ultimo per la sezione di base del pilastro, qualora, in corrispondenza della sommità del pilastro, sia applicata la forza F_u . E' possibile calcolare il valore di tale forza attraverso la relazione:

$$F_u = \frac{M_u}{h} = \frac{2495}{350} = 7,13 \text{ t} \quad (7.26)$$

Dal punto di vista analitico, l'espressione che descrive la variazione del momento lungo l'altezza del pilastro in funzione della variabile x' , risulta:

$$M(x') = F_u \cdot x' \quad (7.27)$$

Notando che la variabile x' è legata alla variabile x attraverso la relazione:

$$x' = h - x \quad (7.28)$$

Si ha che l'espressione che descrive la variazione del momento lungo l'altezza del pilastro in funzione della variabile x , risulta:

$$M(x) = F_u \cdot (h - x) \quad (7.29)$$

Tale equazione è stata visualizzata nella figura seguente:

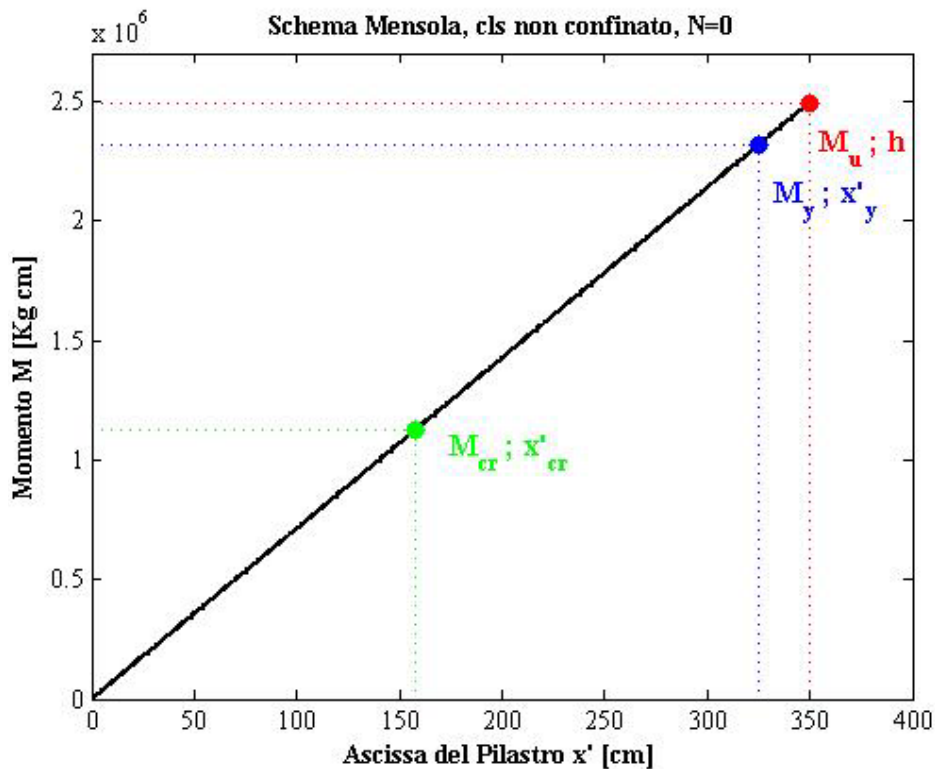


Figura 7.12 – Diagramma momento-altezza del pilastro.

Una volta nota l'espressione che descrive la variazione del momento lungo l'altezza del pilastro in funzione della variabile x' , o in modo del tutto equivalente, in funzione della variabile x , è possibile valutare in quale sezione si ha il raggiungimento del momento di prima fessurazione, del momento di primo snervamento e del momento ultimo.

Si consideri l'espressione (7.26) che descrive la variazione del momento lungo l'altezza del pilastro in funzione della variabile x' . Risolvendo tale equazione in termini dell'ascissa x' , si ha rispettivamente:

$$x'_{cr} = \frac{M_{cr}}{F_u} = 158 \text{ cm} \quad (7.30)$$

$$x'_y = \frac{M_y}{F_u} = 325 \text{ cm} \quad (7.31)$$

$$x'_u = h = 350 \text{ cm} \quad (7.32)$$

7.1.5 Calcolo dei punti nel diagramma Altezza del pilastro-Curvatura

Finora sono stati ricavati i valori della curvatura di prima fessurazione del calcestruzzo χ_{cr} , della curvatura di primo snervamento delle armature χ_y , e della curvatura ultima χ_u . Inoltre sono state individuate le ascisse delle sezioni (in termini dei valori della variabile x' , o in modo equivalente della variabile x) nelle quali si sviluppano il momento di prima fessurazione M_{cr} , il momento di primo snervamento M_y e il momento ultimo M_u . A questo punto, è dunque possibile andare ad individuare tali punti sul diagramma che in funzione dei diversi valori assunti dalla variabile curvatura, riporta i corrispondenti valori assunti dalla variabile x .

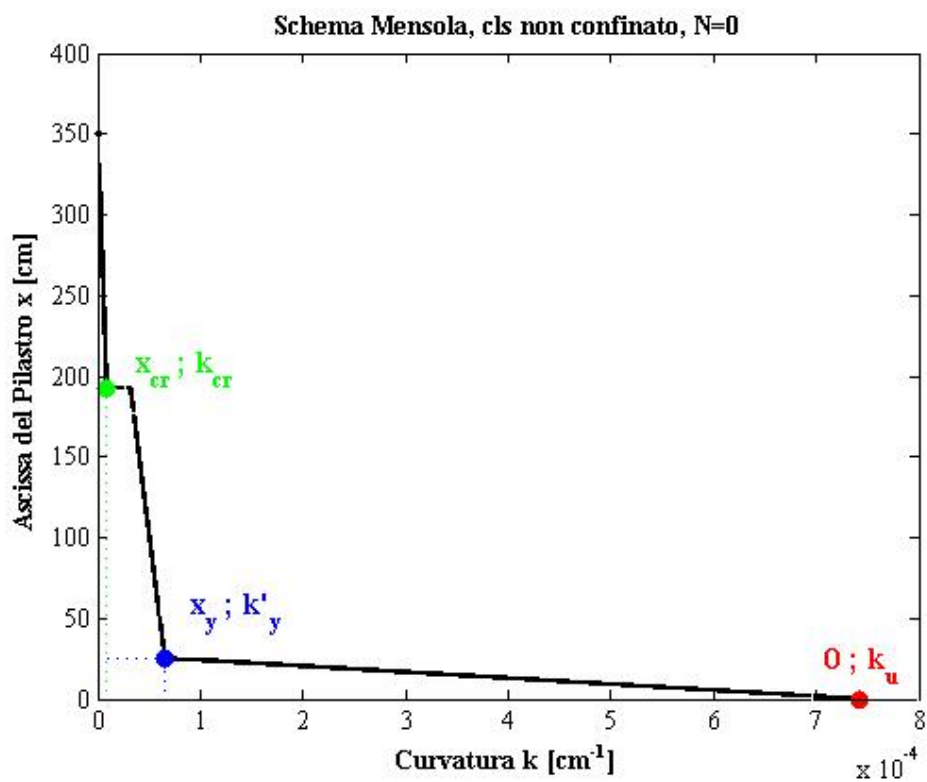


Figura 7.13 – Diagramma altezza del pilastro-curvatura.

7.1.6 Sintesi dei diagrammi

I diagrammi finora determinati vengono riportati in figura 7.14.

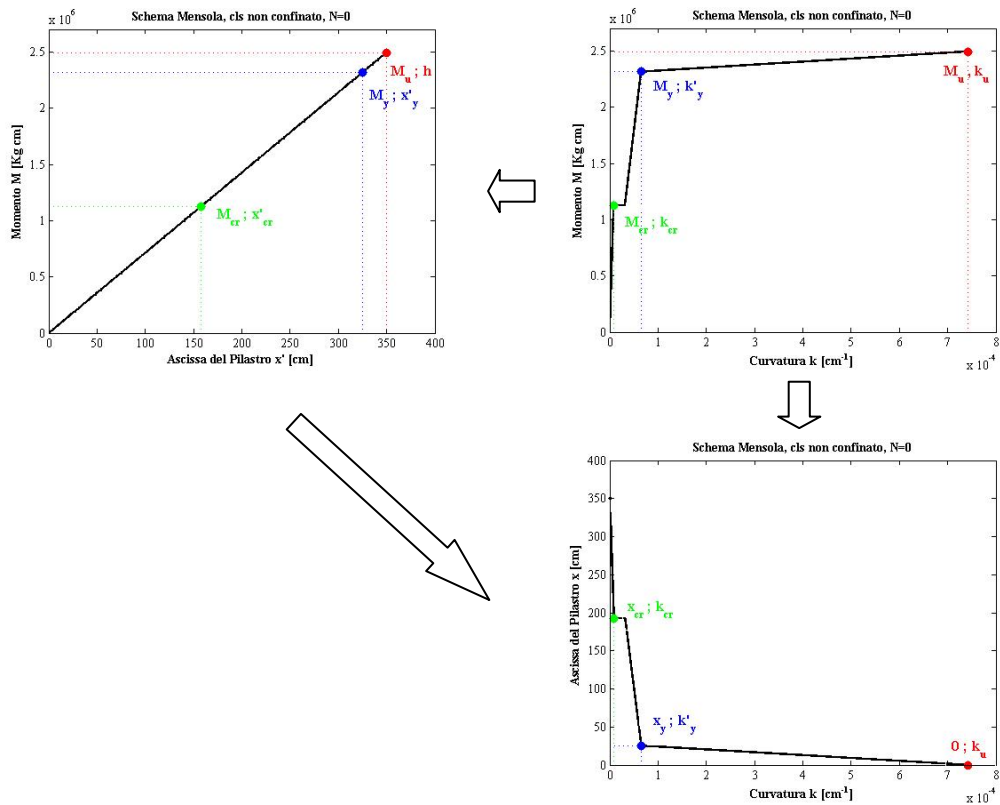


Figura 7.14 – Sintesi dei diagrammi al limite ultimo.

La medesima procedura può essere ripercorsa arrestandosi al raggiungimento del limite di primo snervamento per la sezione più sollecitata del pilastro, in particolare quella di base.

Si riportano direttamente la sintesi dei diagrammi in figura 7.15.

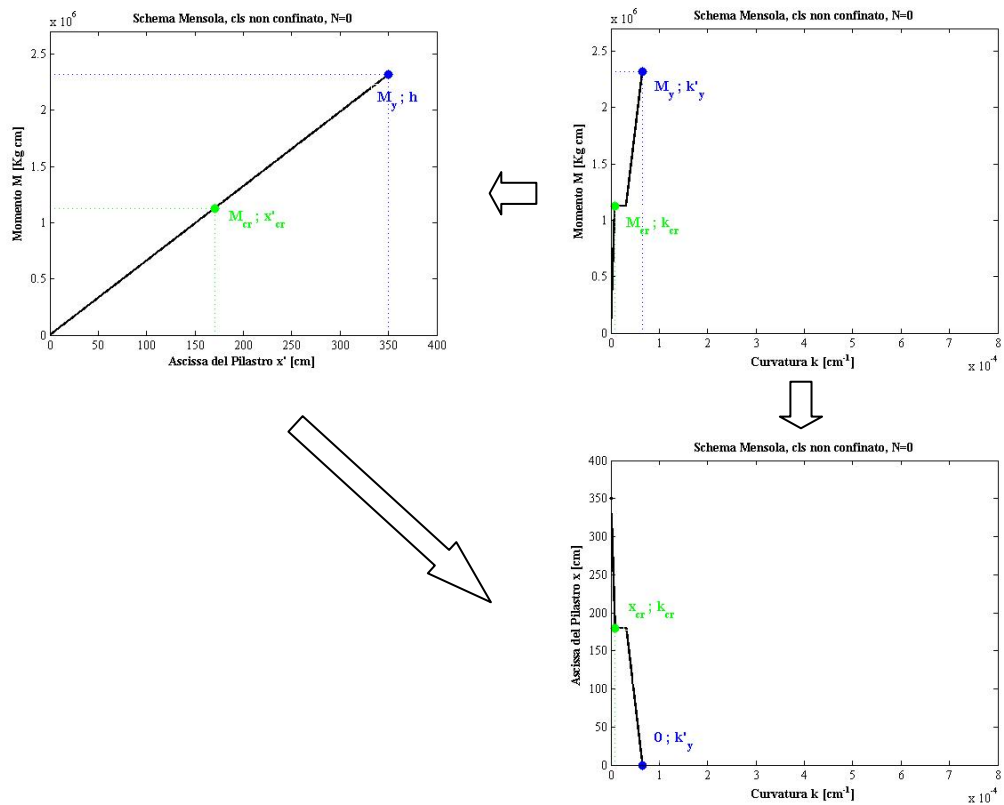


Figura 7.15 – Sintesi dei diagrammi al limite di primo snervamento.

7.1.8 Principio dei Lavori Virtuali per il calcolo degli spostamenti

Applicando il Principio dei Lavori Virtuali:

$$L_{ve} = L_{vi} \quad (7.33)$$

Si ha che:

$$1 \cdot \delta = \int_0^h M'(x') d\varphi \quad (7.34)$$

Ma, poiché la rotazione infinitesima del sistema lavorante, risulta pari a:

$$d\varphi = \chi(x')dx \quad (7.35)$$

Si ha che lo spostamento risulta dalla seguente relazione:

$$\delta = \int_0^h M'(x')\chi(x')dx \quad (7.36)$$

Inoltre, poiché il momento nel sistema lavorante è dato dalla relazione:

$$M'(x') = 1 \cdot x' \quad (7.37)$$

Si ha che lo spostamento risulta dalla seguente relazione:

$$\delta = \int_0^h 1 \cdot x' \chi(x')dx \quad (7.38)$$

Di conseguenza, per poter valutare rispettivamente il valore dello spostamento di primo snervamento e dello spostamento ultimo del pilastro, è necessario risolvere il seguente integrale:

$$\delta = \int_0^h \chi(x')x' dx \quad (7.39)$$

7.1.9 Calcolo dei punti nel diagramma Forza-Spostamento

Dal punto di vista geometrico, l'integrale di cui sopra, indicato nella relazione (7.38), rappresenta il momento statico dell'area sottesa alla curva $\chi(x)$ valutato rispetto al punto di coordinate $x = h$ (oppure $x' = 0$) e $\chi = 0$. Di conseguenza, è possibile valutare rispettivamente lo spostamento di primo snervamento e lo spostamento ultimo anche senza risolvere l'integrale di cui sopra.

Eseguendo semplicemente il calcolo di tale momento statico si ottiene che lo spostamento al limite di primo snervamento vale:

$$\delta'_y = \int_0^h \chi(x') \cdot x' dx = 2,4 \text{ cm} \quad (7.40)$$

Mentre lo spostamento al limite ultimo vale:

$$\delta_u = \int_0^h \chi(x') \cdot x' dx = 5,6 \text{ cm} \quad (7.41)$$

Possiamo ora visualizzare il diagramma forza-spostamento del pilastro, calcolato considerando lo schema statico a mensola:

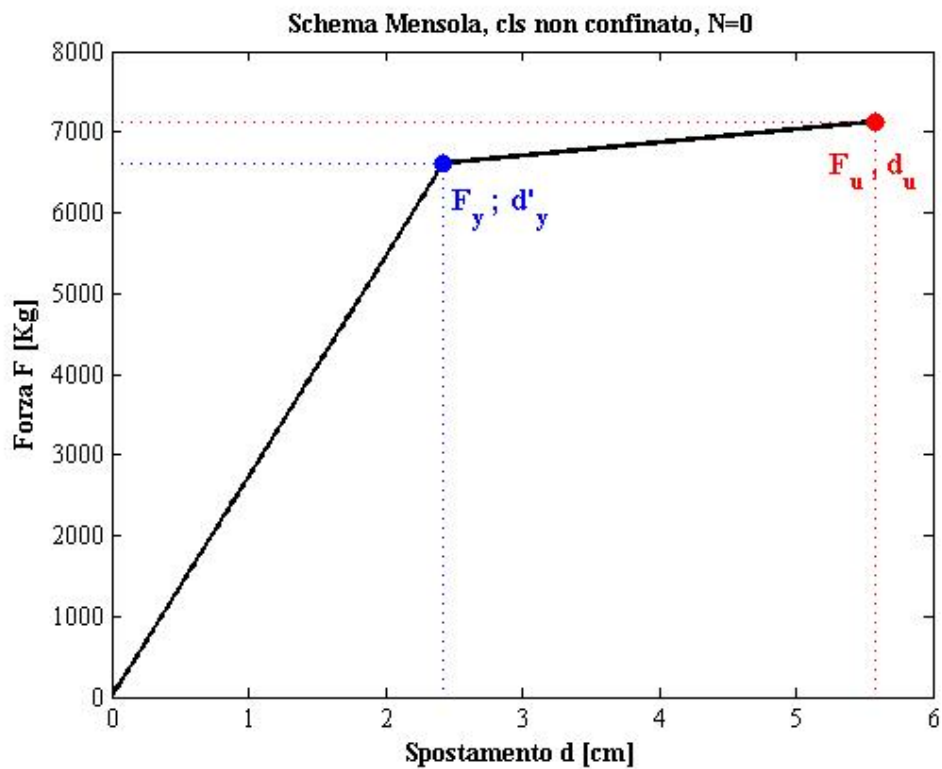


Figura 7.16 – Diagramma forza-spostamento del pilastro.

La duttilità della struttura risulta essere pari a:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta'_y} = 2,3 \quad (7.42)$$

7.2 Confinamento del calcestruzzo

Il calcestruzzo non confinato non è spesso idoneo a fornire adeguate duttilità. Se si fornisce nella zona compressa un impedimento alla dilatazione trasversale del calcestruzzo, si accresce di un poco la resistenza e di molto la duttilità, come evidenziato nella figura 7.17 estratta dal libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley.

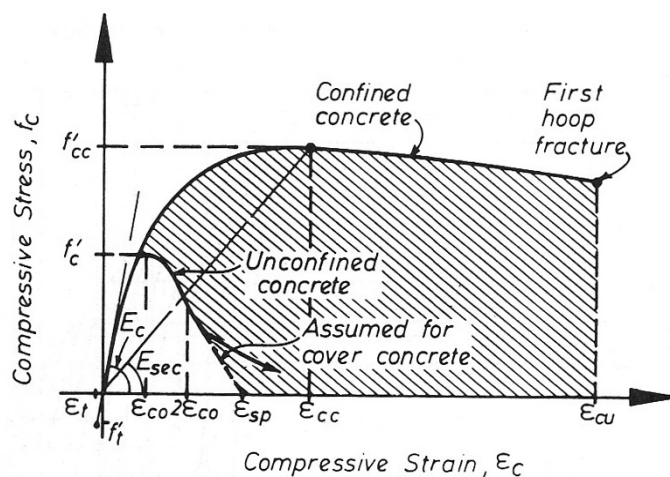


Figura 7.17 – Curva tensione-deformazione risultante da prova a compressione di provini di calcestruzzo confinato.

Come mostrato in figura 7.18 il confinamento può essere garantito, in sezione orizzontale, da staffe e ganci trasversali, in sezione verticale, dalle barre longitudinali.

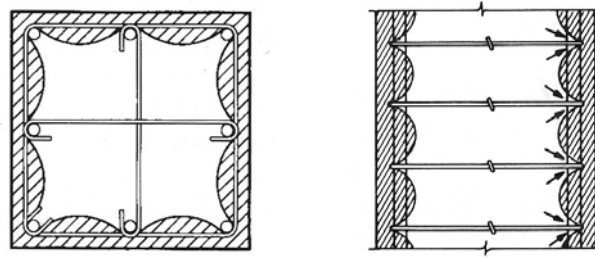


Figura 7.18 – Sezione orizzontale e verticale di un pilastro in cemento armato.

Si riporta di seguito la sezione trasversale quadrata dei pilastri alla base (cfr. par. 5.3.1), opportunamente armata, dell'edificio de L'Aquila.

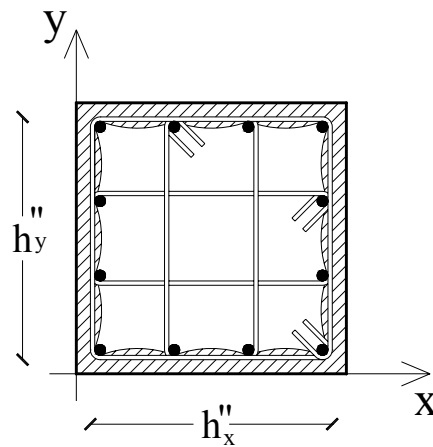


Figura 7.19 – Sezione trasversale dei pilastri.

Si evidenziano, in questa prima fase, il contributo delle staffe e dei ganci trasversali al sconfinamento del calcestruzzo.

Le proprietà geometriche della sezione sono di seguito riportate.

- Area staffe: $A_{sh} = \phi 8 = 50 \text{ mm}^2$
- Passo staffe: $S_h = 15 \text{ cm}$
- Larghezza sezione confinata: $h'' = 44 \text{ cm}$
- Tensione di snervamento staffe: $f_{yh} = 450 \text{ MPa}$
- Deformazione acciaio di massima tensione $\varepsilon_{sm} = 10\%$

La percentuale geometrica di armatura di sconfinamento in direzione x vale:

$$\rho_{gh} = \frac{n^{\circ}braccia \cdot A_{sh}}{S_h h''} = \frac{\left(\frac{1}{3} \cdot 6 + \frac{2}{3} \cdot 4\right) A_{sh}}{S_h h''} = \frac{4,67 A_{sh}}{S_h h''} = 0,0036 \quad (7.43)$$

La tensione di sconfinamento risulta essere pari a:

$$f'_l = k_e \rho_{gh} f_{yh} = 1,20 \text{ MPa} \quad (7.44)$$

Dove $k_e = 0,75$ per sezioni rettangolari.

Normalizzando la tensione di confinamento alla resistenza a compressione del calcestruzzo, si ottiene:

$$\frac{f'_l}{f'_c} = 0,0400 \quad (7.45)$$

Dal diagramma seguente si ricava l'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del confinamento, così come definita nel libro^[1] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley:

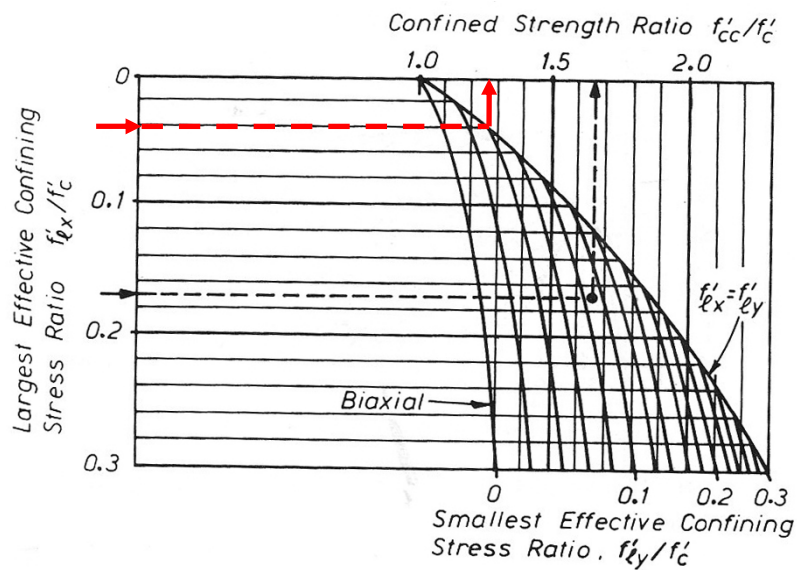


Figura 7.20 – Diagramma dal quale si ricava l'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del sconfinamento.

Il medesimo risultato è ottenibile tramite la relazione sperimentale:

$$k = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} = 1,25 \quad (7.46)$$

La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato risulta dunque essere pari a:

$$f'_{cc} = k \cdot f'_c = 38 \text{ MPa} \quad (7.47)$$

Inoltre si ha:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4(\rho_{ghx} + \rho_{ghy})f_{yh}\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} = 0,0159 = 1,59 \% \quad (7.48)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] = 0,0045 = 0,45 \% \quad (7.49)$$

Le curva tensione-deformazione del calcestruzzo confinato semplificata risulta dunque essere:

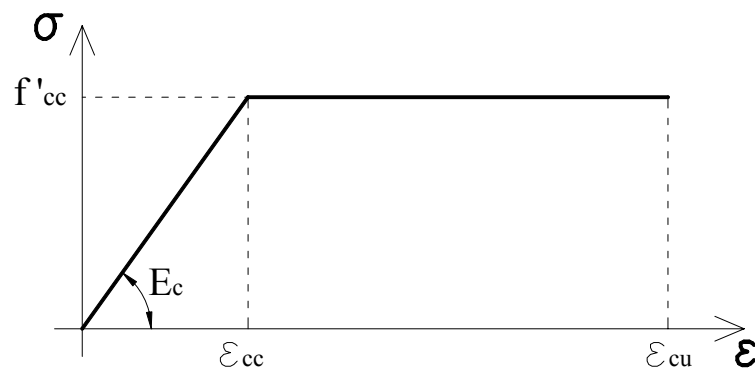


Figura 7.21 – Relazione tensione-deformazione del calcestruzzo confinato semplificata.

Dal rapporto tra tensione e deformazione al limite elastico ne consegue che:

- Modulo di elasticità: $E_c \cong 10000 \text{ MPa}$

7.3 Incrudimento dell'acciaio

In merito all'acciaio le curve tensione-deformazione reali sono del tipo mostrato in figura 7.3 e riportate, per chiarezza, nella figura seguente:

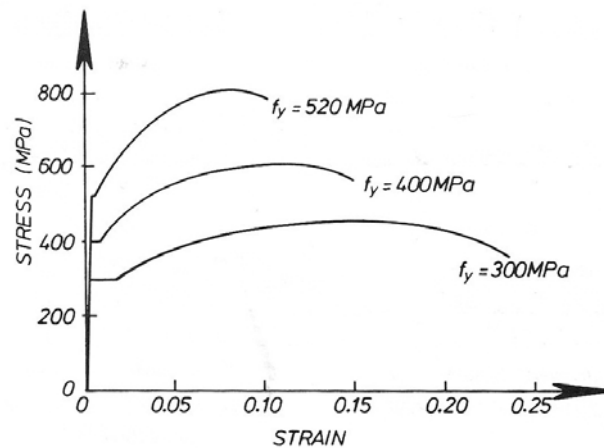


Figura 7.22 – Curve tensione-deformazione risultanti da prove a trazione di provini d'acciaio.

L'acciaio utilizzato per le armature è del tipo *B450 C*, caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche, riportate nel paragrafo 7.1.1. Si evidenzia in particolare:

- Valore caratteristico della tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Incremento pensionale percentuale: $\Delta = 0,22$
- Deformazione di incrudimento: $\varepsilon_h = 2 \%$

Le curva tensione-deformazione dell'acciaio semplificata (considerando in il fenomeno dell'incrudimento) risulta dunque essere:

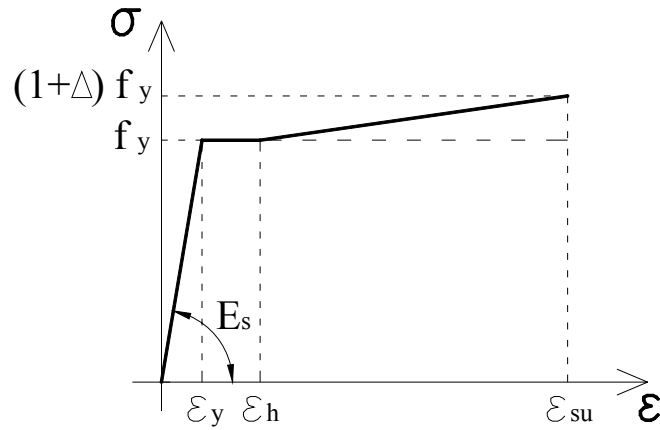


Figura 7.23 – Relazione tensione-deformazione dell'acciaio semplificata con incrudimento.

La relazione (7.20) si modifica nella seguente iterazione:

$$\xi_u = \frac{x}{d} = \frac{\rho_g f_h}{0,8 f'_c} \quad (7.50)$$

$$f_h = f_y + \frac{(1,22f_y - f_y) (\varepsilon_s - \varepsilon_h)}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_h} \quad (7.51)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} d (1 - \xi_u)}{\xi_u d} \quad (7.52)$$

7.4 Presenza dello sforzo normale

Le sollecitazioni che insorgono per effetto di una forza orizzontale e di una verticale applicate all'estremità, sono visualizzate nella figura seguente.

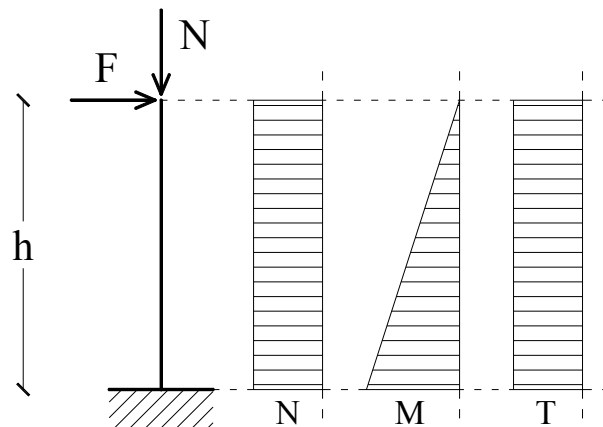


Figura 7.24 – Andamento dello sforzo normale, del momento e del taglio al limite elastico nello schema statico a mensola.

Per il pilastro in cemento armato, in ambito elastico lineare, si ha che il momento e lo sforzo normale danno luogo a una tensione pari a:

$$\sigma = \frac{N}{A_{ci}} + \frac{M}{W_{ci}} = \frac{N}{A_{ci}} + \frac{M}{\frac{2J_{ci}}{H}} = \frac{N}{A_{ci}} + \frac{3E_c H}{2h^2} \cdot \delta \quad (7.53)$$

Raggiunto il limite di snervamento delle armature tese, la sezione si trova nella condizione riportata nella figura seguente:

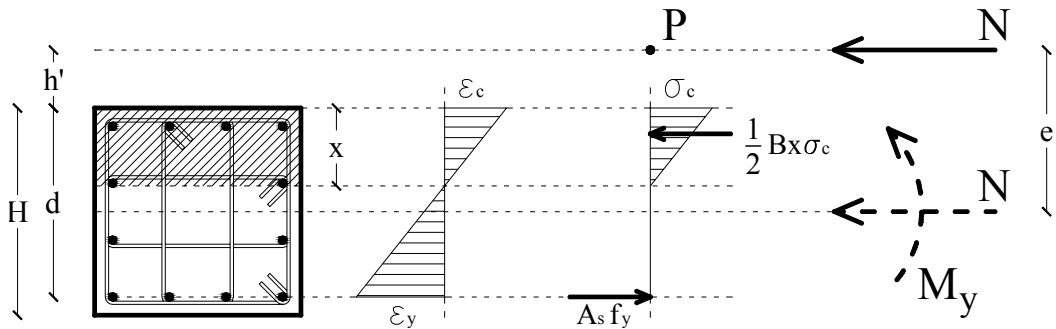


Figura 7.25 – Limite di primo snervamento per la sezione trasversale dei pilastri pressoinflessi.

Definiamo e pari alla distanza tra l'asse baricentrico e il centro di pressione:

$$e = \frac{M_y}{N} \quad (7.54)$$

Per equilibrio alla rotazione attorno al centro di pressione P in campo elastico lineare al limite di snervamento si può scrivere:

$$A_s f_y \left[\left(e - \frac{H}{2} \right) + d \right] = \frac{1}{2} B x \sigma_c \left[\left(e - \frac{H}{2} \right) + \frac{x}{3} \right] \quad (7.55)$$

Poiché $f_y = n \sigma_c \frac{d-x}{x}$, dalla relazione precedente si ottiene la seguente equazione di terzo grado in x :

$$\frac{B}{6} x^3 + \frac{B h'}{2} x^2 + n A_s (h' + d) x - n A_s d (h' + d) = 0 \quad (7.56)$$

Dove h' è definito come:

$$h' = e - \frac{H}{2} \quad (7.57)$$

Risolvendo, per tentativi, in x , si determina poi:

$$\xi_y = \frac{x}{d} \quad (7.58)$$

Il procedimento risulta essere iterativo poiché il momento di snervamento di partenza dipende dalla posizione dell'asse neutro x , in particolare, per equilibrio alla rotazione attorno all'asse baricentrico, si ottiene:

$$M_y = A_s f_y \left(\frac{H}{2} - d' \right) + \frac{1}{2} Bx \sigma_c \left(\frac{H}{2} - \frac{x}{3} \right) \quad (7.59)$$

Dove:

$$\sigma_c = \frac{N(h'+d)}{\frac{Bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right)} \quad (7.60)$$

Lo sforzo normale massimo applicabile sulla sezione sarà ottenuto uguagliando tale tensione di compressione del calcestruzzo con f'_c o f'_{cc} a seconda che si consideri o meno l'influenza del sconfinamento.

Raggiunta la condizione ultima, la sezione si trova nella condizione riportata nella figura seguente:

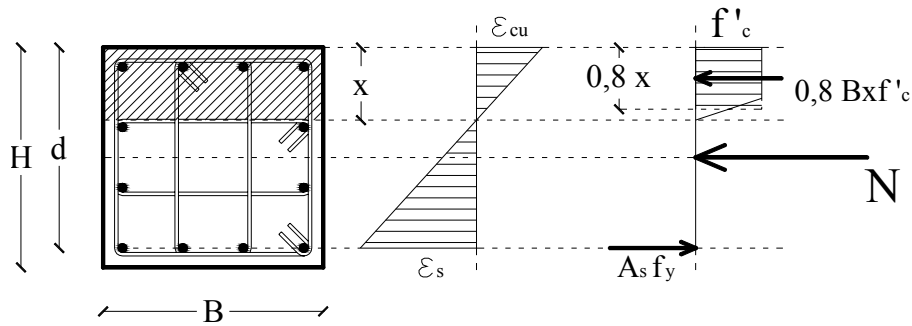


Figura 7.26 – Limite ultimo per la sezione trasversale dei pilastri pressoinflessi.

Per equilibrio alla traslazione in condizione ultima si può scrivere:

$$0,8B\xi_u df'_c - A_s f_y = N \quad (7.61)$$

Dalla relazione precedente si ottiene:

$$\xi_u = \frac{x}{d} = \frac{\rho_m}{0,8} + \frac{\nu}{0,8} \quad (7.62)$$

Dove ν è il tasso di lavoro del calcestruzzo:

$$\nu = \frac{N}{Bdf'_c} \quad (7.63)$$

Il momento ultimo per equilibrio attorno all'asse baricentrico vale:

$$M_u = A_s f_y \left(\frac{H}{2} - d' \right) + 0,8Bxf'_c \left(\frac{H}{2} - 0,4x \right) \quad (7.64)$$

Si vuole ora verificare la corrispondenza tra il diagramma forza-spostamento ottenuto secondo il procedimento sviluppato nel paragrafo 7.1 per lo schema a mensola e il diagramma forza-spostamento ricavato mediante un'analisi di pushover attraverso l'utilizzo del programma SAP2000.

Il diagramma momento-curvatura di riferimento risulta dunque essere:

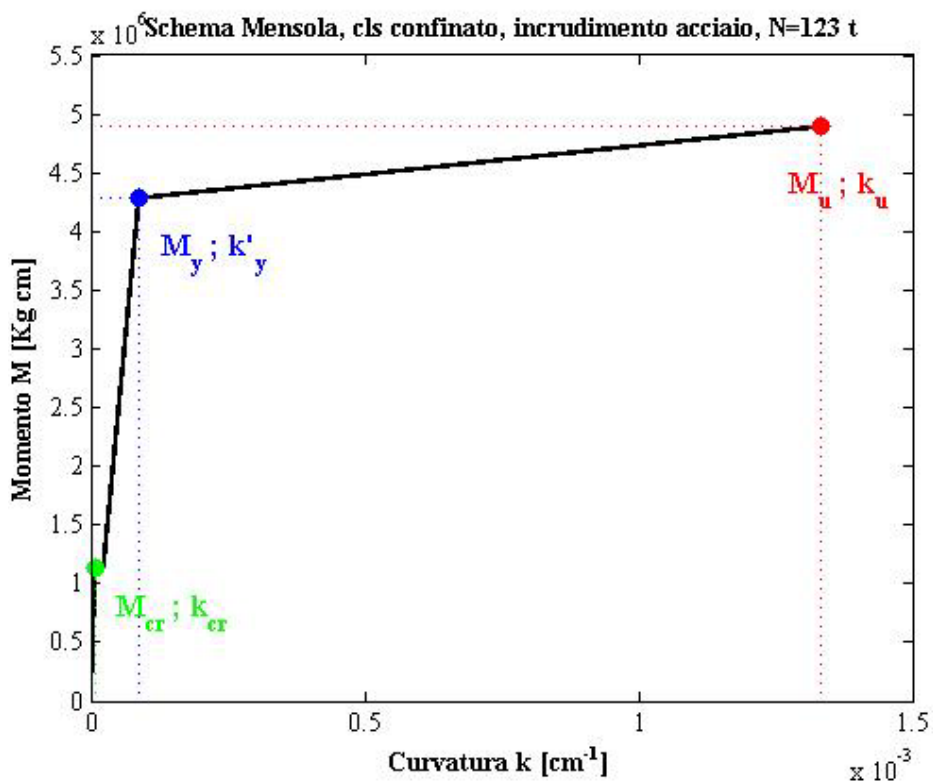


Figura 7.27 – Diagramma momento-curvatura di un pilastro nello schema statico a mensola.

L'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione di tale legame momento-curvatura alla cerniera plastica alla base del pilastro è visualizzata in figura 8.2 del capitolo successivo.

Si riporta ora il diagramma forza-spostamento ricavato mediante un'analisi di pushover attraverso l'utilizzo del programma SAP2000.

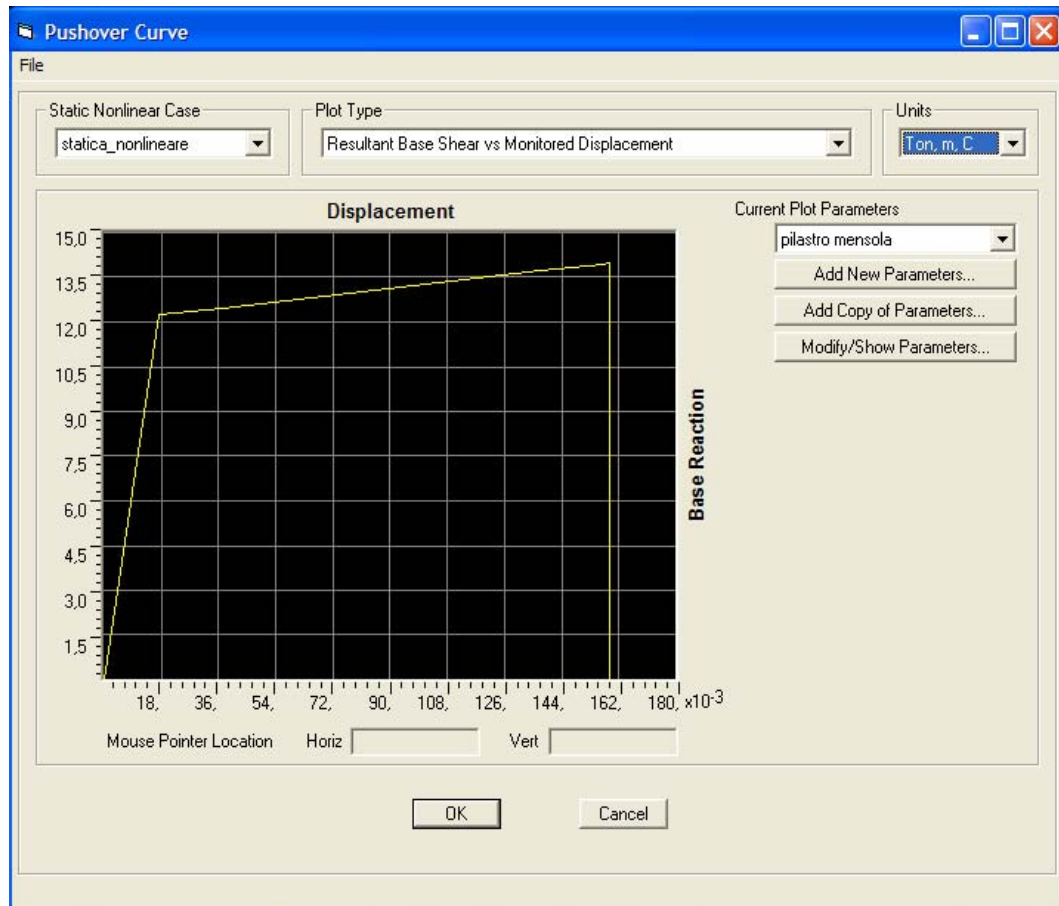


Figura 7.28 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 di visualizzazione della curva forza-spostamento di un pilastro nello schema statico a mensola.

$$\delta_u = \delta'_y + \delta_p = \frac{F_y h^3}{3E_c J_{ciPARZ}} + \theta_p \left(h - \frac{l_p}{2} \right) = 2,31 + 13,38 = 15,69 \text{ cm} \quad (7.65)$$

7.5 Schema statico a portale Shear-Type

Si considera ora il pilastro nello schema statico a portale *shear-type*, incastrato alla base e trave infinitamente rigida.

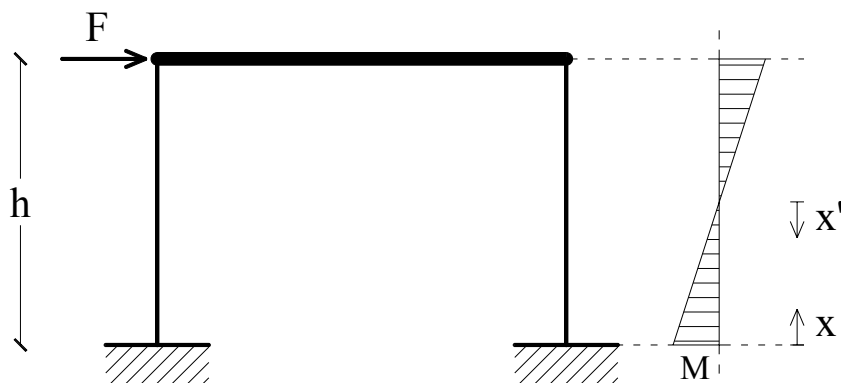


Figura 7.29 – Schema statico a telaio Shear-Type dei pilastri.

L'altezza h del pilastro che si è considerata nei calcoli successivi risulta pari a 3,5 m.

Si può notare, come evidenziato dal diagramma del momento flettente, che il comportamento strutturale sia analogo a quanto fino qui visto per una mensola di altezza pari a $h/2$.

Nello schema statico a portale *shear-type*, la rigidezza del pilastro risulta dalla relazione:

$$k = \frac{2 \cdot 12 E_c J_{ci}}{h^3} \quad (7.66)$$

7.6 Schema statico a portale con trave deformabile

Si considera ora il pilastro nello schema statico a portale con travi deformabili di sezione 40×60 , incastrato alla base.

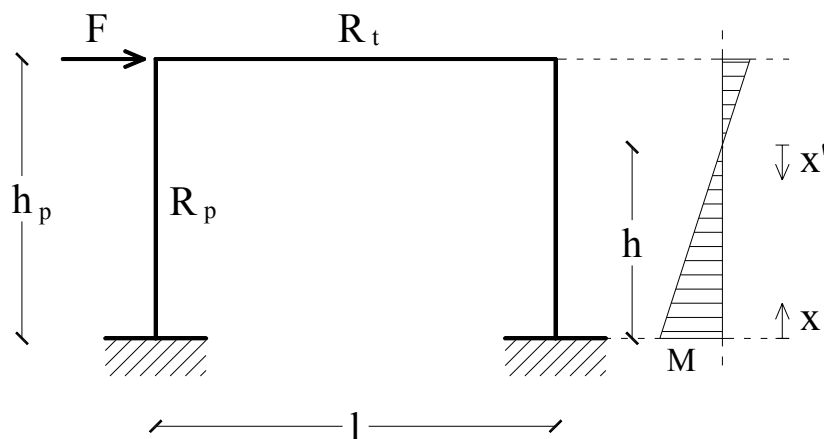


Figura 7.30 – Schema statico a telaio con travi e pilastri deformabili.

L'altezza h_p del pilastro che si è considerata nei calcoli successivi risulta pari a $3,5 \text{ m}$, mentre la lunghezza l della trave è stata assunta pari a 5 m .

Nello schema statico a portale con travi deformabili, la rigidezza dei pilastro risulta dalla relazione:

$$k = \frac{\frac{3EJ_p}{h_p^3}}{1 - \frac{3}{4} \frac{wh_p}{wh_p + EJ_p}} \quad (7.67)$$

Dove w è la rigidezza delle aste che concorrono nel nodo, che nel caso specifico è pari a:

$$w = 6R_t = 6 \frac{EJ_t}{l} \quad (7.68)$$

Definite le rigidezze del pilastro e della trave si ha rispettivamente:

$$R_p = \frac{EJ_p}{h_p} = \frac{E}{h_p} \frac{BH^3}{12} = \frac{200000}{350} \frac{50 \cdot 50^3}{12} = 297620000 \text{ Kg/cm} \quad (7.69)$$

$$R_t = \frac{EJ_t}{l} = \frac{E}{l} \frac{BH^3}{12} = \frac{200000}{500} \frac{65 \cdot 24^3}{12} = 288000000 \text{ Kg/cm} \quad (7.70)$$

La posizione del punto di nullo del diagramma del momento flettente è definita dalla relazione seguente:

$$\frac{h_p - h}{h_p} = \frac{3R_t}{6R_t + R_p} = 0,43 \quad (7.71)$$

Il momento alla base e in sommità valgono rispettivamente:

$$M_{base} = \frac{Fh_p}{4} \left(\frac{6R_t + 2R_p}{R_p + 6R_t} \right) \quad (7.72)$$

$$M_{base} = \frac{Fh_p}{4} \left(\frac{6R_t}{R_p + 6R_t} \right) \quad (7.73)$$

7.7 Sintesi diagrammi

Si riportano di seguito, per brevità e chiarezza di esposizione, direttamente i risultati, in termini di diagramma momento-curvatura della sezione di un pilastro 50×50 in cemento armato, considerando o meno l'influenza del sconfinamento del calcestruzzo, dell'incrudimento dell'acciaio e della presenza o meno dello sforzo normale massimo agente sulla sezione.

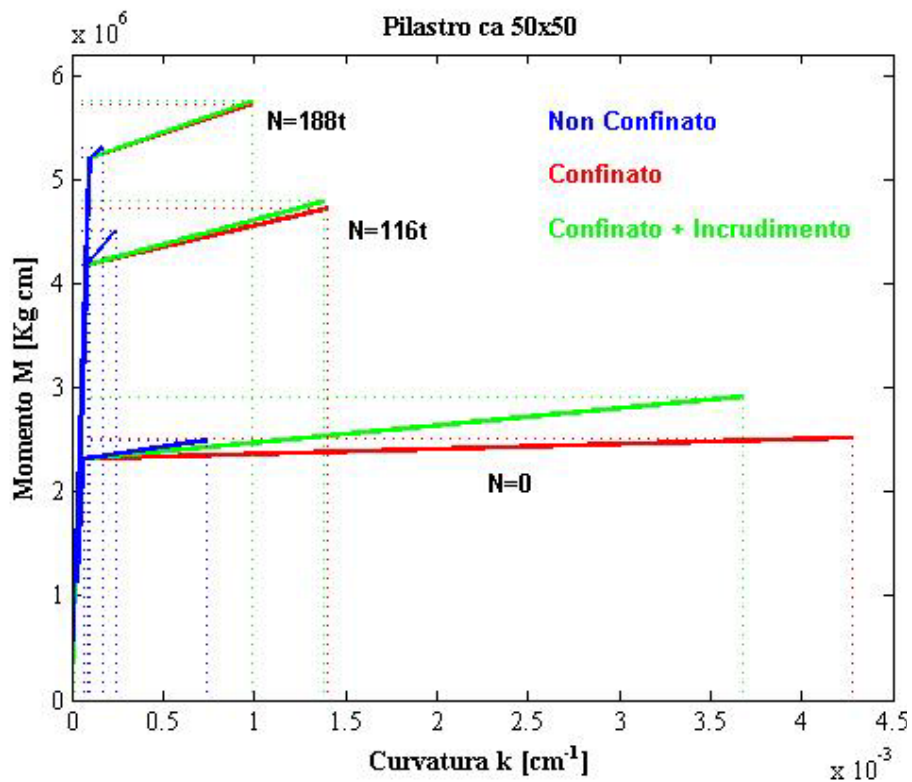


Figura 7.31 – Diagrammi momento-curvatura di un pilastro 50×50 in c.a.

Si riportano ora di seguito direttamente i risultati, in termini di diagramma forza-spostamento di un pilastro 50×50 in cemento armato, considerando o meno l'influenza del sconfinamento del calcestruzzo, dell'incrudimento dell'acciaio e della presenza o meno dello sforzo normale massimo agente sull'elemento, il tutto variabile a seconda della tipologia strutturale presa in considerazione, rispettivamente: schema a mensola, telaio *shear.type*, portale deformabile.

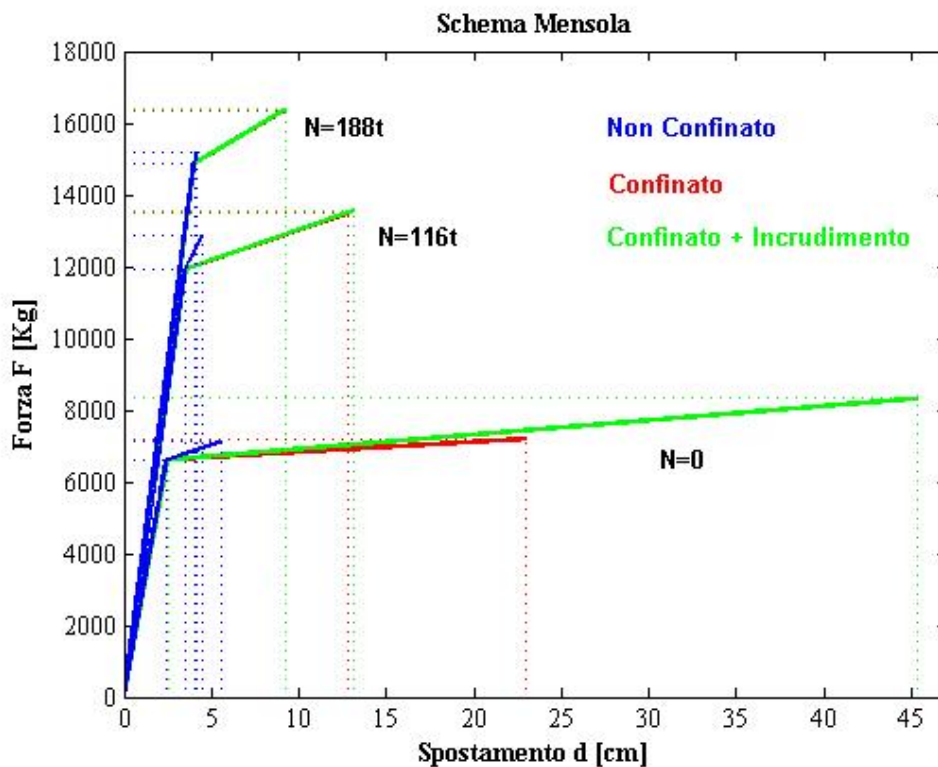


Figura 7.32 – Diagrammi forza-spostamento di un pilastro 50×50 in c.a. nello schema statico a mensola.

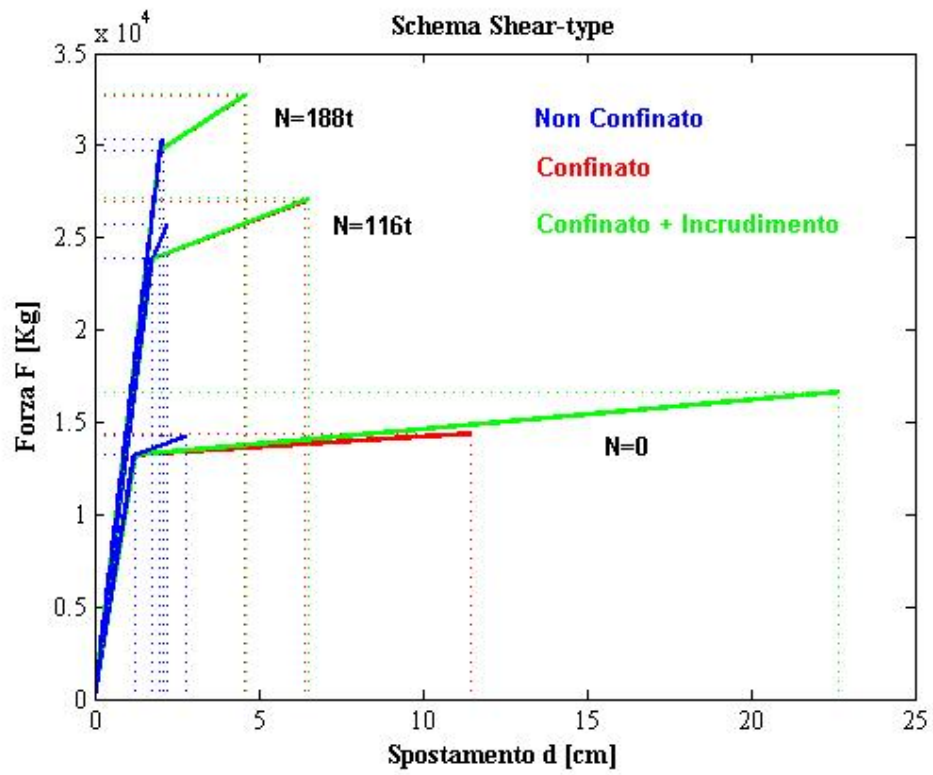


Figura 7.33 – Diagrammi forza-spostamento di un pilastro 50×50 in c.a. nello schema statico a telaio Shear-Type.

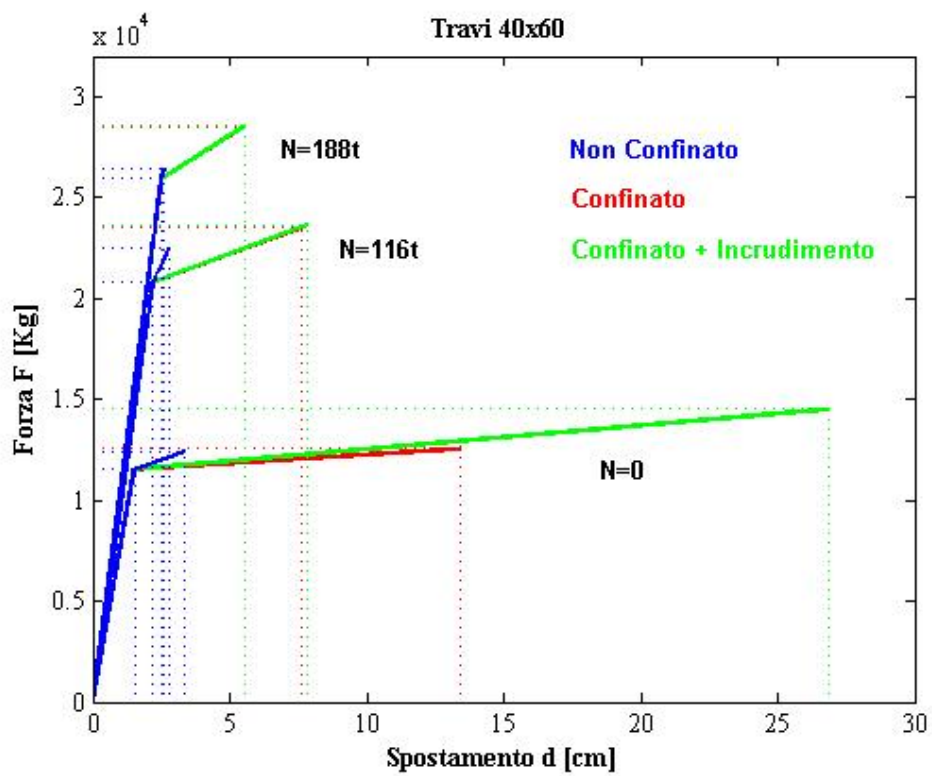


Figura 7.34 – Diagrammi forza-spostamento di un pilastro 50×50 in c.a. nello schema statico a portale deformabile.

7.8 Diagramma Forza-Spostamento complessivo dei pilastri

In riferimento all'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, ed in particolare al diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri al piano terra, ci riconduciamo alla condizione più prossima a quella reale; in particolare si assume un pilastro nello schema statico a portale deformabile con travi 40×60, il calcestruzzo confinato e l'acciaio incrudente.

Per quanto riguarda lo sforzo normale agente sulla sezione si fa riferimento alla combinazione sismica delle azioni (cfr. par. 3.2.3) in cui il contributo del sisma è stato valutato considerando il valore medio dello sforzo normale agente sui pilastri a seguito dell'analisi Time-History non lineare, che sarà visualizzato nella tabella 8.8 del capitolo successivo. Lo sforzo normale complessivo sarà contribuito da:

$$E + G_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik} \quad (7.74)$$

In particolare, dai risultati dell'analisi eseguita nel paragrafo 8.2, in cui il contributo dei carichi gravitazionali è stato scomposto in propri, permanenti, permanenti portati (tamponamenti), variabili di civile abitazione e neve, si avrà, al piano terra:

$$N_{pilastro} = 35 + (28 + 44 + 12) + 0,3 \cdot 10 + 0,2 \cdot 2 = 123 \text{ t} \quad (7.75)$$

Il diagramma momento-curvatura di riferimento risulta dunque essere:

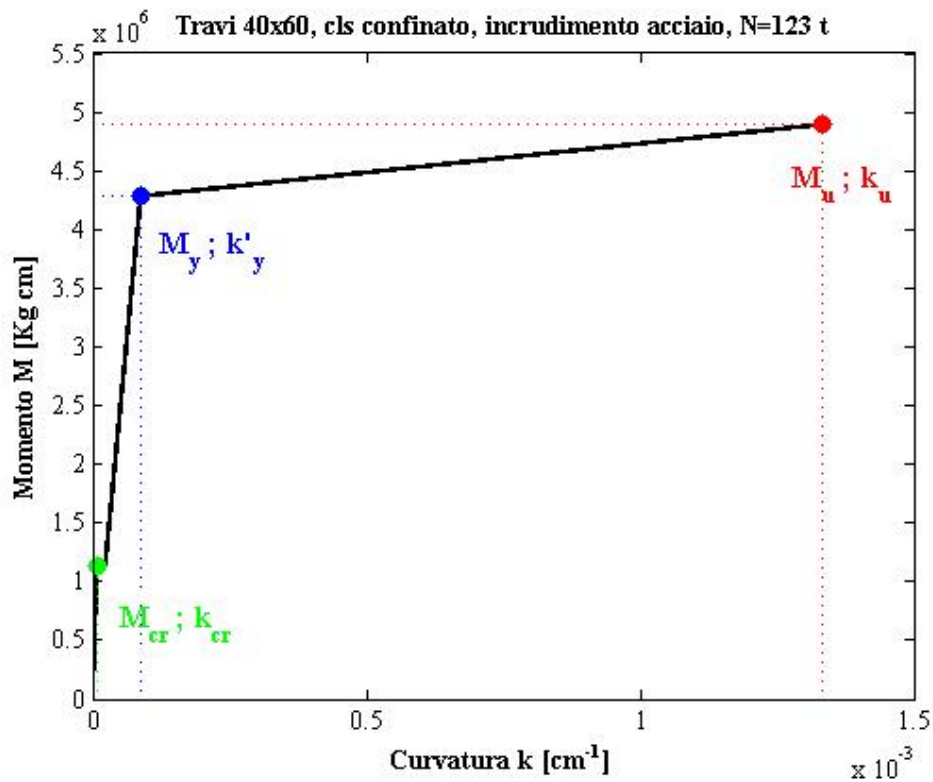


Figura 7.35 – Diagramma momento-curvatura di un pilastro del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

Il diagramma forza-spostamento che ne consegue è visualizzato nella figura successiva.

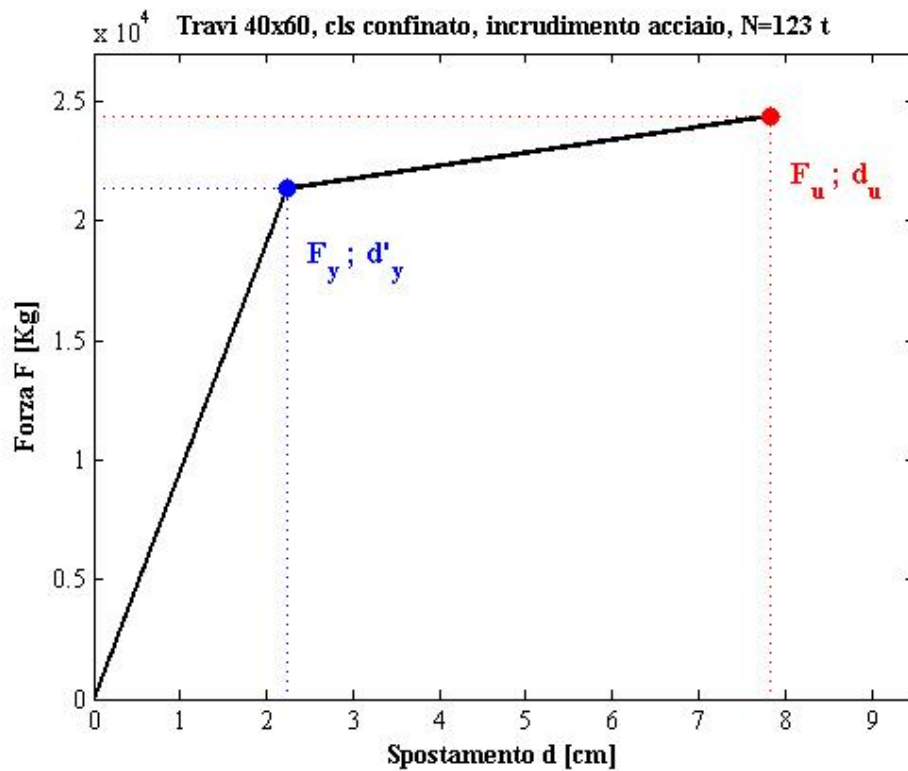


Figura 7.36 – Diagramma forza-spostamento di un pilastro del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

Il diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri al piano terra dell'edificio de L'Aquila è ottenuto dal precedente moltiplicando le ordinate per il numero dei pilastri, in questo caso specifico pari a 20.

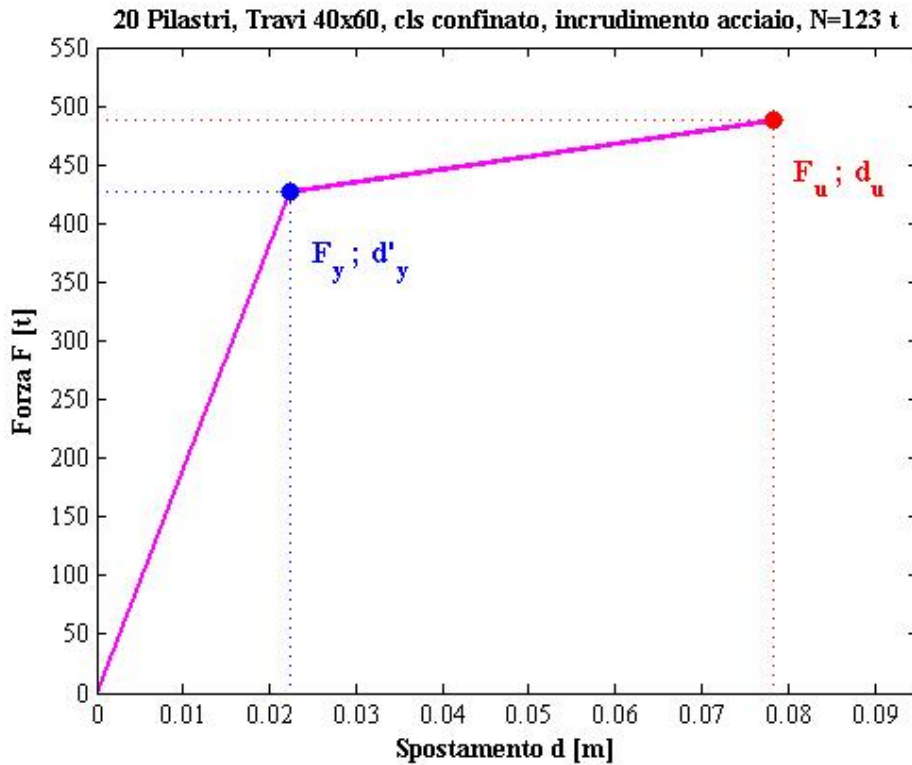


Figura 7.37 – Diagramma forza-spostamento compressivo dei 20 pilastri del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

Introduciamo ora il diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri al piano terra dell'edificio de L'Aquila all'interno della "Mappa dei Comportamenti" della struttura, definita nel paragrafo 4.5. Se l'effettivo diagramma forze-spostamenti della struttura in esame, intercetta i punti target individuati sulla "Mappa dei Comportamenti", allora la struttura stessa sarà in grado di soddisfare gli "obiettivi prestazionali" che sono stati imposti in partenza.

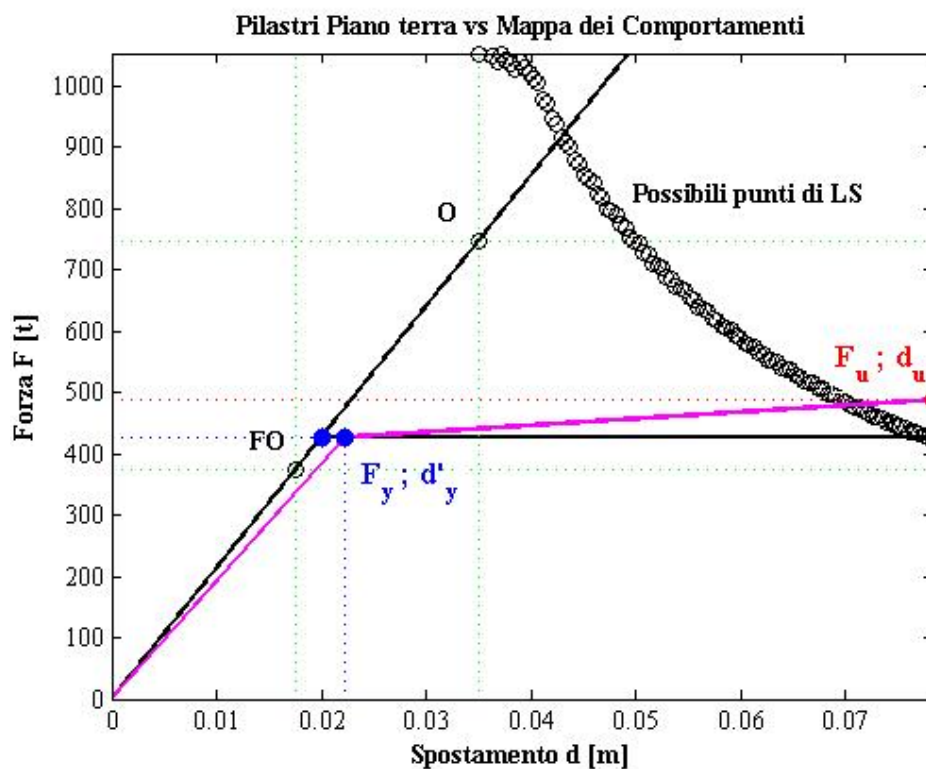


Figura 7.38 – Diagramma forza-spostamento complessivo dei 20 pilastri del piano terra dell'edificio de L'Aquila all'interno della "Mappa dei Comportamenti" della struttura.

Si è dimostrato che il soddisfacimento degli "obiettivi prestazionali" è garantito dal solo contributo dei pilastri in c.a. compresi tra piano terra e piano primo.

Capitolo 8

ANALISI NON LINEARE DELL'EDIFICIO SENZA I TAMPONAMENTI

8.0 Introduzione

L'analisi dell' edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, verrà effettuata attraverso l'utilizzo del programma SAP2000, facendo riferimento a un modello tridimensionale dell'edificio.

In questa fase si omette ancora la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nel sola struttura intelaiata in cemento armato senza i tamponamenti.

Il modello così realizzato verrà poi sollecitato con gli accelerogrammi effettivamente registrati a L'Aquila, opportunamente scalati in base alla distanza tra le stazioni di registrazione e l'effettiva posizione dell'edificio oggetto di riferimento. Per semplicità e chiarezza dei risultati, si considera solo

l'accelerogramma di intensità maggiore e applicato in un'unica direzione principale.

L'analisi condotta in questa fase, è del tipo Time-History non lineare con Direct Integration. Tale simulazione, che risulta essere più vicina al comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta ad attribuire agli elementi tipo travi e pilastri l'effettivo comportamento, valutato attraverso l'assegnazione dei diagrammi momento-curvatura, così come definiti nel capitolo precedente, alle rispettive sezioni.

In questa fase si cerca dunque di caratterizzare ciascun elemento tipo trave e pilastro con il suo comportamento effettivo e quindi di tenere in considerazione escursioni in campo plastico.

8.1 Simulazione del comportamento sismico dell'edificio

Le azioni sismiche di riferimento sono le medesime visualizzate nel paragrafo 6.1.1.

Per quanto riguarda il modello dell'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, si fa esplicito riferimento a quanto espresso nel paragrafo 6.2.2, con in aggiunta l'attribuzione agli elementi tipo travi e pilastri dei rispettivi diagrammi momento-curvatura tramite l'assegnazione di cerniere plastiche alle estremità.

Per quanto riguarda lo sforzo normale agente sulle sezioni si fa riferimento alla combinazione sismica delle azioni indicata nel paragrafo 7.8, chiaramente diversificata a seconda del numero del piano dell'edificio (lo sforzo normale medio è stato, per semplicità, suddiviso proporzionalmente a ciascun piano).

Si riporta, a titolo esemplificativo, solo il diagramma momento-curvatura relativo ai pilastri 50×50 alla base e alle travi 40×60 .

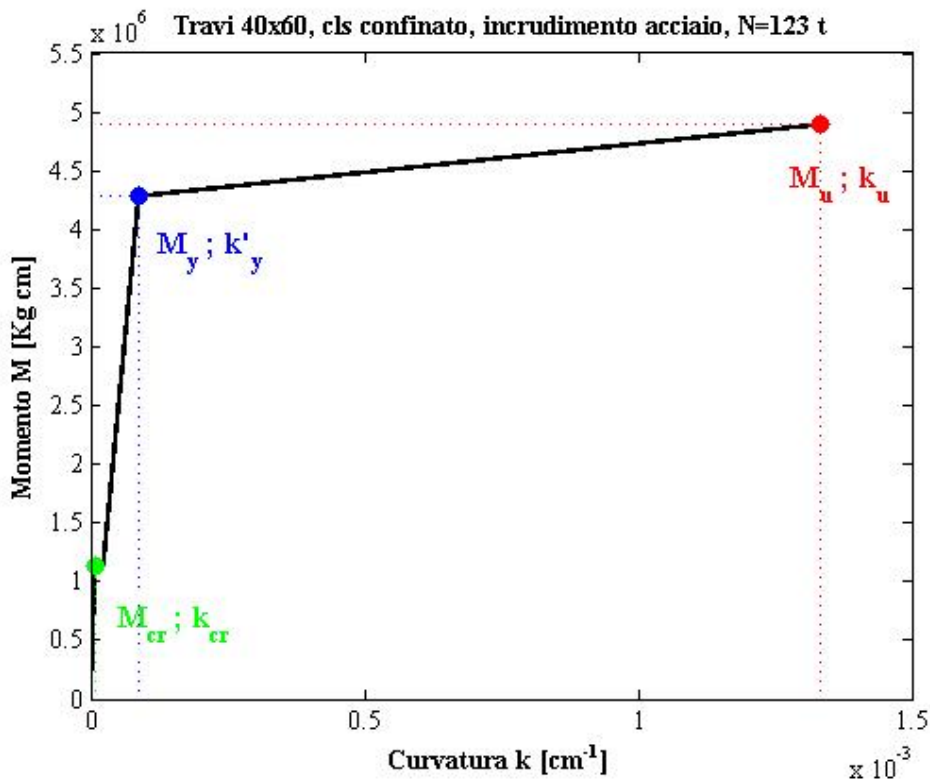


Figura 8.1 – Diagramma momento-curvatura di un pilastro del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

Si riporta nella figura seguente l'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione di tale legame momento-curvatura alle cerniere plastiche di estremità dei pilastri.

La lunghezza l_p di tale cerniera plastica, in accordo con il libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley, è stata assunta pari a:

$$l_p = 0,08z + 0,02\phi_1 f_y [MPa] \cong 30 \text{ cm} \quad (8.1)$$

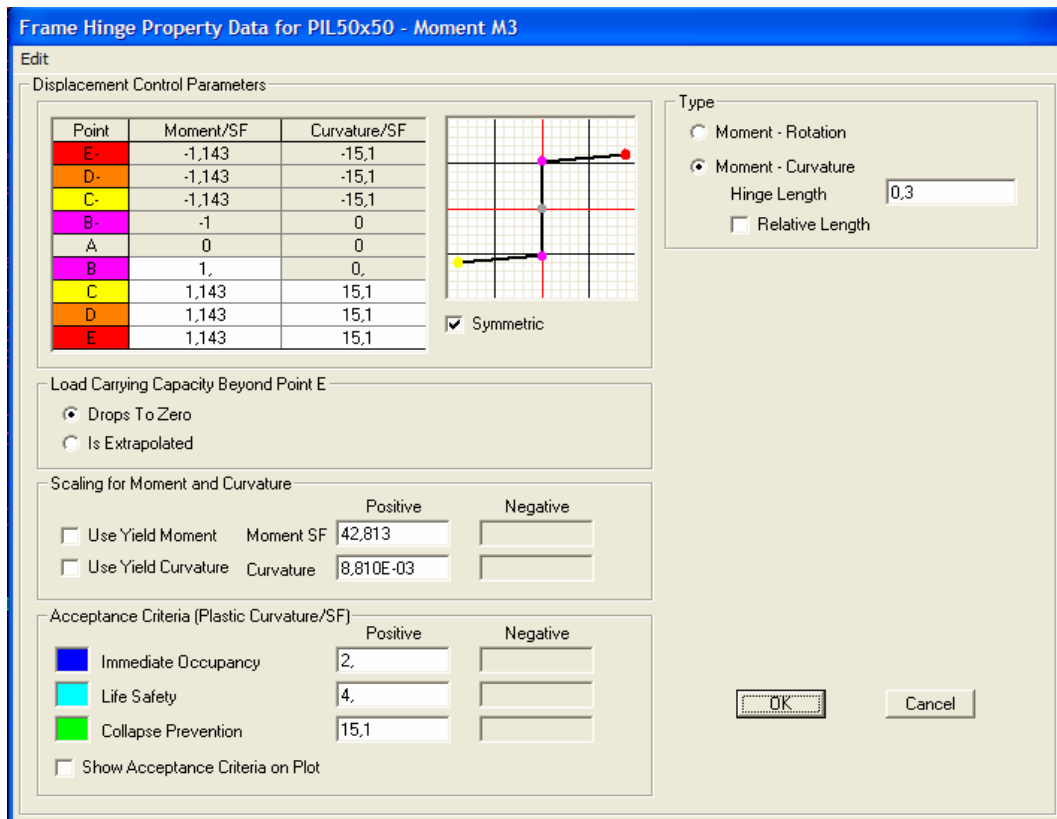


Figura 8.2 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all’assegnazione del legame momento-curvatura alle cerniere plastiche di estremità dei pilastri.

Per quanto riguarda invece le travi si ha:

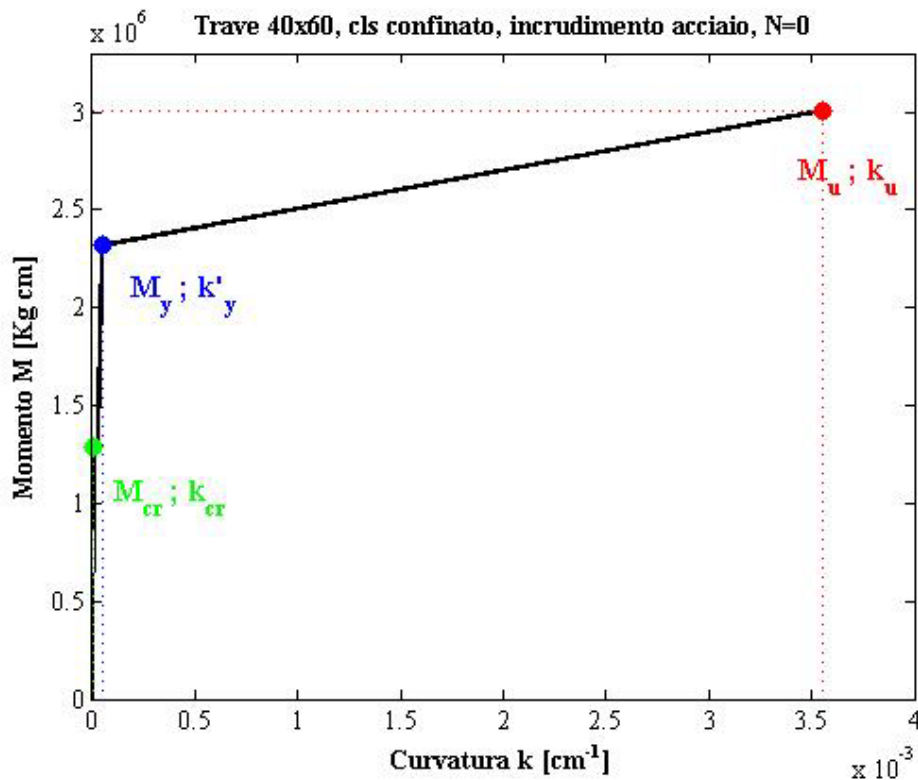


Figura 8.3 – Diagramma momento-curvatura di una trave del piano terra dell’edificio de L’Aquila.

Si riporta nella figura seguente l’interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all’assegnazione di tale legame momento-curvatura alle cerniere plastiche di estremità delle travi.

La lunghezza l_p di tale cerniera plastica, in accordo con il libro^[10] intitolato “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” di Paulay e Priestley, è stata assunta pari a:

$$l_p = 0,08z + 0,02\phi_y f_y [MPa] \cong 35 \text{ cm} \quad (8.2)$$

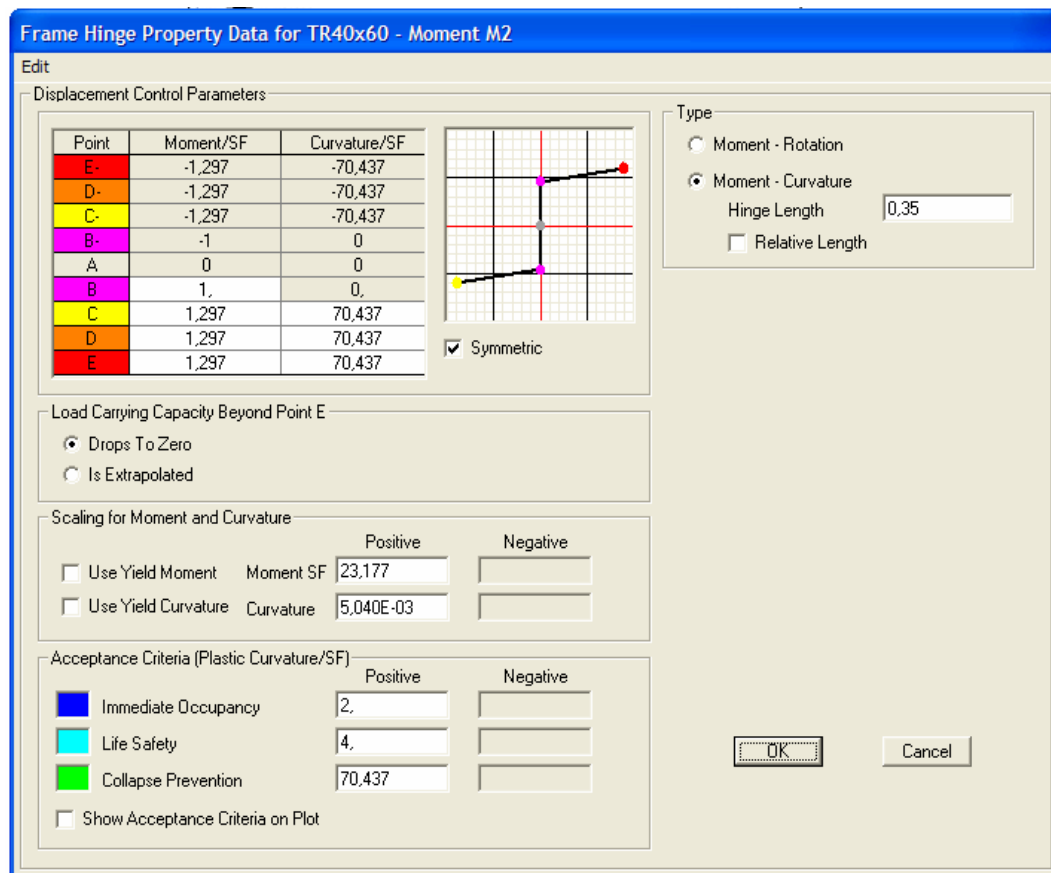


Figura 8.4 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all’assegnazione del legame momento-curvatura alle cerniere plastiche di estremità delle travi.

Si riporta nella figura seguente il modello piano del telaio in direzione x (cioè la direzione considerata come ingresso dell’accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x) evidenziando le cerniere plastiche sopra definite.

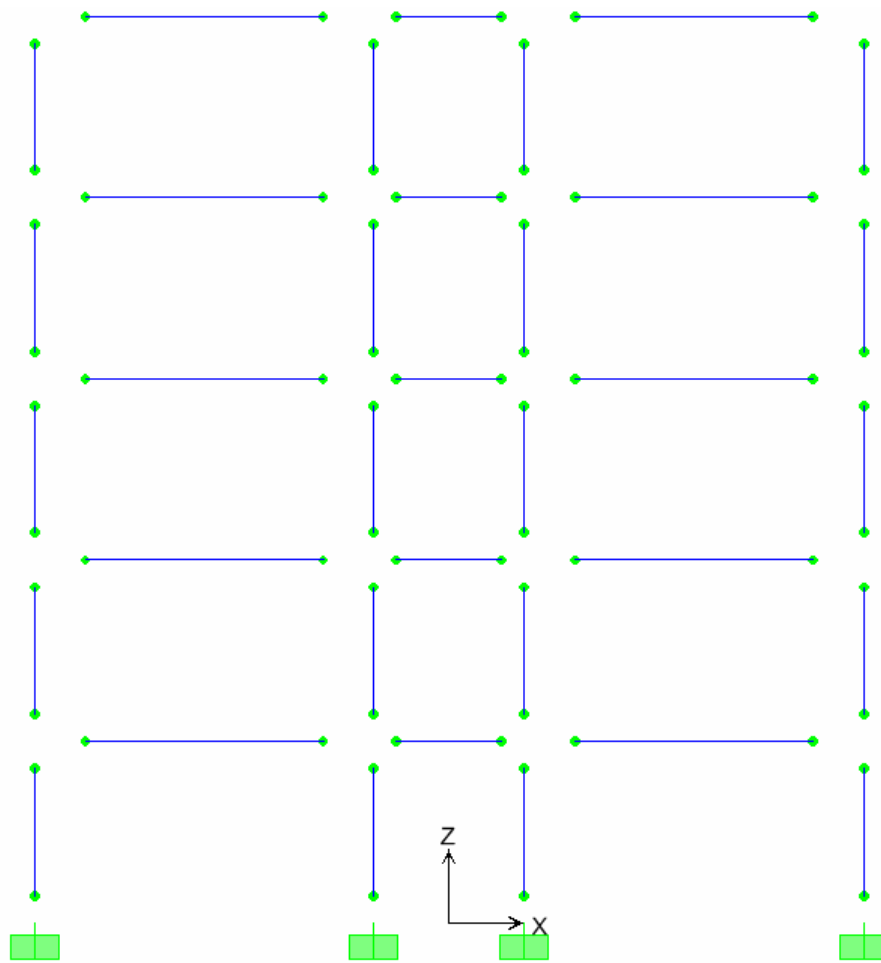


Figura 8.5 – Modello piano in direzione x dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila con evidenziate le cerniere plastiche.

8.2 Analisi Time-History non lineare con Direct Integration

L'analisi condotta in questa fase, è del tipo Time-History non lineare con Direct Integration. Tale simulazione, che risulta essere più vicina al comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta ad attribuire agli elementi tipo travi e pilastri l'effettivo comportamento, valutato attraverso l'assegnazione dei diagrammi momento-curvatura, così come definiti nel paragrafo precedente, alle rispettive sezioni.

8.2.1 *Spostamenti relativi e assoluti dei telai di bordo*

Si riportano gli spostamenti relativi in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma delle Time History degli spostamenti relativi, di ciascun piano rispetto a quello inferiore di entrambi i telai di bordo, prodotti dal sisma. In particolar modo lo spostamento generalizzato è stato definito come differenza tra la media degli spostamenti dei due nodi di estremità di ciascun piano di entrambi i telai di bordo e la media degli spostamenti dei due nodi di estremità del piano inferiore.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo, del piano primo rispetto al piano terra di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano primo e piano terra risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell'edificio, pari a 1,12 cm.

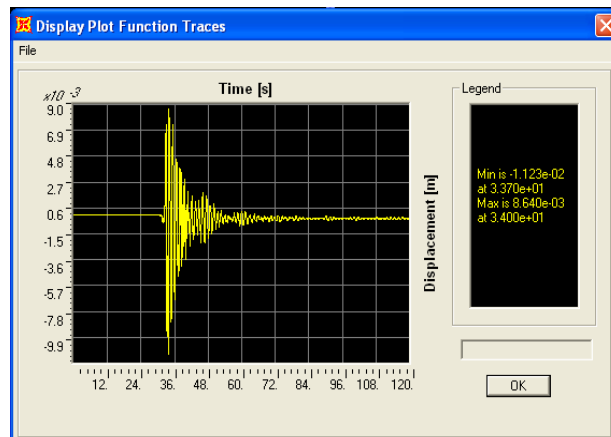


Figura 8.6 – Time History dello spostamento relativo fra piano primo e piano terra di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano secondo rispetto al piano primo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano secondo e piano primo risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell’edificio, pari a 1,85 *cm*.

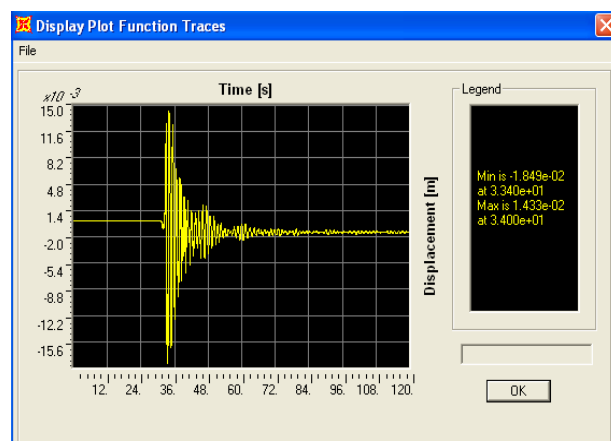


Figura 8.7 – Time History dello spostamento relativo fra piano secondo e piano primo di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano terzo rispetto al piano secondo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano terzo e piano secondo risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell'edificio, pari a 2,76 *cm*.

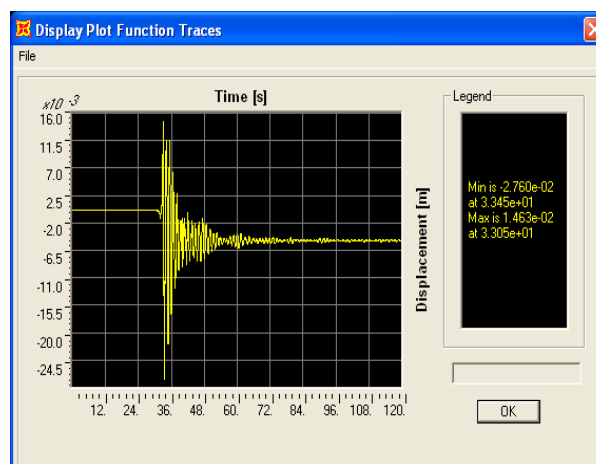


Figura 8.8 – Time History dello spostamento relativo fra piano terzo e piano secondo di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quarto rispetto al piano terzo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quarto e piano terzo risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell'edificio, pari a 4,13 *cm*.

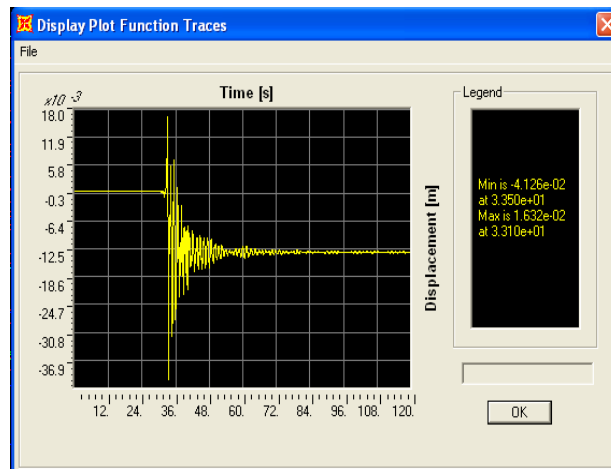


Figura 8.9 – Time History dello spostamento relativo fra piano quarto e piano terzo di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quinto rispetto al piano quarto di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quinto e piano quarto risulta essere, per entrambi i telai di bordo dell’edificio, pari a 3,48 *cm*.

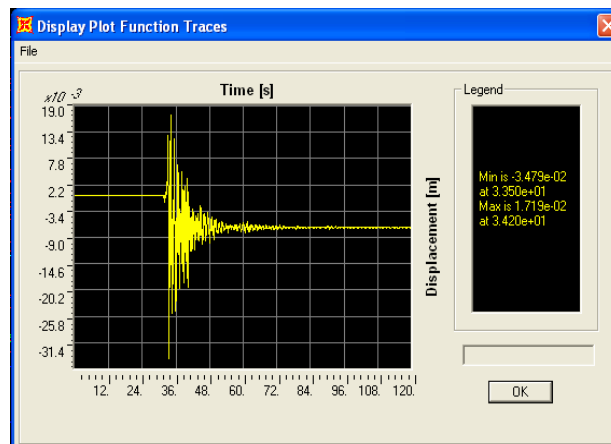


Figura 8.10 – Time History dello spostamento relativo fra piano quinto e piano quarto di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Si riportano gli spostamenti assoluti in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all’accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma di tabella in cui verranno indicati i valori massimi e minimi dello spostamento in direzione x, di ciascun nodo di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, che il sisma produce, e la corrispondente media dei valori di spostamento massimo (in valore assoluto) dovuti all’applicazione dell’accelerogramma alla struttura in esame.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
4	th1	NonDirHist	Max	0,022677	
4	th1	NonDirHist	Min	-0,055618	0,055618
6	th1	NonDirHist	Max	0,02267	
6	th1	NonDirHist	Min	-0,055615	0,055615
8	th1	NonDirHist	Max	0,02267	
8	th1	NonDirHist	Min	-0,055615	0,055615
10	th1	NonDirHist	Max	0,022677	
10	th1	NonDirHist	Min	-0,055618	0,055618
				MEDIA	0,056

Tabella 8.1 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
43	th1	NonDirHist	Max	0,030317	
43	th1	NonDirHist	Min	-0,060054	0,060054

44	th1	NonDirHist	Max	0,030299	
44	th1	NonDirHist	Min	-0,06004	0,06004
45	th1	NonDirHist	Max	0,030299	
45	th1	NonDirHist	Min	-0,06004	0,06004
46	th1	NonDirHist	Max	0,030317	
46	th1	NonDirHist	Min	-0,060054	0,060054
MEDIA				0,060	

Tabella 8.2 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
63	th1	NonDirHist	Max	0,041399	
63	th1	NonDirHist	Min	-0,072662	0,072662
64	th1	NonDirHist	Max	0,041419	
64	th1	NonDirHist	Min	-0,07265	0,07265
65	th1	NonDirHist	Max	0,041419	
65	th1	NonDirHist	Min	-0,07265	0,07265
66	th1	NonDirHist	Max	0,041399	
66	th1	NonDirHist	Min	-0,072662	0,072662
MEDIA				0,073	

Tabella 8.3 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
84	th1	NonDirHist	Max	0,048354	
84	th1	NonDirHist	Min	-0,103551	0,103551
85	th1	NonDirHist	Max	0,048329	
85	th1	NonDirHist	Min	-0,10355	0,10355
86	th1	NonDirHist	Max	0,048329	
86	th1	NonDirHist	Min	-0,10355	0,10355
87	th1	NonDirHist	Max	0,048354	
87	th1	NonDirHist	Min	-0,103551	0,103551

MEDIA	0,104
--------------	--------------

Tabella 8.4 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
104	th1	NonDirHist	Max	0,06022	
104	th1	NonDirHist	Min	-0,13736	0,13736
105	th1	NonDirHist	Max	0,060219	
105	th1	NonDirHist	Min	-0,137358	0,137358
106	th1	NonDirHist	Max	0,060219	
106	th1	NonDirHist	Min	-0,137358	0,137358
107	th1	NonDirHist	Max	0,06022	
107	th1	NonDirHist	Min	-0,13736	0,13736
				MEDIA	0,137

Tabella 8.5 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

8.2.2 Accelerazioni assolute nei telai di bordo

Di seguito verranno riportate le accelerazioni assolute di ciascun nodo di ogni piano di entrambi i telai di bordo, dovute al sisma di riferimento.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
4	th1	NonDirHist	Max	2,60963	
4	th1	NonDirHist	Min	-1,94373	0,260963
6	th1	NonDirHist	Max	2,6084	
6	th1	NonDirHist	Min	-1,94333	0,26084
8	th1	NonDirHist	Max	2,6084	
8	th1	NonDirHist	Min	-1,94333	0,26084

10	th1	NonDirHist	Max	2,60963	
10	th1	NonDirHist	Min	-1,94373	0,260963
MEDIA					0,26

Tabella 8.6 – Media delle accelerazioni dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
43	th1	NonDirHist	Max	3,3092	
43	th1	NonDirHist	Min	-1,82327	0,33092
44	th1	NonDirHist	Max	3,30509	
44	th1	NonDirHist	Min	-1,81992	0,330509
45	th1	NonDirHist	Max	3,30509	
45	th1	NonDirHist	Min	-1,81992	0,330509
46	th1	NonDirHist	Max	3,3092	
46	th1	NonDirHist	Min	-1,82327	0,33092
MEDIA					0,33

Tabella 8.7 – Media delle accelerazioni dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
63	th1	NonDirHist	Max	3,02214	
63	th1	NonDirHist	Min	-2,4723	0,302214
64	th1	NonDirHist	Max	3,01901	
64	th1	NonDirHist	Min	-2,47123	0,301901
65	th1	NonDirHist	Max	3,01901	
65	th1	NonDirHist	Min	-2,47123	0,301901
66	th1	NonDirHist	Max	3,02214	
66	th1	NonDirHist	Min	-2,4723	0,302214
MEDIA					0,30

Tabella 8.8 – Media delle accelerazioni dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
84	th1	NonDirHist	Max	2,61909	
84	th1	NonDirHist	Min	-2,3025	0,261909
85	th1	NonDirHist	Max	2,60386	
85	th1	NonDirHist	Min	-2,30245	0,260386
86	th1	NonDirHist	Max	2,60386	
86	th1	NonDirHist	Min	-2,30245	0,260386
87	th1	NonDirHist	Max	2,61909	
87	th1	NonDirHist	Min	-2,3025	0,261909
MEDIA					0,26

Tabella 8.9 – Media delle accelerazioni dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
104	th1	NonDirHist	Max	4,00442	
104	th1	NonDirHist	Min	-3,39106	0,400442
105	th1	NonDirHist	Max	4,00639	
105	th1	NonDirHist	Min	-3,39122	0,400639
106	th1	NonDirHist	Max	4,00639	
106	th1	NonDirHist	Min	-3,39122	0,400639
107	th1	NonDirHist	Max	4,00442	
107	th1	NonDirHist	Min	-3,39106	0,400442
MEDIA					0,40

Tabella 8.10 – Media delle accelerazioni dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

8.2.3 Stato cerniere plastiche sugli elementi dei telai di bordo

Di seguito sarà riportato lo stato delle cerniere plastiche che nascono nei pilastri di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	2H1	0	0	24,35523	0
th1	Max	2H2	1	3,5	9,95465	0
th1	Min	2H1	0	0	-32,99832	0
th1	Min	2H2	1	3,5	-7,17319	0
th1	Max	3H1	0	0	29,39885	0
th1	Max	3H2	1	3,5	22,37101	0
th1	Min	3H1	0	0	-38,94629	0
th1	Min	3H2	1	3,5	-16,32519	0
th1	Max	4H1	0	0	29,39885	0
th1	Max	4H2	1	3,5	22,37101	0
th1	Min	4H1	0	0	-38,94629	0
th1	Min	4H2	1	3,5	-16,32519	0
th1	Max	5H1	0	0	24,35523	0
th1	Max	5H2	1	3,5	9,95465	0
th1	Min	5H1	0	0	-32,99832	0
th1	Min	5H2	1	3,5	-7,17319	0
MAX					38,9	0,0

Tabella 8.11 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	22H1	0	0	11,97079	0
th1	Max	22H2	1	3,5	13,12856	0
th1	Min	22H1	0	0	-16,7083	0
th1	Min	22H2	1	3,5	-12,29995	0
th1	Max	23H1	0	0	23,11343	0
th1	Max	23H2	1	3,5	25,95995	0

th1	Min	23H1	0	0	-27,41653	0
th1	Min	23H2	1	3,5	-25,95277	0
th1	Max	24H1	0	0	23,11343	0
th1	Max	24H2	1	3,5	25,95995	0
th1	Min	24H1	0	0	-27,41653	0
th1	Min	24H2	1	3,5	-25,95277	0
th1	Max	25H1	0	0	11,97079	0
th1	Max	25H2	1	3,5	13,12856	0
th1	Min	25H1	0	0	-16,7083	0
th1	Min	25H2	1	3,5	-12,29995	0
MAX					27,4	0,0

Tabella 8.12 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del primo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	42H1	0	0	9,60504	0
th1	Max	42H2	1	3,5	14,32038	0
th1	Min	42H1	0	0	-15,04156	0
th1	Min	42H2	1	3,5	-15,15367	0
th1	Max	43H1	0	0	16,72818	0
th1	Max	43H2	1	3,5	26,95762	0,000255
th1	Min	43H1	0	0	-26,94406	-0,000096
th1	Min	43H2	1	3,5	-18,03386	0
th1	Max	44H1	0	0	16,72818	0
th1	Max	44H2	1	3,5	26,95762	0,000255
th1	Min	44H1	0	0	-26,94406	-0,000096
th1	Min	44H2	1	3,5	-18,03386	0
th1	Max	45H1	0	0	9,60504	0
th1	Max	45H2	1	3,5	14,32038	0
th1	Min	45H1	0	0	-15,04156	0
th1	Min	45H2	1	3,5	-15,15367	0
MAX					27,0	0,0003

Tabella 8.13 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	63H1	0	0	7,77407	0
th1	Max	63H2	1	3,5	16,15336	0
th1	Min	63H1	0	0	-16,46478	0
th1	Min	63H2	1	3,5	-8,39429	0
th1	Max	64H1	0	0	18,73906	0
th1	Max	64H2	1	3,5	20,47947	0,005024
th1	Min	64H1	0	0	-20,39753	-0,003069
th1	Min	64H2	1	3,5	-20,11759	0
th1	Max	65H1	0	0	18,73906	0
th1	Max	65H2	1	3,5	20,47947	0,005024
th1	Min	65H1	0	0	-20,39753	-0,003069
th1	Min	65H2	1	3,5	-20,11759	0
th1	Max	66H1	0	0	7,77407	0
th1	Max	66H2	1	3,5	16,15336	0
th1	Min	66H1	0	0	-16,46478	0
th1	Min	66H2	1	3,5	-8,39429	0
MAX					20,5	0,0050

Tabella 8.14 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	83H1	0	0	9,99918	0
th1	Max	83H2	1	3,5	12,41345	0
th1	Min	83H1	0	0	-8,92372	0
th1	Min	83H2	1	3,5	-8,68517	0
th1	Max	84H1	0	0	12,09163	0
th1	Max	84H2	1	3,5	14,56972	0,002658
th1	Min	84H1	0	0	-14,54927	-0,001708
th1	Min	84H2	1	3,5	-13,46583	0
th1	Max	85H1	0	0	12,09163	0
th1	Max	85H2	1	3,5	14,56972	0,002658
th1	Min	85H1	0	0	-14,54927	-0,001708
th1	Min	85H2	1	3,5	-13,46583	0
th1	Max	86H1	0	0	9,99918	0
th1	Max	86H2	1	3,5	12,41345	0
th1	Min	86H1	0	0	-8,92372	0
th1	Min	86H2	1	3,5	-8,68517	0

MAX	14,6	0,0027
------------	------	--------

Tabella 8.15 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito sarà riportato lo stato delle cerniere plastiche che nascono nelle travi di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	103H1	0	0	16,74259	0
th1	Max	103H2	1	6,55	18,22727	0
th1	Min	103H1	0	0	-20,35087	0
th1	Min	103H2	1	6,55	-14,96082	0
th1	Max	104H1	0	0	23,22777	0,000261
th1	Max	104H2	1	2,9	23,22777	0,000916
th1	Min	104H1	0	0	-23,22777	-0,000916
th1	Min	104H2	1	2,9	-23,22777	-0,000261
th1	Max	105H1	0	0	14,96082	0
th1	Max	105H2	1	6,55	20,35087	0
th1	Min	105H1	0	0	-18,22727	0
th1	Min	105H2	1	6,55	-16,74259	0
MAX					23,2	0,0009

Tabella 8.16 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del piano terra di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	106H1	0	0	18,9436	0
th1	Max	106H2	1	6,55	22,99911	0
th1	Min	106H1	0	0	-23,23535	-0,001084
th1	Min	106H2	1	6,55	-14,40035	0
th1	Max	107H1	0	0	23,27571	0

th1	Max	107H2	1	2,9	23,27571	0,001782
th1	Min	107H1	0	0	-23,27571	-0,001782
th1	Min	107H2	1	2,9	-23,27571	0
th1	Max	108H1	0	0	14,40035	0
th1	Max	108H2	1	6,55	23,23535	0,001084
th1	Min	108H1	0	0	-22,99911	0
th1	Min	108H2	1	6,55	-18,9436	0
				MAX	23,3	0,0018

Tabella 8.17 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	109H1	0	0	19,34601	0
th1	Max	109H2	1	6,55	23,17857	0,000047
th1	Min	109H1	0	0	-23,36751	-0,003621
th1	Min	109H2	1	6,55	-12,43618	0
th1	Max	110H1	0	0	23,27306	0
th1	Max	110H2	1	2,9	23,27049	0,001734
th1	Min	110H1	0	0	-23,27049	-0,001734
th1	Min	110H2	1	2,9	-23,27306	0
th1	Max	111H1	0	0	12,43618	0
th1	Max	111H2	1	6,55	23,36751	0,003621
th1	Min	111H1	0	0	-23,17857	-0,000047
th1	Min	111H2	1	6,55	-19,34601	0
				MAX	23,4	0,0036

Tabella 8.18 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	113H1	0	0	15,57946	0
th1	Max	113H2	1	6,55	17,38596	0
th1	Min	113H1	0	0	-23,34705	-0,003075

th1	Min	113H2	1	6,55	-13,36483	0
th1	Max	114H1	0	0	16,64712	0
th1	Max	114H2	1	2,9	18,52094	0
th1	Min	114H1	0	0	-18,52094	0
th1	Min	114H2	1	2,9	-16,64712	0
th1	Max	115H1	0	0	13,36483	0
th1	Max	115H2	1	6,55	23,34705	0,003075
th1	Min	115H1	0	0	-17,38596	0
th1	Min	115H2	1	6,55	-15,57946	0
				MAX	23,3	0,0031

Tabella 8.19 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	116H1	0	0	8,64874	0
th1	Max	116H2	1	6,55	9,10034	0
					-	
th1	Min	116H1	0	0	12,36201	0
th1	Min	116H2	1	6,55	-7,48811	0
th1	Max	117H1	0	0	5,92281	0
th1	Max	117H2	1	2,9	6,14158	0
th1	Min	117H1	0	0	-6,14158	0
th1	Min	117H2	1	2,9	-5,92281	0
th1	Max	118H1	0	0	7,48811	0
th1	Max	118H2	1	6,55	12,36201	0
th1	Min	118H1	0	0	-9,10034	0
th1	Min	118H2	1	6,55	-8,64874	0
				MAX	12,4	0,0

Tabella 8.20 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

L’analisi condotta in questa fase, è del tipo Time-History non lineare con Direct Integration. Tale simulazione, che risulta essere più vicina al

comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta ad attribuire agli elementi tipo travi e pilastri l'effettivo comportamento, valutato attraverso l'assegnazione dei diagrammi momento-curvatura, così come definiti nel paragrafo 8.1.

Occorre notare che le sollecitazioni flessionali nei pilastri e nelle travi risultano superare il limite elastico, come evidenziato dalle rotazioni plastiche presenti negli elementi tipo travi e pilastri.

Capitolo 9

DIAGRAMMA FORZA – SPOSTAMENTO DI UN TAMPONAMENTO

9.0 Introduzione

In questo capitolo ci si pone come obiettivo quello di riuscire ad individuare il diagramma forza-spostamento di un tamponamento in muratura.

E' noto che la muratura di tamponamento può modellarsi per mezzo di bielle equivalenti, cioè tramite aste fittizie soggette a compressione. Questa procedura è stata frequentemente adottata per la valutazione della rigidità dei telai tamponati; si tenga però conto che per ottenere una previsione completa della risposta strutturale, è necessario che la modellazione contempli adeguatamente anche le caratteristiche di resistenza nelle condizioni ultime corrispondenti ai diversi modi di rottura.

I tamponamenti che in particolare risulteranno essere presi in considerazione, saranno, nel caso specifico, quelli relativi al piano terra

dell'edificio de L'Aquila preso come riferimento. Tali tamponamenti verranno considerati nello schema statico a mensola deformabile sia a flessione che a taglio, sollecitato da una forza concentrata all'estremità, e modellati attraverso bielle diagonali equivalenti.

Si terrà successivamente in considerazione altre modellazioni di natura sperimentale che portano comunque alla definizione della sezione della biella equivalente, alcune delle quali che tengono anche in conto dello sforzo assiale, dovuto alla combinazione sismica delle azioni, e dell'eventuale presenza di aperture.

L'interesse con cui il tema è stato affrontato con pressoché uniforme continuità a partire dagli anni '50 fino ad oggi può essere giustificato dalle seguenti considerazioni:

- I risultati sono fortemente influenzati dal tipo di pannello costituente il tamponamento e dalle modalità di prova, che pertanto non consentono di generalizzare le espressioni empiriche dedotte per la valutazione della rigidità laterale complessiva e della resistenza ultima del sistema telaio-pannello;
- La possibilità di disporre di programmi di calcolo sempre più spinti ha consentito di proporre modellazioni quanto più possibile dettagliate, nell'intento di chiarire e interpretare la dispersione dei risultati sperimentali;
- L'aggiornamento delle normative, conseguente alla richiesta di controlli prestazionali sempre più rigorosi, ha pressoché definitivamente sancito come sia assolutamente inadeguato e, soprattutto, non sempre cautelativo, trascurare l'effetto dei tamponamenti nell'analisi sismica delle strutture intelaiate.

Le esperienze raccolte nell'analisi dei danni prodotti da molti terremoti severi, come quello del 6 aprile 2009 de L'Aquila, hanno messo in evidenza l'opportunità di tenere in conto del contributo delle tamponature per ottenere una migliore previsione del comportamento sismico delle strutture intelaiate.

Il diagramma forza-spostamento complessivo dei tamponamenti del piano terra dell'edificio de L'Aquila sarà poi sommato al diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri ed introdotto nella "mappa dei comportamenti" della struttura, che costituisce il diagramma forza-spostamento di obiettivo per la struttura stessa.

Per il calcolo della tensione fittizia di rottura del tamponamento si fa riferimento sempre ad una formulazione sperimentale, mentre per quanto riguarda la definizione dello spostamento ultimo di un tamponamento si fa ricorso ad indicazioni normative.

Per quanto riguarda il calcolo dello spostamento di plasticizzazione del tamponamento è sufficiente, una volta ipotizzato un comportamento elastico-perfettamente plastico, dividere la capacità resistente ultima per la rigidità del tamponamento.

9.1 Tamponamento deformabile a flessione e a taglio

Si ipotizza che i tamponamenti siano realizzati in muratura caratterizzata dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (DM^[12] 1987):

- Modulo di elasticità: $E_m = 7200 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a compressione $f_k = 3,3 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a taglio $f_{vk} = 0,2 \text{ MPa}$

Il modulo di elasticità tangenziale della muratura risulta dunque pari a:

$$G = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{72000}{2(1+0,2)} = 30000 \text{ Kg/cm}^2 \quad (9.1)$$

I tamponamenti dell'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila risultano essere di spessore complessivo s pari a 24 cm, con intercapedine interna cava a svolgere funzioni di migliore isolamento termico. I tamponamenti interni relativi al vano scala e ascensore risultano essere invece di spessore pari a 12 cm.

Si riporta nella figura seguente la pianta dell'edificio di riferimento, ponendo in evidenza, per ciascuno dei tamponamenti, la collocazione perimetrale e interna all'edificio, le rispettive lunghezze in pianta e la numerazione utilizzata per l'identificazione.

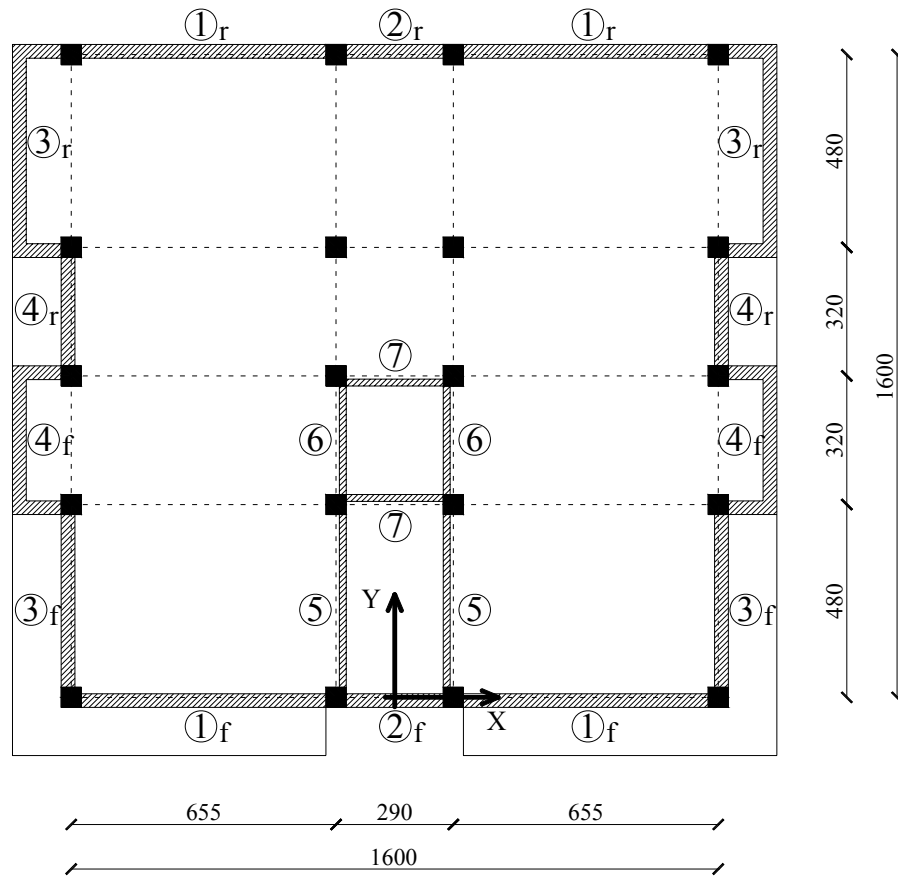


Figura 9.1 – Pianta dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

Assumendo l'altezza h della muratura pari a 350 cm e la lunghezza l dei tamponamenti pari alle dimensioni indicate nella figura precedente, la rigidezza del tamponamento, tenendo in conto la deformabilità sia per flessione che per taglio, risulta:

$$K_{tamp} = \frac{GA}{\chi h} \frac{1}{1 + \frac{\alpha' G}{\chi E} \left(\frac{h}{l}\right)^2} \quad (9.2)$$

Il parametro α' può essere assunto pari a 4 se si ipotizza un comportamento del tamponamento di tipo a mensola.

Assumendo inoltre il fattore di taglio χ uguale a 1,2 la relazione (9.2) ci fornisce per ciascun tamponamento la propria rigidezza, come indicato nella tabella seguente.

TAMPONAMENTO	K_{tamp} [Kg/cm]
Biella 1	804010
Biella 2	164451
Biella 3	473328
Biella 4	206112
Biella 5	236664
Biella 6	103056
Biella 7	82225

Tabella 9.1 – Rigidezza dei tamponamenti, tenendo in conto la deformabilità sia per flessione che per taglio.

Definita l'inclinazione α della biella equivalente e la lunghezza d della stessa rispettivamente pari a:

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{h}{l} \right) \quad (9.3)$$

$$d = \sqrt{l^2 + h^2} \quad (9.4)$$

La rigidezza della biella equivalente diagonale vale:

$$K_{tamp} = \frac{EA \cos^2 \alpha}{d} \quad (9.5)$$

Dalla relazione precedente è possibile ricavare l'area A della sezione della biella equivalente, dunque:

$$A = \frac{K_{tamp} l}{E \cos^2 \alpha} \quad (9.6)$$

La larghezza w della sezione della biella equivalente vale perciò:

$$w = \frac{A}{s} \quad (9.7)$$

Si riportano in tabella seguente i valori delle grandezze sopra definite per ciascun tamponamento.

TAMPONAMENTO	α [°]	d [cm]	A [cm ²]	b [cm]
Biella 1	28,1	742,6	10656,7	444,0
Biella 2	50,4	454,5	2554,9	106,4
Biella 3	36,1	594,1	5982,4	249,3
Biella 4	47,6	474,2	2940,6	122,5
Biella 5	36,1	594,1	2991,2	249,3
Biella 6	47,6	474,2	1492,8	122,5
Biella 7	50,4	454,5	1277,5	106,4

Tabella 9.2 – Larghezza b della sezione della biella equivalente di ciascun tamponamento.

Nota l'area della sezione della biella equivalente e la sua tensione fittizia di rottura (cfr. tab. 9.7) è possibile individuare la capacità resistente ultima del tamponamento, mediante la relazione:

$$R_u = \sigma_{MIN} \cdot A \quad (9.8)$$

Assunto, da indicazioni normative, lo spostamento ultimo di un tamponamento pari a:

$$\delta_u = 4 \text{ ‰ } h = 0,004 \times 350 = 1,4 \text{ cm} \quad (9.9)$$

Definita la rigidezza di ciascun tamponamento, il calcolo dello spostamento di plasticizzazione, una volta ipotizzato un comportamento elastico-perfettamente plastico, risulta:

$$\delta_p = \frac{R_u}{K_{tamp}} \quad (9.10)$$

Si è ora in grado di visualizzare il diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila, secondo una modellazione tramite elemento tipo mensola deformabile sia a flessione che a taglio.

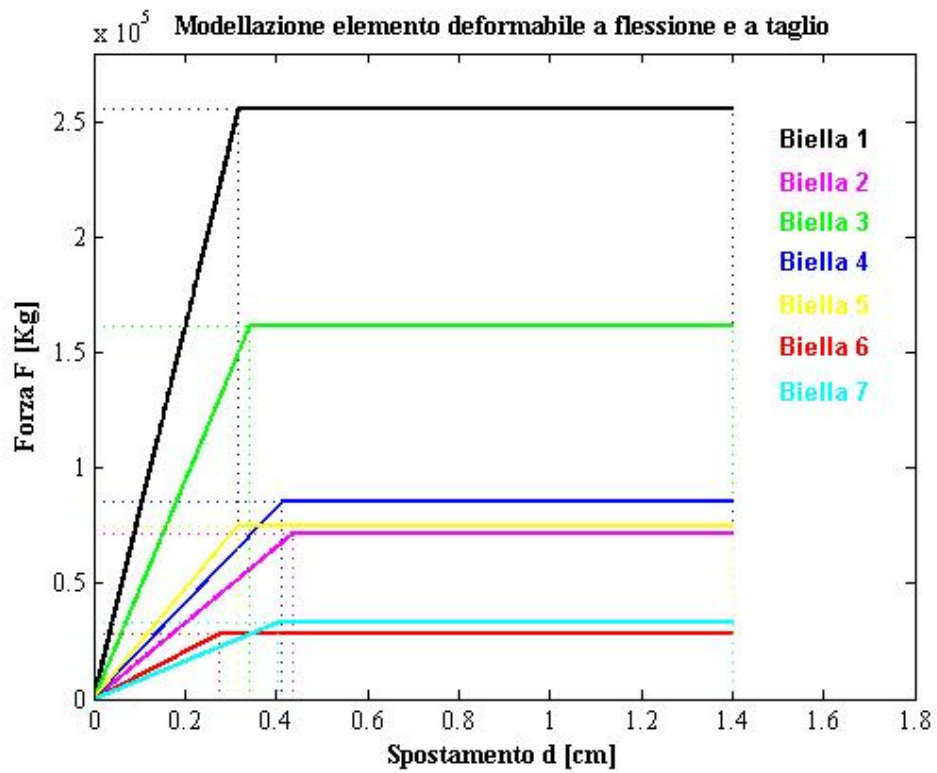


Figura 9.2 – Diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

9.2 Formulazione Bertoldi, Decanini, Gavarini

Dagli Atti^[13] del 6° Convegno Nazionale ANIDIS tenutosi a Perugia nel 1993, si è estratta la formulazione proposta da Bertoldi, Decanini e Gavarini, in merito ai miglioramenti apportati al noto concetto di biella equivalente, sia nella definizione della rigidezza del sistema, sia nella definizione di resistenza simulata (cfr. par. 9.6), considerando le diverse modalità di rottura ed una completa caratterizzazione della muratura.

Nel presente lavoro si propone un modello semplificato, che tiene conto delle caratteristiche di rigidezza e resistenza laterale. Tale modello considera bielle fittizie, idealmente collegate con cerniere ai nodi dei tela. Le caratteristiche delle bielle sono tali da permettere di simulare la resistenza e la rigidezza dei pannelli reali in condizione di fessurazione completa derivata dalla azione sismica.

Studi sperimentali e analitici indicano che la larghezza w della biella fittizia dipende da molteplici fattori, quali le caratteristiche di rigidezza e resistenza del telaio e della tamponatura, la geometria del pannello, la storia dei carichi applicati.

Da una dettagliata indagine condotta, si è concluso che il parametro adimensionale λh (rigidezza relativa) risulta condensare sufficientemente bene i numerosi fattori che intervengono, tenendo conto della variabilità e delle incertezze degli stessi. Tale parametro è definito dall'espressione:

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{E_m s \operatorname{sen}(2\alpha)}{4E_c I_p H_m}} h \quad (9.11)$$

Nella relazione precedente I_p è il momento d'inerzia dei pilastri (cfr. rel. (7.1)), mentre l'altezza H_m del pannello in muratura è stata per semplicità assunta pari all'altezza h dei pilastri tra gli interassi delle travi.

Sulla base di numerosi risultati sperimentali e delle considerazioni analitiche disponibili per la larghezza della biella equivalente nel caso di azioni laterali cicliche, è stata derivata la seguente espressione:

$$w = \left(\frac{K_1}{\lambda h} + K_2 \right) d \quad (9.12)$$

Dove K_1 e K_2 sono due coefficienti empirici calibrati per diversi intervalli del parametro λh sulla base di prove sperimentali condotte su prototipi a scala naturale soggetti a carichi laterali reversibili, cioè in condizioni simili a quelle prodotte dalle azioni sismiche.

Si riportano in tabella seguente i valori delle grandezze sopra definite per ciascun tamponamento.

TAMPONAMENTO	λh	K_1	K_2	w [cm]
Biella 1	3,25	0,707	0,01	168,97
Biella 2	3,39			99,33
Biella 3	3,37			130,58
Biella 4	3,40			103,35
Biella 5	2,83	1,3	-0,178	167,16
Biella 6	2,86			131,14
Biella 7	2,85			126,41

Tabella 9.3 – Larghezza w della sezione della biella equivalente di ciascun tamponamento.

Nota la larghezza della sezione della biella equivalente e la sua tensione fittizia di rottura (cfr. tab. 9.7) è possibile individuare la capacità resistente ultima del tamponamento, mediante la relazione:

$$R_u = \sigma_{MIN} s w \quad (9.13)$$

Si assume, da indicazioni normative, lo spostamento ultimo di un tamponamento pari al 4 ‰ dell'altezza.

Definita la rigidezza di ciascun tamponamento (cfr. rel. 9.5)), il calcolo dello spostamento di plasticizzazione, una volta ipotizzato un comportamento elastico-perfettamente plastico, risulta fornito dalla relazione (9.10).

Si è ora in grado di visualizzare il diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila, secondo la modellazione proposta da Bertoldi, Decanini e Gavarini.

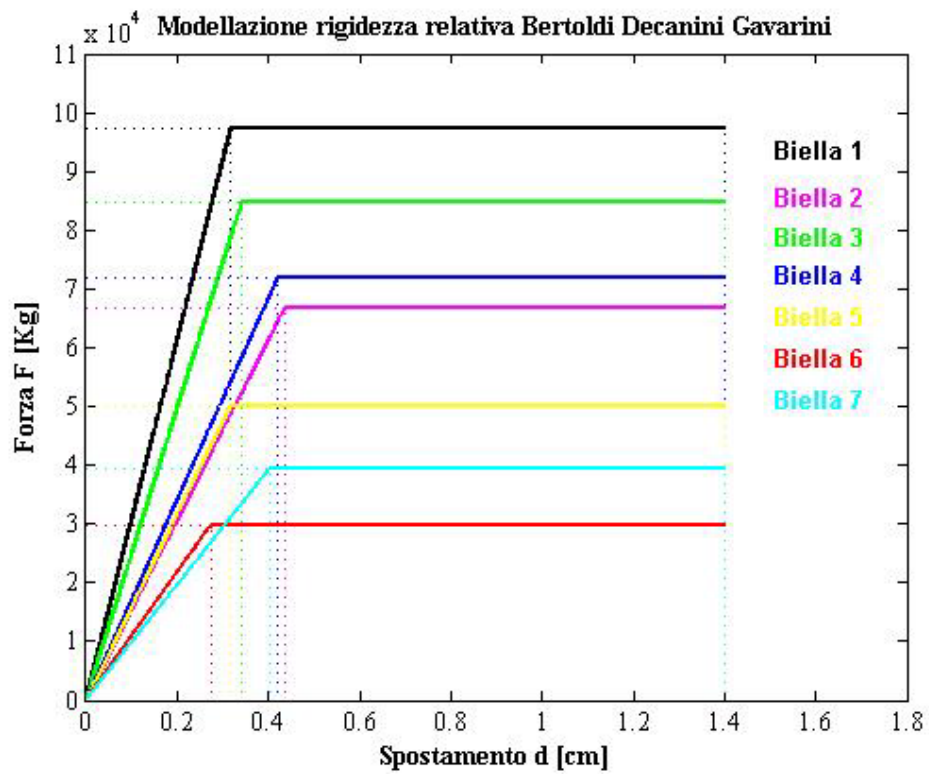


Figura 9.3 – Diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

9.3 Formulazione Papia, Cavalieri

Dagli Atti^[14] della conferenza plenaria tenutasi a Firenze nel 2000, si è estratta la formulazione proposta da Papia e Cavalieri, in merito alla risposta strutturale di un generica maglia di telaio soggetta a forze orizzontali in presenza di tamponatura.

Rispetto ai metodi già disponibili, che conducono alla determinazione della larghezza della biella equivalente al pannello ai fini della rigidezza laterale, questo studio si differenzia essenzialmente per i seguenti aspetti:

- Il proporzionamento del puntone risulta dipendente, oltre che dalla rigidezza laterale del telaio non controventato, anche dalla rigidezza assiale dei suoi elementi (prevalentemente dei pilastri), che inevitabilmente viene chiamata in causa dallo schema a nodi fissi che si realizza per la presenza del puntone stesso;
- La risoluzione esatta del sistema telaio-pannello, quest'ultimo schematizzato come una lastra piana, viene condotta adottando per il pannello una discretizzazione in elementi di contorno, cosa che consente una più agevole e più precisa risoluzione del problema di contatto nelle regioni in cui telaio e pannello si trasmettono sforzi mutui di compressione;
- Le tensioni tangenziali mutue tra telaio e pannello nelle suddette regioni sono governate da un legame di tipo attritivo;
- Il pannello di tamponamento, visto come una lastra piana, è caratterizzato, oltre che dal modulo elastico, anche dal coefficiente di Poisson;

- Con la stessa procedura utilizzata per il caso di pannello pieno, si analizzano i casi di pannelli con apertura, correlando la perdita di rigidezza laterale alla dimensione del vano (cfr. per. 9.5).

La rigidezza laterale complessiva del sistema telaio-pannello può, con buona approssimazione, essere ottenuta sommando le rigidezze laterali offerte dal singolo puntone diagonale e dal telaio in assenza di tamponamento.

L'obiettivo di definire rapidamente e univocamente la sezione del puntone equivalente impone di sviluppare i seguenti passi:

- Prevedere un opportuno parametro λ , dipendente dalle caratteristiche elastiche e geometriche del sistema, dal quale sia ragionevole ipotizzare una dipendenza dal rapporto w/d del tipo $w/d = f(\lambda)$;
- Definire una procedura di risoluzione esatta del problema che conduca al calcolo della rigidezza laterale complessiva del sistema telaio-pannello;
- Eseguire una sperimentazione numerica calcolando con procedura esatta la rigidezza laterale complessiva del sistema telaio-pannello, da questa si sottrae il contributo del solo telaio in assenza di tamponamento e si ricava il rapporto w/d ;
- Controllare che, nei limiti di una accettabile approssimazione, λ sia effettivamente il parametro caratterizzante la risposta del pannello d tamponamento;
- Costruire per punti la curva $w/d = f(\lambda)$ proponendone una espressione analitica che approssimi i risultati dedotti numericamente.

Fissata la forma del pannello (rapporto l/h) ed il coefficiente di Poisson ν , può quindi porsi il parametro:

$$\lambda = \frac{E_m}{E_c} \frac{s}{A_p} \frac{h}{h} \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \frac{A_p}{A_t} \frac{l}{h} \right) \quad (9.14)$$

Nella relazione precedente A_p e A_p sono rispettivamente le sezioni del pilastro e della trave del telaio.

L'espressione analitica delle curve $w/d = f(\lambda)$ dedotte sulla base di risultati numerici vale:

$$w = \left(\frac{c}{z} \frac{1}{\lambda^\beta} \right) d \quad (9.15)$$

In cui i coefficienti sono rispettivamente definiti come segue.

$$c = 0,249 - 0,0116\nu + 0,567\nu^2 \quad (9.16)$$

$$\beta = 0,146 + 0,0073\nu + 0,126\nu^2 \quad (9.17)$$

$$z = 1 \text{ per } l/h = 1; \quad z = 1,125 \text{ per } l/h = 1,5 \quad (9.18)$$

Si riportano in tabella seguente i valori delle grandezze sopra definite per ciascun tamponamento.

TAMPONAMENTO	λ	c	β	z	w [cm]
--------------	-----------	-----	---------	-----	----------

Biella 1	0,935	0,26936	0,1525	1,125	179,64
Biella 2	2,023			1	109,95
Biella 3	1,075			1,125	140,68
Biella 4	1,446			1	120,75
Biella 5	0,538			1,125	156,37
Biella 6	0,868			1	130,53
Biella 7	1,011			1	122,26

Tabella 9.4 – Larghezza w della sezione della biella equivalente di ciascun tamponamento.

Nota la larghezza della sezione della biella equivalente e la sua tensione fittizia di rottura (cfr. tab. 9.7) è possibile individuare la capacità resistente ultima del tamponamento, mediante la relazione (9.13).

Definita la rigidezza di ciascun tamponamento (cfr. rel. 9.5)), il calcolo dello spostamento di plasticizzazione, una volta ipotizzato un comportamento elastico-perfettamente plastico, risulta fornito dalla relazione (9.10).

Si è ora in grado di visualizzare il diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila, secondo la modellazione proposta da Papia e Cavalieri.

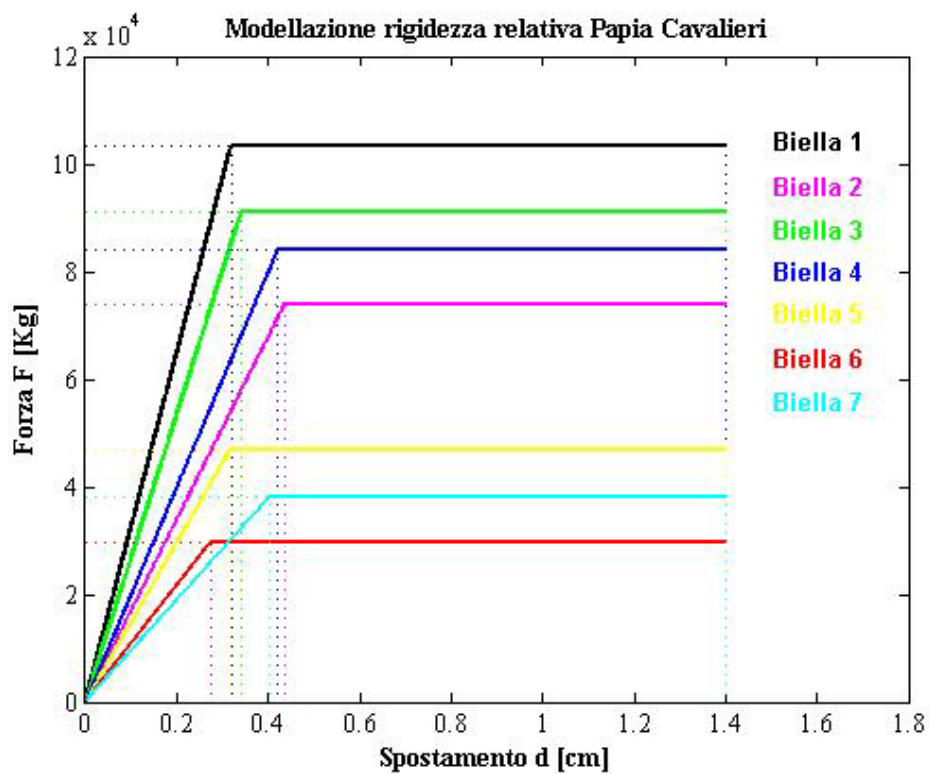


Figura 9.4 – Diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

9.4 Influenza dei carichi verticali

Dagli Atti^[15] della conferenza mondiale dell'ingegneria sismica tenutasi a Pechino nel 2008, si è estratta la formulazione proposta da Amato, Cavaleri, Fossetti, Papia, in merito all'estensione della formulazione analizzata nel paragrafo precedente, in particolare introducendo l'influenza dei carichi verticali nella modellazione tramite biella equivalente dei pannelli di tamponamento.

Per quanto riguarda lo sforzo normale agente sulla sezione si fa riferimento alla combinazione sismica delle azioni (cfr. par. 3.2.3) in cui il contributo del sisma è stato valutato considerando il valore medio dello sforzo normale agente sui pilastri a seguito dell'analisi Time-History non lineare, visualizzato nella tabella 8.8 del capitolo precedente. Lo sforzo normale complessivo medio agente su ciascun pilastro è fornito dalla relazione (7.74).

Il parametro λ è definito dalla relazione (9.14) per ciascun tamponamento, ed il suo valore risulta essere riportato in tabella 9.4.

L'espressione analitica delle curve $w/d = f(\lambda)$ dedotte sulla base di risultati numerici risulta invece essere così modificata:

$$w = \left(k \frac{c}{\lambda^\beta} \right) d \quad (9.19)$$

I coefficienti c e β sono rispettivamente definiti dalle relazioni (9.16) e (9.17), mentre il coefficiente k , che tiene in conto dell'effetto dei carichi verticali, risulta essere così definito:

$$k = 1 + (18\lambda + 200)\varepsilon_v \quad (9.20)$$

Tale coefficiente, maggiore di uno, contribuisce ad incrementare la sezione della biella equivalente rispetto alla modellazione precedente.

Il carico verticale adimensionalizzato ε_v , definendo F_v come il carico verticale totale agente sui pilastri del telaio tamponato, è fornito dalla relazione seguente.

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_p E_c} = \frac{123000}{2 \cdot 50 \cdot 50 \cdot 200000} = 0,000123 \quad (9.21)$$

Si riportano in tabella seguente i valori delle grandezze sopra definite per ciascun tamponamento.

TAMPONAMENTO	λ	w [cm]
Biella 1	0,935	207,48
Biella 2	2,023	113,15
Biella 3	1,075	162,54
Biella 4	1,446	124,10
Biella 5	0,538	180,43
Biella 6	0,868	133,98
Biella 7	1,011	125,50

Tabella 9.5 – Larghezza w della sezione della biella equivalente di ciascun tamponamento

Nota la larghezza della sezione della biella equivalente e la sua tensione fittizia di rottura (cfr. tab. 9.7) è possibile individuare la capacità resistente ultima del tamponamento, mediante la relazione (9.13).

Definita la rigidezza di ciascun tamponamento (cfr. rel. 9.5)), il calcolo dello spostamento di plasticizzazione, una volta ipotizzato un comportamento elastico-perfettamente plastico, risulta fornito dalla relazione (9.10).

Si è ora in grado di visualizzare il diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila, tenendo in considerazione l'influenza dei carichi verticali agenti sul pilastro del telaio tamponato.

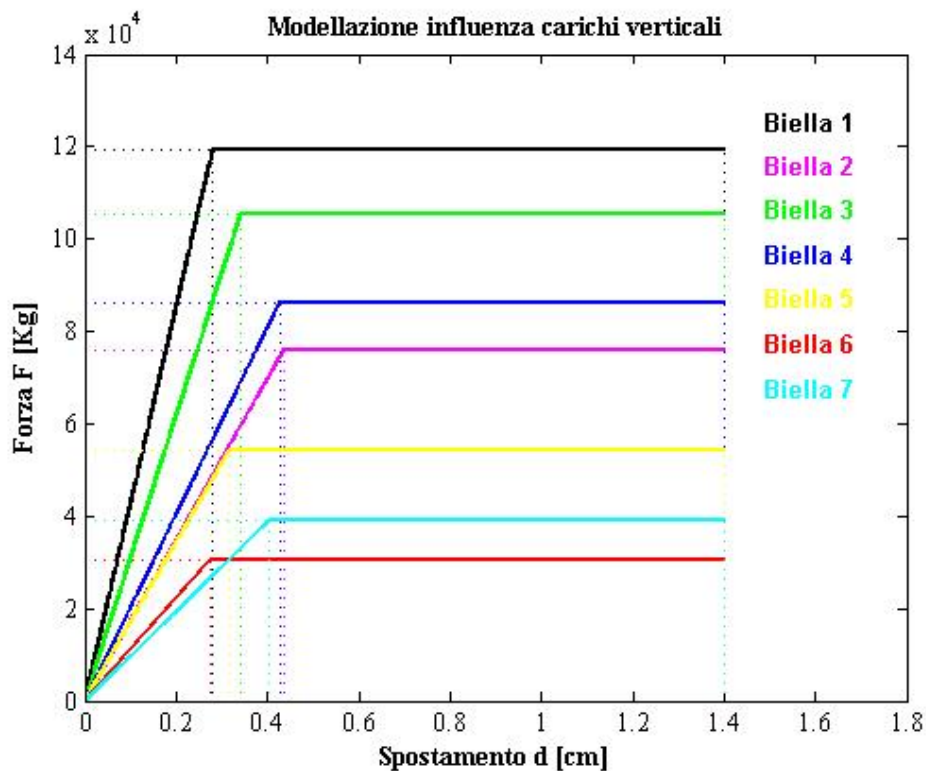


Figura 9.5 – Diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

9.5 Effetti delle aperture nei tamponamenti

Dagli Atti^[14] della conferenza plenaria tenutasi a Firenze nel 2000, si è estratta inoltre l'estensione della formulazione proposta da Papia e Cavalieri, in merito agli effetti delle aperture nei pannelli di tamponamento nella risposta strutturale di un generica maglia di telaio soggetta a forze orizzontali.

La presenza di aperture per vani porta o finestra nei pannelli di tamponamento può determinare significative perdite di rigidità locale con conseguente sovraccarico dei pilastri del piano interessato e variazioni dell'eccentricità strutturale di piano relativamente all'edificio nel suo complesso.

L'indagine numerica viene qui finalizzata a valutare la possibilità di correlare la perdita di rigidità del pannello alla dimensione del vano e, più precisamente, a dedurre il fattore di riduzione della sezione del puntone diagonale equivalente ai fini della rigidità laterale, attraverso il quale correggere l'espressione (9.19), valida per il pannello pieno.

L'indagine è stata condotta limitatamente al caso di aperture definite da un solo parametro; pertanto si tratta di vani omotetici rispetto al pannello cui appartengono ed ubicati in posizione centrata. Con queste restrizioni il parametro che caratterizza la presenza dell'apertura è rappresentato dal rapporto tra una qualsiasi delle due dimensioni dell'apertura e la corrispondente dimensione del pannello in cui essa è praticata.

Indicando con w_v la larghezza della sezione del puntone equivalente nel caso di pannello con apertura, e mantenendo il simbolo w per la larghezza della sezione del puntone equivalente allo stesso pannello pensato privo di aperture, l'analisi numerica tende a definire una funzione $r = f(a)$, con a parametro caratteristico della sezione del vano (definito come rapporto tra una dimensione del vano e la rispettiva dimensione del pannello a cui appartiene) e r rapporto tra la sezione del puntone diagonale equivalente al pannello forato e la sezione del puntone diagonale equivalente al pannello pieno.

Possiamo dunque scrivere:

$$w_v = r w \quad (9.21)$$

Il coefficiente k , che tiene in conto dell'effetto delle aperture nei tamponamenti, risulta essere così definito:

$$r = 1,24 - 1,7 \frac{h_v}{h} \quad (9.22)$$

Tale coefficiente, minore di uno, contribuisce a ridurre la sezione della biella equivalente rispetto alla modellazione precedente.

Si riportano in tabella seguente i valori delle grandezze sopra definite per ciascun tamponamento.

TAMPONAMENTO	h_v	r	w [cm]	w_v [cm]
Biella 1 f	210	0,22	207,48	45,65
Biella 1 r	120	0,657		136,31
Biella 2 f	160	0,463	113,15	52,39
Biella 2 r	120	0,657		74,34
Biella 3 f	210	0,22	162,54	35,76
Biella 3 r	120	0,657		106,79
Biella 4 f	120	0,657	124,10	81,53
Biella 4 r	210	0,22		27,30

Tabella 9.6 – Larghezza w della sezione della biella equivalente di ciascun tamponamento.

Nota la larghezza della sezione della biella equivalente e la sua tensione fittizia di rottura (cfr. tab. 9.7) è possibile individuare la capacità resistente ultima del tamponamento, mediante la relazione (9.13).

Definita la rigidezza di ciascun tamponamento (cfr. rel. 9.5)), il calcolo dello spostamento di plasticizzazione, una volta ipotizzato un comportamento elastico-perfettamente plastico, risulta fornito dalla relazione (9.10).

Si è ora in grado di visualizzare il diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila, tenendo in considerazione l'effetto delle aperture nei tamponamenti.

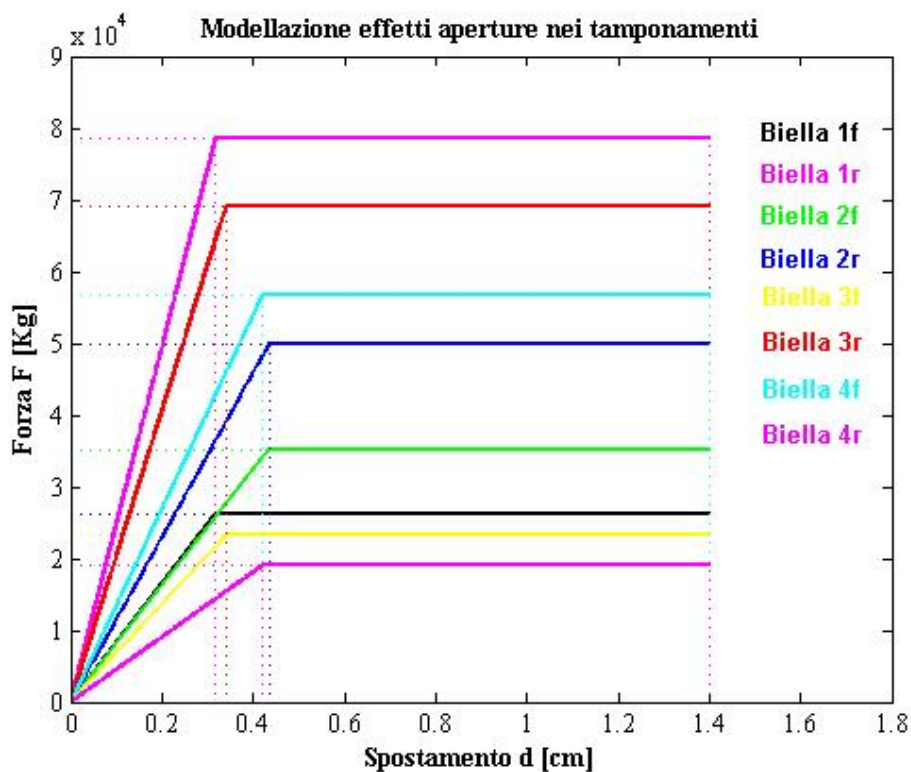


Figura 9.6 – Diagramma forza-spostamento di ciascun tamponamento del piano terra dell'edificio de L'Aquila.

9.6 Valutazione della capacità resistente ultima

Dagli Atti^[13] del 6° Convegno Nazionale ANIDIS tenutosi a Perugia nel 1993, si è estratta la formulazione proposta da Bertoldi, Decanini e Gavarini in merito ai miglioramenti apportati al noto concetto di biella equivalente, sia nella definizione della rigidità del sistema (cfr. par. 9.2), sia nella definizione di resistenza simulata, considerando le diverse modalità di rottura ed una completa caratterizzazione della muratura.

Nonostante i meccanismi di rottura osservati in laboratorio su prototipi ed in sito su strutture danneggiate risultino abbastanza complessi a causa delle differenti interazioni strutturali, è possibile ricondurli ai seguenti quattro modi fondamentali:

- Trazione diagonale: questo modo comporta una fessura prevalente lungo la diagonale del pannello di tamponatura. Detta fessura può attraversare giunti e mattoni o soltanto giunti., dipendendo dal rapporto tra le resistenze della malta e dei mattoni;
- Scorrimento: è caratterizzata da uno scorrimento praticamente orizzontale della muratura lungo i giunti di malta;
- Compressione della muratura negli angoli di contatto con il telaio: implica una rottura per schiacciamento locale negli angoli di contatto della muratura con il telaio come conseguenza degli elevati sforzi che il telaio trasmette in queste zone;
- Compressione diagonale della tamponatura: questa modalità è caratterizzata da una rottura a compressione lungo la diagonale che inizia nella zona centrale del pannello.

Va segnalato che usualmente, la grande maggioranza dei casi reali e sperimentali, possono essere inquadrati nei primi due modi (in particolare nella rottura della muratura per trazione diagonale) e che, compreso anche il quarto, sono sensibili alla eventuale presenza di carichi verticali sul pannello di muratura. La compressione della muratura negli angoli di contatto con il telaio può verificarsi nei casi di telai molto flessibili in presenza di muratura con bassa resistenza a compressione assiale.

Nella formulazione proposta, ad ognuna delle quattro modalità fondamentali di rottura sopracitate, si associa un valore di tensione fittizia di rottura a compressione della biella equivalente. Per la caratterizzazione delle resistenze corrispondenti a queste quattro modalità di rottura, risultano necessari tre parametri fondamentali di resistenza della muratura: la resistenza fondamentale a compressione σ_{m0} , la resistenza fondamentale a taglio τ_{m0} e la resistenza allo scorrimento nei giunti u .

Sulla base di elaborazioni di numerosi risultati sperimentali e di considerazioni analitiche sono state derivate le seguenti espressioni per le tensioni fittizie di ciascun meccanismo di rottura della biella equivalente:

$$\sigma_{id} = \frac{0,6 \tau_{m0} + 0,3 \sigma_0}{\frac{K_1}{\lambda h} + K_2} \quad (9.23)$$

$$\sigma_s = \frac{(1,2 \operatorname{sen} \alpha + 0,45 \operatorname{cos} \alpha) u + 0,3 \sigma_0}{\frac{K_1}{\lambda h} + K_2} \quad (9.24)$$

$$\sigma_{ca} = \frac{1,12 \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cos} \alpha}{K_1 (\lambda h)^{-0,12} + K_2 (\lambda h)^{0,88}} \sigma_{m0} \quad (9.25)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{1,16 \sigma_{m0} \operatorname{tg} \alpha}{K_1 + K_2 \lambda h} \quad (9.26)$$

La minore tra le precedenti resistenze fittizie deve essere assegnata alla biella nella modellazione semplificata. La capacità resistente della biella equivalente nello stato limite ultimo risulta quindi pari a:

$$R_u = \sigma_{MIN} s w \quad (9.27)$$

Si riportano in tabella seguente i valori delle grandezze sopra definite per ciascun tamponamento.

TAMPONAMENTO	σ_{td} [Kg/cm ²]	σ_s [Kg/cm ²]	σ_{ca} [Kg/cm ²]	σ_{cd} [Kg/cm ²]
Biella 1	48	52	24	28
Biella 2	51	56	28	62
Biella 3	50	54	27	39
Biella 4	51	56	29	57
Biella 5	39	43	25	35
Biella 6	40	44	19	53
Biella 7	40	44	26	58

Tabella 9.7 – Tensioni fittizie di rottura della biella equivalente.

9.7 Diagramma Forza-Spostamento globale dei tamponamenti

In riferimento all'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, riportiamo ora il contributo complessivo in termini di diagramma forza-spostamento dei soli tamponamenti al piano terra in direzione x, cioè quella presa come riferimento.

Si riporta, per chiarezza, il diagramma forza-spostamento dei soli tamponamenti interessati, nella modellazione, più prossima a quella reale, che contempla contemporaneamente l'influenza dei carichi verticali e gli effetti delle aperture nei tamponamenti. Si ipotizza una rottura della muratura per trazione diagonale, che risulta essere il caso più frequente.

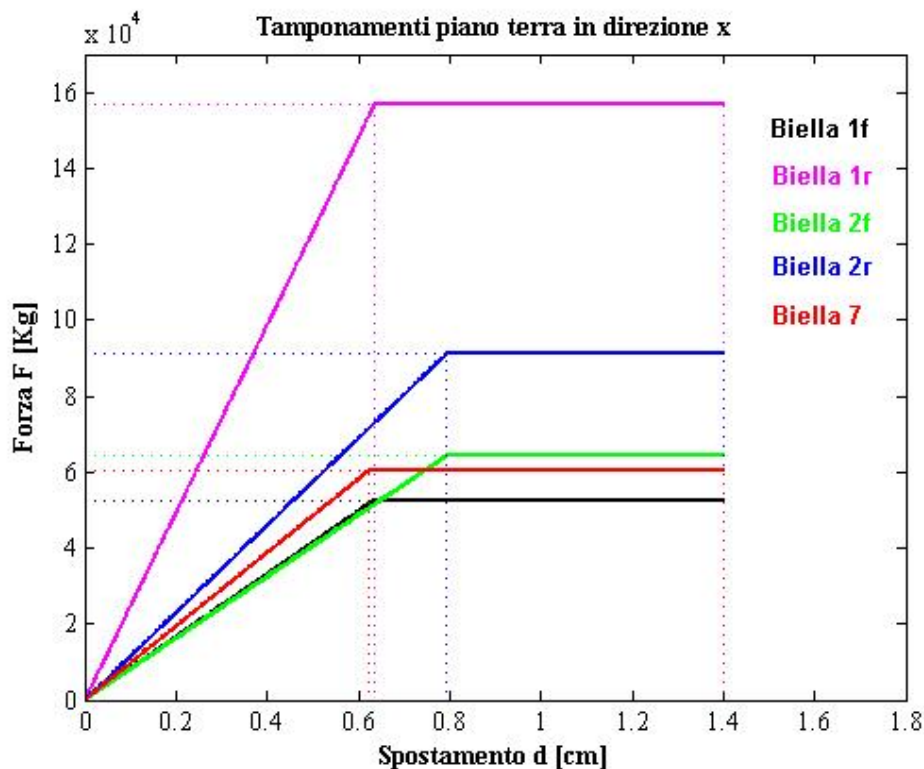


Figura 9.7 – Diagramma forza-spostamento dei tamponamenti secondo la modellazione che contempla contemporaneamente l'influenza dei carichi verticali e gli effetti delle aperture nei tamponamenti.

Il diagramma forza-spostamento complessivo dei tamponamenti al piano terra in direzione x dell'edificio de L'Aquila è ottenuto dal precedente sommando le ordinate dei diagrammi di ciascuno dei tamponamenti.

Si riporta tale diagramma in abbinamento al diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri al piano terra dell'edificio de L'Aquila (cfr. fig. 7.35)

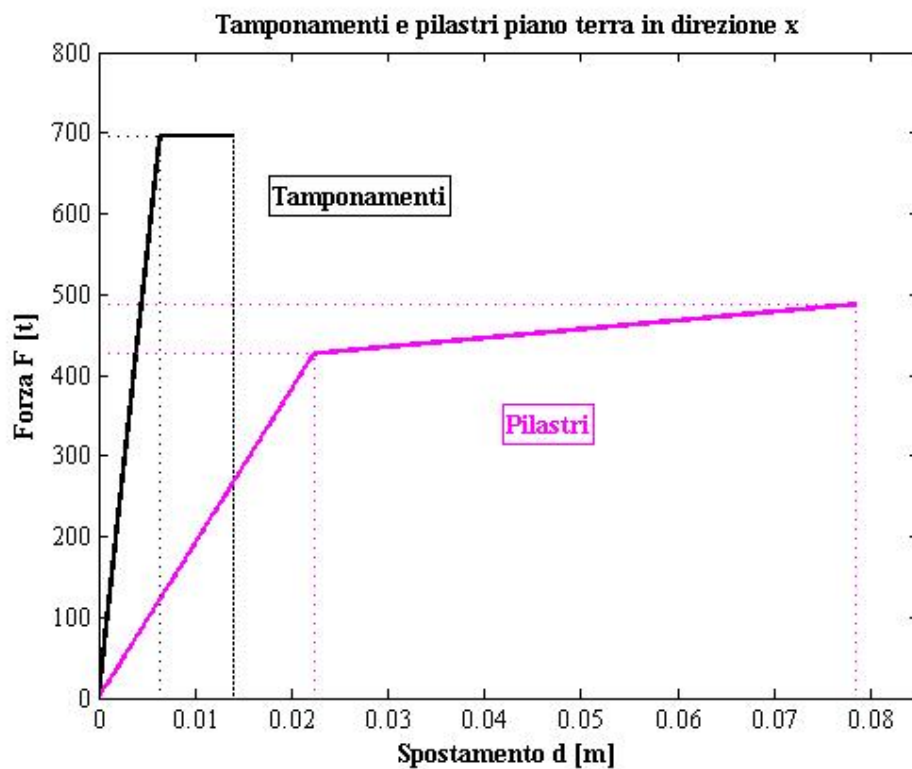


Figura 9.8 – Diagramma forza-spostamento complessivo dei tamponamenti secondo la modellazione che contempla contemporaneamente l'influenza dei carichi verticali e gli effetti delle aperture nei tamponamenti.

Capitolo 10

EDIFICIO DE L'AQUILA CON I TAMPONAMENTI

10.0 Introduzione

L'analisi dell' edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, verrà effettuata attraverso l'utilizzo del programma SAP2000, facendo riferimento a un modello tridimensionale dell'edificio.

Giunti a questa fase si introduce la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella struttura intelaiata in cemento armato con i tamponamenti.

Il modello così realizzato verrà poi sollecitato con gli accelerogrammi effettivamente registrati a L'Aquila, opportunamente scalati in base alla distanza tra le stazioni di registrazione e l'effettiva posizione dell'edificio oggetto di riferimento.

Per semplicità e chiarezza dei risultati, si considera solo l'accelerogramma di intensità maggiore e applicato in un'unica direzione principale.

L'analisi condotta in questa ultima fase, è inizialmente del tipo Time-History lineare, successivamente del tipo Time-History non lineare con Direct Integration. La prima simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sui tamponamenti superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo precedente. La seconda simulazione cerca invece di valutare l'influenza dei tamponamenti sulla struttura intelaiata. Tale modellazione ha implicato la necessità di introdurre il comportamento non lineare dei tamponamenti stessi, per consentire la verifica sia del raggiungimento della loro resistenza ultima sia del contenimento delle sollecitazioni su travi e pilastri entro il campo elastico lineare.

10.1 Simulazione del comportamento sismico dell'edificio

Si riporta, per maggiore chiarezza, in figura 10.1 la pianta dell'edificio, già introdotta nel paragrafo 3.1.

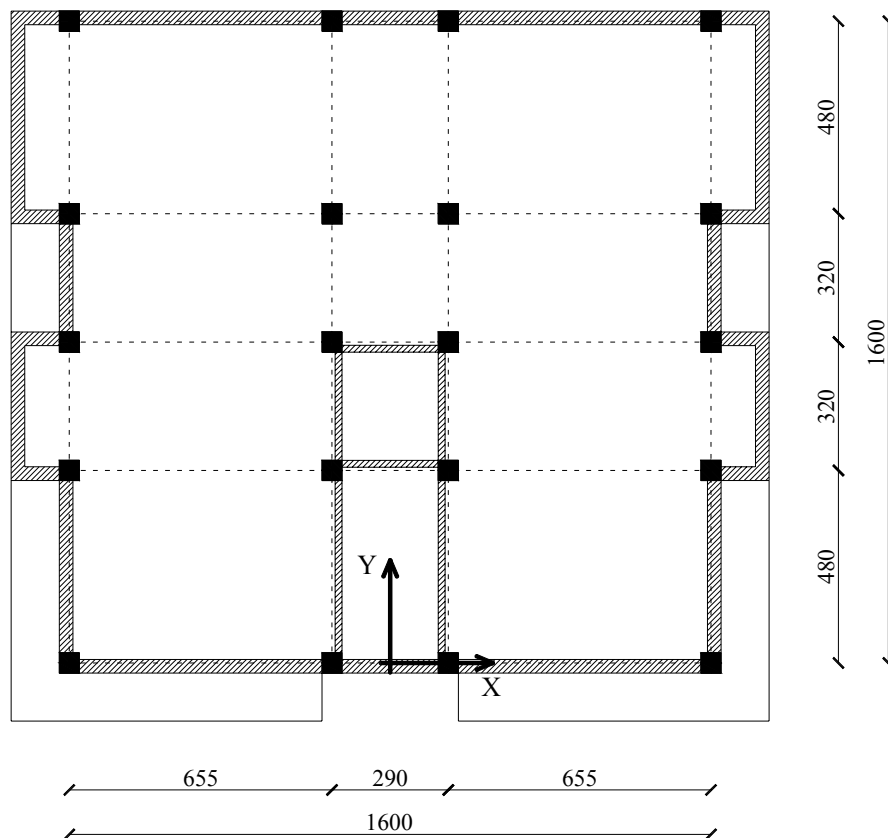


Figura 10.1 – Pianta dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

In figura 10.1 è evidenziata la posizione in pianta dei pilastri in c.a., il reticolo delle travi e la collocazione perimetrale dei tamponamenti.

Si riportano brevemente le caratteristiche della muratura, già introdotte nel paragrafo 9.1, evidenziandone in particolare i valori inseriti nel calcolatore.

Si ipotizza che i tamponamenti siano realizzati in muratura caratterizzata dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche e delle proprietà fisiche:

- Modulo di elasticità: $E_m = 7200 \text{ MPa}$
- Peso per unità di Volume: $\gamma_c = 1,8 \text{ t/m}^3$

Per quanto riguarda l'assegnazione dei carichi gravitazionali agli elementi bidimensionali di solaio, si fa riferimento all'analisi dei carichi stilata nel paragrafo 3.2, in particolare si attribuisce a ciascun piano:

TOTALE CARICHI PERMANENTI **700 Kg/m^2**

Per quanto riguarda invece i carichi variabili per civile abitazione risulta, per il piano tipo:

TOTALE CARICHI VARIABILI **200 Kg/m^2**

Per il solaio di copertura:

TOTALE CARICHI VARIABILI **150 Kg/m^2**

Viene inoltre attribuito a ciascuna trave perimetrale il carico uniformemente distribuito relativo ai tamponamenti (che forniscono in questa fase anche un contributo alla resistenza sismica), pari a:

$$q_{tamponamenti} = 1,8 \times 0,24 \times 3,5 \times 0,7 = 1000 \text{ Kg/m} \quad (10.1)$$

Per quanto riguarda l'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione dei pilastri e delle travi si rimanda a quanto affermato nel paragrafo 6.1.

Si riporta nella figura seguente l'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione della biella equivalente dei tamponamenti, nella modellazione, più prossima a quella reale, che contempla contemporaneamente l'influenza dei carichi verticali e gli effetti delle aperture nei tamponamenti.

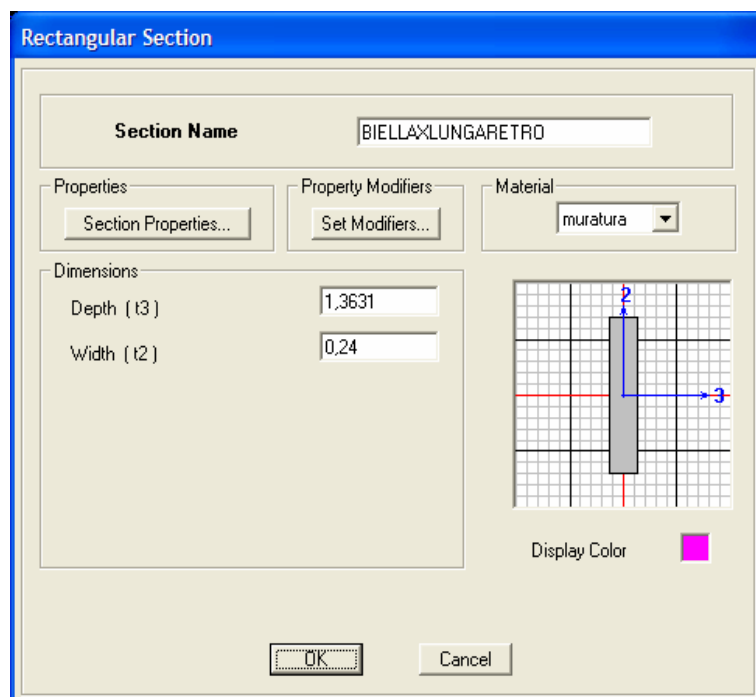


Figura 10.2 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione delle caratteristiche geometriche della sezione della biella equivalente dei tamponamenti.

Le azioni sismiche di riferimento sono le medesime visualizzate nel paragrafo 6.1.1.

10.1.1 Modello dell'edificio de L'Aquila

L'analisi dell'edificio sito in *Via Aldo Moro* numero 9 a L'Aquila, verrà effettuata attraverso l'utilizzo del programma SAP2000, facendo riferimento a un modello tridimensionale dell'edificio.

Il modello del telaio tridimensionale è riportato nella figura seguente (fig. 10.3).

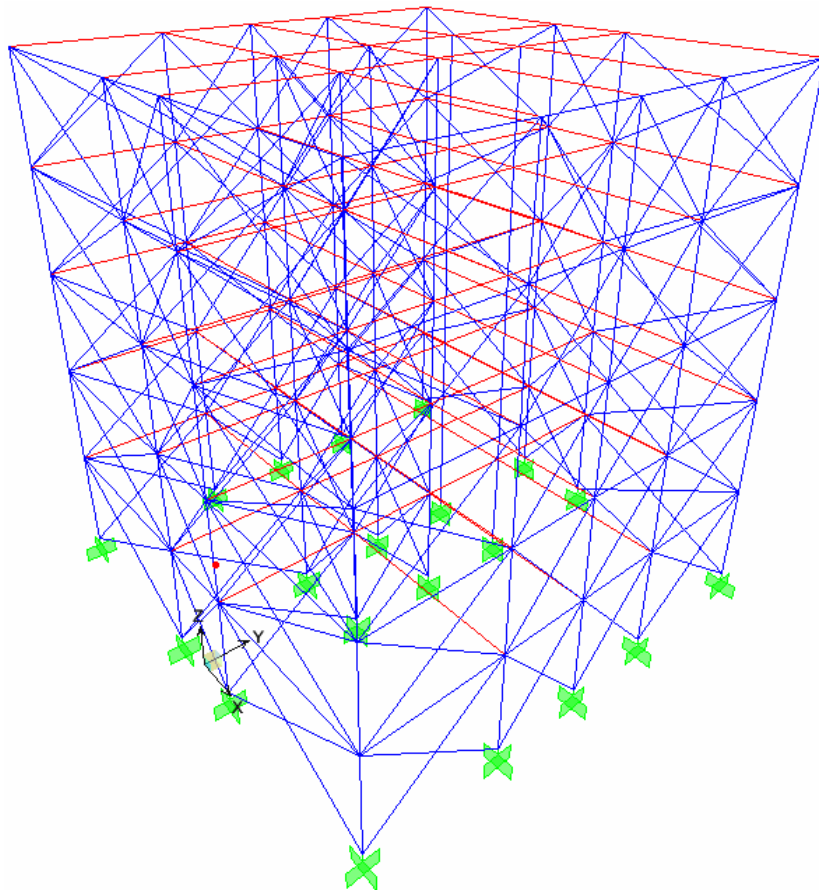


Figura 10.3 – Modello tridimensionale dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila

In questa fase si introduce la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella struttura intelaiata in cemento armato con bielle equivalenti per i tamponamenti.

Le travi e i pilastri sono stati modellati con elementi di tipo *beam*. Si è invece ricorso all'utilizzo di elementi di tipo *shell*, privi di massa, per l'assegnazione dei carichi distribuiti per unità di superficie (permanententi e variabili). Il carico distribuito per unità di lunghezza riferito ai tamponamenti (che forniscono in questa fase anche un contributo alla resistenza sismica), viene direttamente attribuito agli elementi delle travi perimetrali.

Le bielle equivalenti sono modellate con elementi di tipo *truss*, non deformabili a flessione, a cui vengono attribuiti i rispettivi diagrammi forza-spostamento tramite l'assegnazione di cerniere plastiche poste in mezzzeria, in quanto lo sforzo normale risulta essere costante lungo la biella.

Poiché i parametri necessari per definire la cerniera plastica sono riferiti all'asse locale della biella equivalente, i valori della capacità resistente ultima del tamponamento (cfr. rel. (9.8)) e dello spostamento di plasticizzazione (cfr. rel. (9.10)) andranno divisi per il coseno dell'angolo che la biella equivalente, per cui risulta rispettivamente:

$$R_{u,locale} = \frac{R_u}{\cos \alpha} \quad (10.2)$$

$$\delta_{p,locale} = \frac{\delta_p}{\cos \alpha} \quad (10.3)$$

Si riporta, a titolo esemplificativo, solo il diagramma forza-spostamento di un tamponamento posto al piano terra dell'edificio de L'Aquila, nella modellazione, più prossima a quella reale, che contempla contemporaneamente l'influenza dei carichi verticali e gli effetti delle aperture nei tamponamenti. Si ipotizza inoltre una rottura della muratura per trazione diagonale, che risulta essere il caso più frequente.

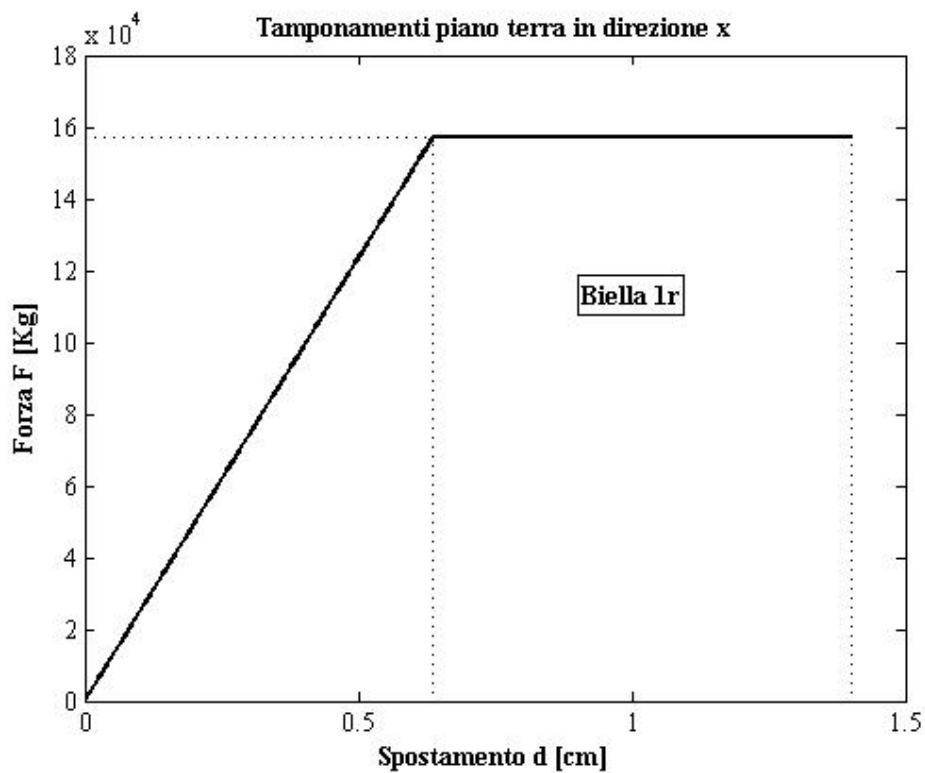


Figura 10.4 – Diagramma forza-spostamento di un tamponamento secondo la modellazione che contempla contemporaneamente l'influenza dei carichi verticali e gli effetti delle aperture nei tamponamenti.

Si riporta nella figura seguente l'interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione di tale diagramma forza-spostamento alle cerniere plastiche in mezzeria delle bielle equivalenti.

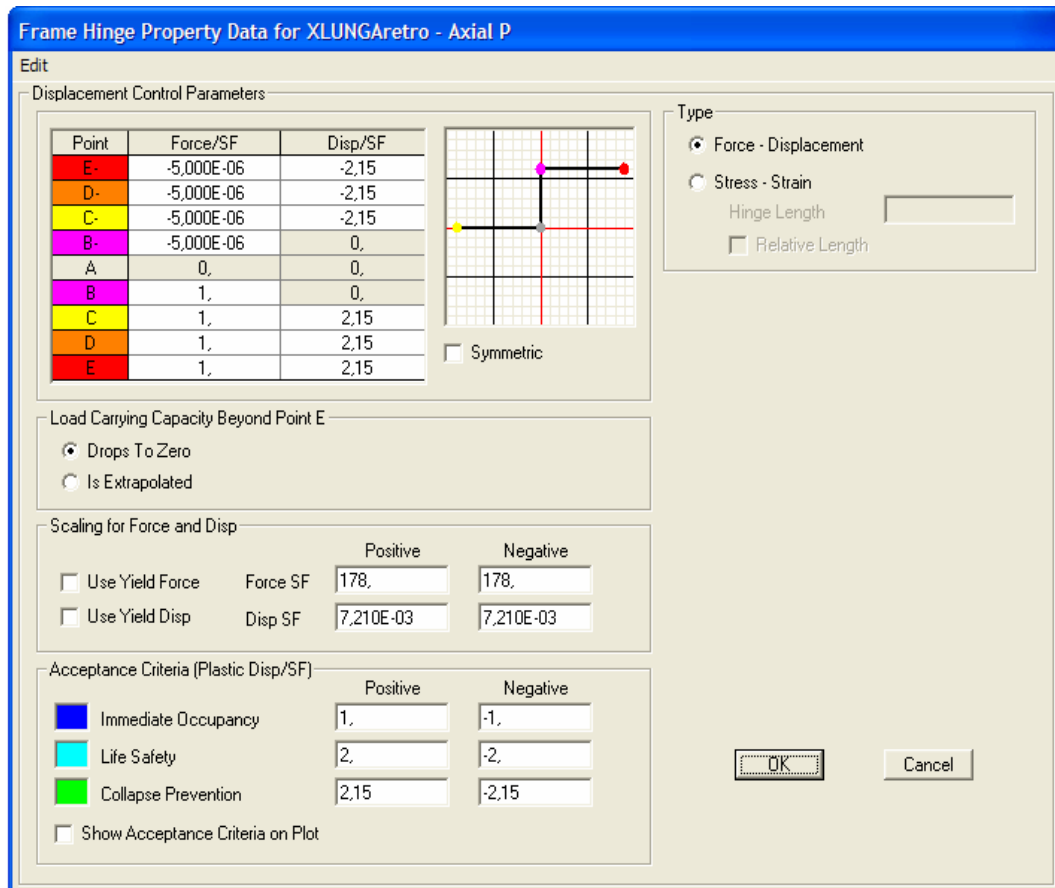


Figura 10.5 – Interfaccia grafica del programma SAP2000 corrispondente all'assegnazione del diagramma forza-spostamento alle cerniere plastiche in mezzeria delle bielle equivalenti.

Si riporta nella figura seguente il modello piano del telaio in direzione x (cioè la direzione considerata come ingresso dell'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed

identificato con la sigla GX066x) evidenziando le cerniere plastiche sopra definite.

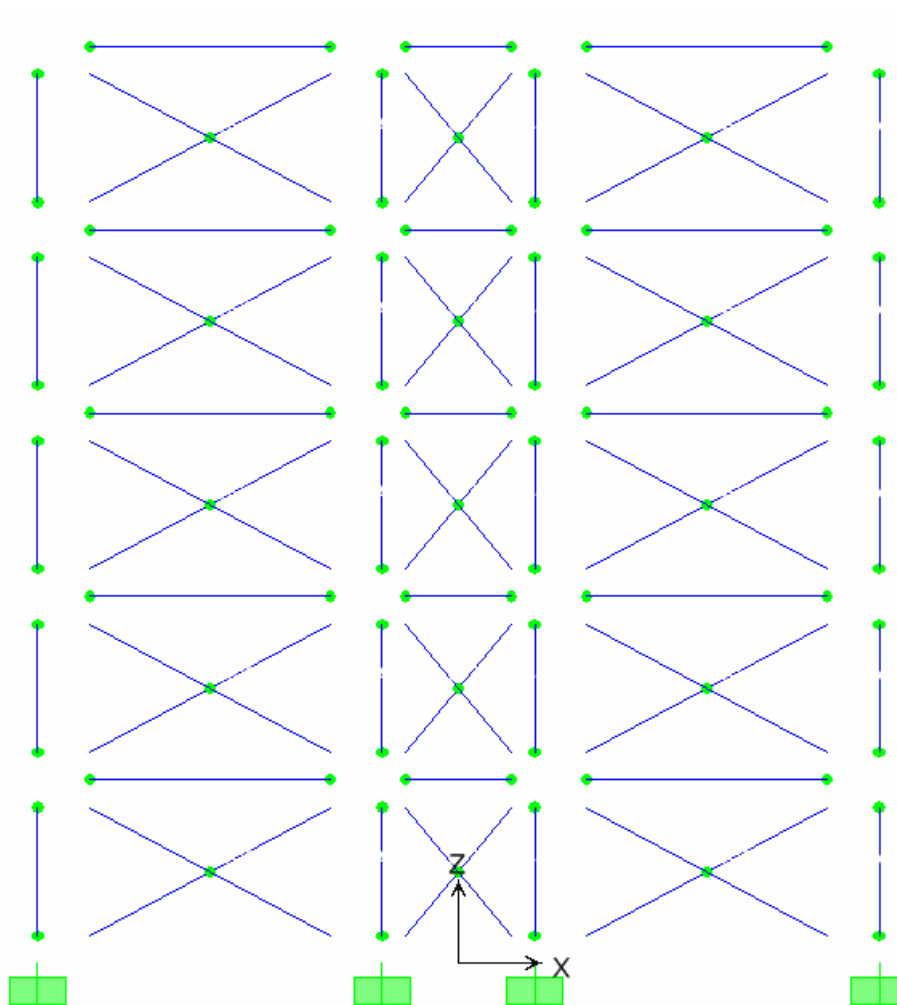


Figura 10.6 – Modello piano in direzione x dell'edificio sito in *Via Aldo Moro numero 9* a L'Aquila.

10.2 Analisi Time-History lineare

L'analisi condotta in questa fase, è del tipo Time-History lineare. Tale simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sui tamponamenti superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo precedente.

10.2.1 Spostamenti relativi e assoluti dei telai di bordo

Si riportano gli spostamenti relativi in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma delle Time History degli spostamenti relativi, di ciascun piano rispetto a quello inferiore di entrambi i telai di bordo, prodotti dal sisma. In particolar modo lo spostamento generalizzato è stato definito come differenza tra la media degli spostamenti dei due nodi di estremità di ciascun piano di entrambi i telai di bordo e la media degli spostamenti dei due nodi di estremità del piano inferiore.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo, del piano primo rispetto al piano terra di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano primo e piano terra risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell'edificio, pari a 0,97 cm, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell'edificio, pari a 0,52 cm.

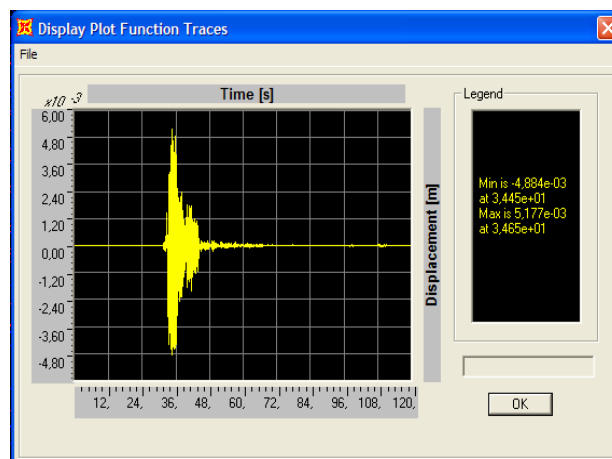
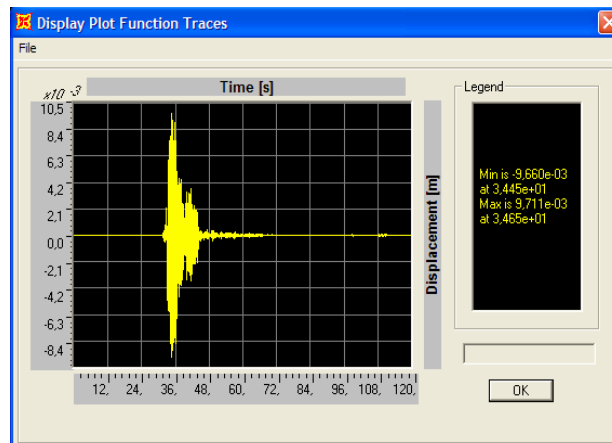


Figura 10.7 – Time History dello spostamento relativo fra piano primo e piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano secondo rispetto al piano primo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano secondo e piano primo risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell'edificio, pari a 1,15 cm, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell'edificio, pari a 0,61 cm.

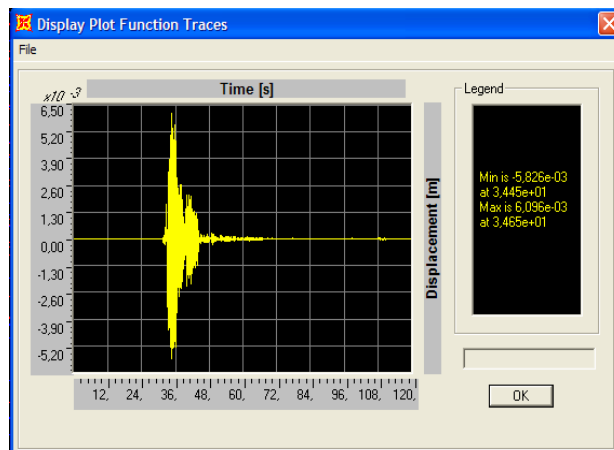
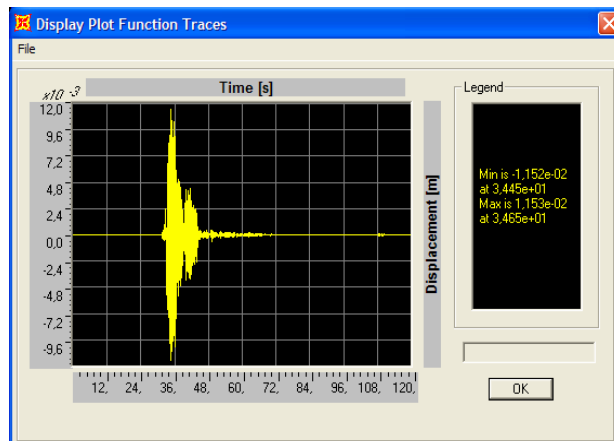


Figura 10.8 – Time History dello spostamento relativo fra piano secondo e piano primo di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano terzo rispetto al piano secondo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano terzo e piano secondo risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell'edificio, pari a 1,14 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell'edificio, pari a 0,62 *cm*.

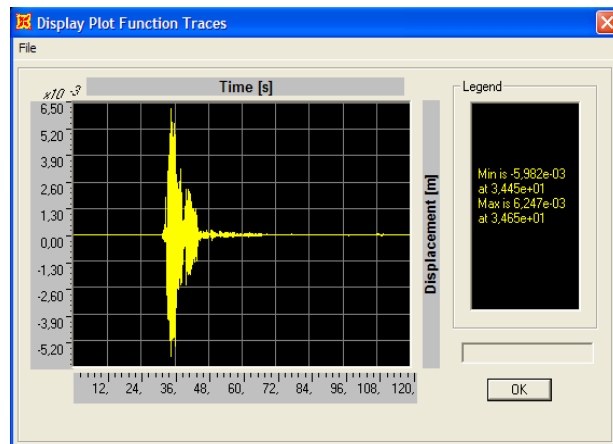
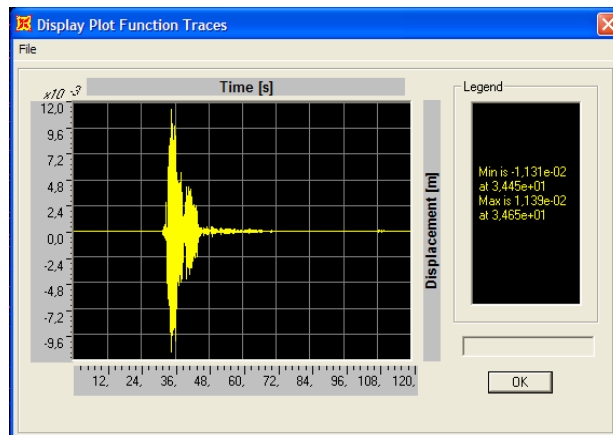


Figura 10.9 – Time History dello spostamento relativo fra piano terzo e piano secondo di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quarto e piano terzo risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell’edificio, pari a 0,99 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell’edificio, pari a 0,57 *cm*.

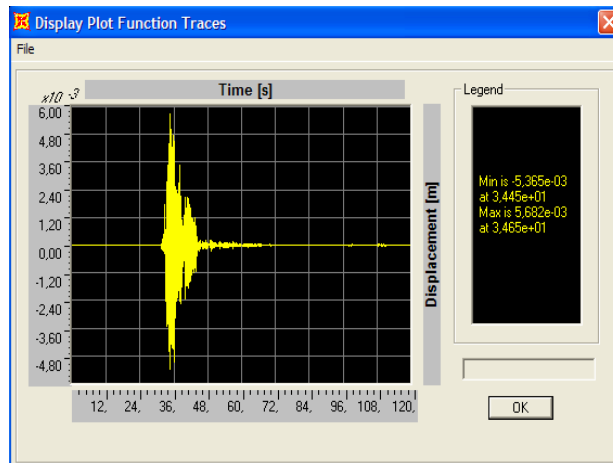
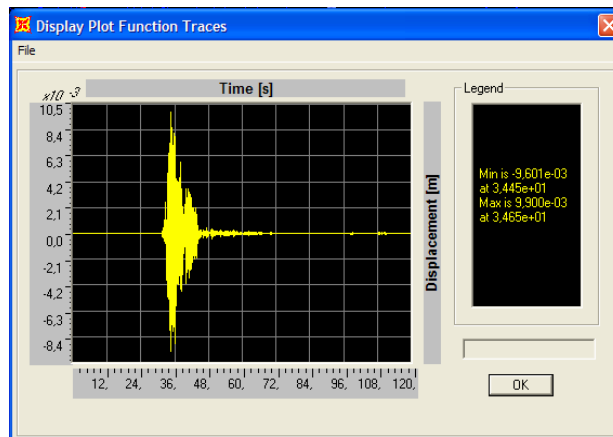


Figura 10.10 – Time History dello spostamento relativo fra piano quarto e piano terzo di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quinto rispetto al piano quarto di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quinto e piano quarto risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell'edificio, pari a 0,68 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell'edificio, pari a 0,44 *cm*.

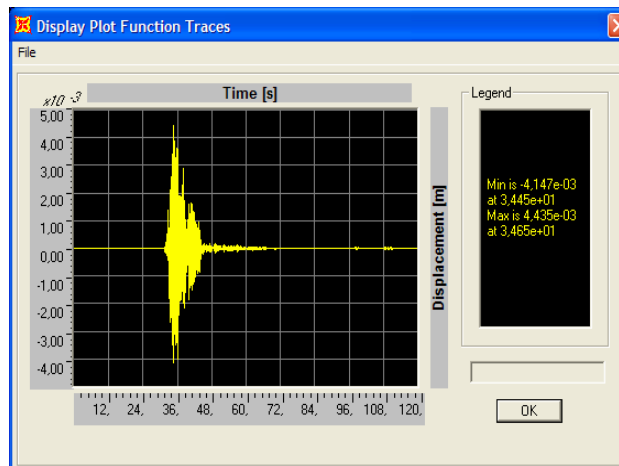
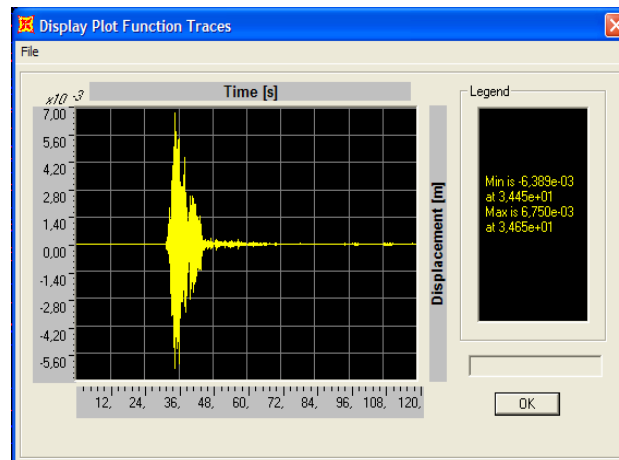


Figura 10.11 – Time History dello spostamento relativo fra piano quinto e piano quarto di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Si riportano gli spostamenti assoluti in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all’accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQP ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma di tabella in cui verranno indicati i valori massimi e minimi dello spostamento in direzione x, di ciascun nodo di

ciascun piano di entrambi i telai di bordo, che il sisma produce, e la corrispondente media dei valori di spostamento massimo (in valore assoluto) dovuti all'applicazione dell'accelerogramma alla struttura in esame.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
4	th1	LinModHist	Max	0,032164	
4	th1	LinModHist	Min	-0,056342	0,056342
6	th1	LinModHist	Max	0,032058	
6	th1	LinModHist	Min	-0,056293	0,056293
8	th1	LinModHist	Max	0,032058	
8	th1	LinModHist	Min	-0,056293	0,056293
10	th1	LinModHist	Max	0,032164	
10	th1	LinModHist	Min	-0,056342	0,056342
				MEDIA	0,056
36	th1	LinModHist	Max	0,028937	
36	th1	LinModHist	Min	-0,055257	0,055257
38	th1	LinModHist	Max	0,028857	
38	th1	LinModHist	Min	-0,055209	0,055209
40	th1	LinModHist	Max	0,028857	
40	th1	LinModHist	Min	-0,055209	0,055209
42	th1	LinModHist	Max	0,028937	
42	th1	LinModHist	Min	-0,055257	0,055257
				MEDIA	0,055

Tabella 10.1 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
43	th1	LinModHist	Max	0,042185	
43	th1	LinModHist	Min	-0,060425	0,060425
44	th1	LinModHist	Max	0,042079	
44	th1	LinModHist	Min	-0,060381	0,060381
45	th1	LinModHist	Max	0,042079	
45	th1	LinModHist	Min	-0,060381	0,060381
46	th1	LinModHist	Max	0,042185	

46	th1	LinModHist	Min	-0,060425	0,060425
				MEDIA	0,060

59	th1	LinModHist	Max	0,033752	
59	th1	LinModHist	Min	-0,057791	0,057791
60	th1	LinModHist	Max	0,033587	
60	th1	LinModHist	Min	-0,057723	0,057723
61	th1	LinModHist	Max	0,033587	
61	th1	LinModHist	Min	-0,057723	0,057723
62	th1	LinModHist	Max	0,033752	
62	th1	LinModHist	Min	-0,057791	0,057791
				MEDIA	0,058

Tabella 10.2 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
63	th1	LinModHist	Max	0,052209	
63	th1	LinModHist	Min	-0,06429	0,06429
64	th1	LinModHist	Max	0,052137	
64	th1	LinModHist	Min	-0,064262	0,064262
65	th1	LinModHist	Max	0,052137	
65	th1	LinModHist	Min	-0,064262	0,064262
66	th1	LinModHist	Max	0,052209	
66	th1	LinModHist	Min	-0,06429	0,06429
				MEDIA	0,064

80	th1	LinModHist	Max	0,03931	
80	th1	LinModHist	Min	-0,06036	0,06036
81	th1	LinModHist	Max	0,039212	
81	th1	LinModHist	Min	-0,060323	0,060323
82	th1	LinModHist	Max	0,039212	
82	th1	LinModHist	Min	-0,060323	0,060323
83	th1	LinModHist	Max	0,03931	
83	th1	LinModHist	Min	-0,06036	0,06036
				MEDIA	0,060

Tabella 10.3 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
84	th1	LinModHist	Max	0,060837	
84	th1	LinModHist	Min	-0,067471	0,067471
85	th1	LinModHist	Max	0,060776	
85	th1	LinModHist	Min	-0,067452	0,067452
86	th1	LinModHist	Max	0,060776	
86	th1	LinModHist	Min	-0,067452	0,067452
87	th1	LinModHist	Max	0,060837	
87	th1	LinModHist	Min	-0,067471	0,067471
				MEDIA	0,067
100	th1	LinModHist	Max	0,044316	
100	th1	LinModHist	Min	-0,06254	0,06254
101	th1	LinModHist	Max	0,044272	
101	th1	LinModHist	Min	-0,062524	0,062524
102	th1	LinModHist	Max	0,044272	
102	th1	LinModHist	Min	-0,062524	0,062524
103	th1	LinModHist	Max	0,044316	
103	th1	LinModHist	Min	-0,06254	0,06254
				MEDIA	0,063

Tabella 10.4 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
104	th1	LinModHist	Max	0,066645	
104	th1	LinModHist	Min	-0,0696	0,069603
105	th1	LinModHist	Max	0,066693	
105	th1	LinModHist	Min	-0,06962	0,069623
106	th1	LinModHist	Max	0,066693	
106	th1	LinModHist	Min	-0,06962	0,069623
107	th1	LinModHist	Max	0,066645	
107	th1	LinModHist	Min	-0,0696	0,069603

					MEDIA	0,070
120	th1	LinModHist	Max	0,048174		
120	th1	LinModHist	Min	-0,06415	0,064147	
121	th1	LinModHist	Max	0,048178		
121	th1	LinModHist	Min	-0,06415	0,064149	
122	th1	LinModHist	Max	0,048178		
122	th1	LinModHist	Min	-0,06415	0,064149	
123	th1	LinModHist	Max	0,048174		
123	th1	LinModHist	Min	-0,06415	0,064147	
					MEDIA	0,064

Tabella 10.5 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

10.2.2 Accelerazioni assolute nei telai di bordo

Di seguito verranno riportate le accelerazioni assolute di ciascun nodo di ogni piano di entrambi i telai di bordo, dovute al sisma di riferimento.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione	
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g	
4	th1	LinModHist	Max	4,14114		
4	th1	LinModHist	Min	-4,00052	0,414114	
6	th1	LinModHist	Max	4,12179		
6	th1	LinModHist	Min	-3,9869	0,412179	
8	th1	LinModHist	Max	4,12178		
8	th1	LinModHist	Min	-3,9869	0,412178	
10	th1	LinModHist	Max	4,1411		
10	th1	LinModHist	Min	-4,0005	0,41411	
					MEDIA	0,41

36	th1	LinModHist	Max	4,59568	
36	th1	LinModHist	Min	-3,00751	0,459568
38	th1	LinModHist	Max	4,58274	
38	th1	LinModHist	Min	-3,00701	0,458274
40	th1	LinModHist	Max	4,58274	
40	th1	LinModHist	Min	-3,00701	0,458274
42	th1	LinModHist	Max	4,5957	

42	th1	LinModHist	Min	-3,00752	0,45957
				MEDIA	0,46

Tabella 10.6 – Media delle accelerazioni dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
43	th1	LinModHist	Max	6,44082	
43	th1	LinModHist	Min	-6,85276	0,685276
44	th1	LinModHist	Max	6,41123	
44	th1	LinModHist	Min	-6,82331	0,682331
45	th1	LinModHist	Max	6,41123	
45	th1	LinModHist	Min	-6,82331	0,682331
46	th1	LinModHist	Max	6,44083	
46	th1	LinModHist	Min	-6,85276	0,685276
				MEDIA	0,68

59	th1	LinModHist	Max	4,66596	
59	th1	LinModHist	Min	-3,81038	0,466596
60	th1	LinModHist	Max	4,64417	
60	th1	LinModHist	Min	-3,8024	0,464417
61	th1	LinModHist	Max	4,64417	
61	th1	LinModHist	Min	-3,8024	0,464417
62	th1	LinModHist	Max	4,66595	
62	th1	LinModHist	Min	-3,81039	0,466595
				MEDIA	0,47

Tabella 10.7 – Media delle accelerazioni dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
63	th1	LinModHist	Max	9,47779	
63	th1	LinModHist	Min	-8,50827	0,947779
64	th1	LinModHist	Max	9,45684	

64	th1	LinModHist	Min	-8,49666	0,945684
65	th1	LinModHist	Max	9,45684	
65	th1	LinModHist	Min	-8,49666	0,945684
66	th1	LinModHist	Max	9,4778	
66	th1	LinModHist	Min	-8,50827	0,94778
MEDIA					0,95

80	th1	LinModHist	Max	4,81524	
80	th1	LinModHist	Min	-4,7255	0,481524
81	th1	LinModHist	Max	4,78826	
81	th1	LinModHist	Min	-4,73869	0,478826
82	th1	LinModHist	Max	4,78826	
82	th1	LinModHist	Min	-4,73869	0,478826
83	th1	LinModHist	Max	4,81524	
83	th1	LinModHist	Min	-4,7255	0,481524
MEDIA					0,48

Tabella 10.8 – Media delle accelerazioni dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
84	th1	LinModHist	Max	11,40729	
84	th1	LinModHist	Min	-11,13968	1,140729
85	th1	LinModHist	Max	11,38556	
85	th1	LinModHist	Min	-11,1117	1,138556
86	th1	LinModHist	Max	11,38556	
86	th1	LinModHist	Min	-11,1117	1,138556
87	th1	LinModHist	Max	11,40729	
87	th1	LinModHist	Min	-11,13969	1,140729
MEDIA					1,14

100	th1	LinModHist	Max	5,63828	
100	th1	LinModHist	Min	-6,23917	0,623917
101	th1	LinModHist	Max	5,63032	
101	th1	LinModHist	Min	-6,21563	0,621563
102	th1	LinModHist	Max	5,63032	
102	th1	LinModHist	Min	-6,21563	0,621563
103	th1	LinModHist	Max	5,63828	
103	th1	LinModHist	Min	-6,23916	0,623916
MEDIA					0,62

Tabella 10.9 – Media delle accelerazioni dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
104	th1	LinModHist	Max	13,0485	
104	th1	LinModHist	Min	-13,57009	1,357009
105	th1	LinModHist	Max	13,06648	
105	th1	LinModHist	Min	-13,58499	1,358499
106	th1	LinModHist	Max	13,06648	
106	th1	LinModHist	Min	-13,58499	1,358499
107	th1	LinModHist	Max	13,0485	
107	th1	LinModHist	Min	-13,57009	1,357009
				MEDIA	1,36
120	th1	LinModHist	Max	6,93976	
120	th1	LinModHist	Min	-7,76345	0,776345
121	th1	LinModHist	Max	6,93853	
121	th1	LinModHist	Min	-7,76171	0,776171
122	th1	LinModHist	Max	6,93853	
122	th1	LinModHist	Min	-7,76171	0,776171
123	th1	LinModHist	Max	6,93975	
123	th1	LinModHist	Min	-7,76344	0,776344
				MEDIA	0,78

Tabella 10.10 – Media delle accelerazioni dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

10.2.3 Sollecitazioni sugli elementi dei telai di bordo

Di seguito saranno riportate le sollecitazioni di momento flettente che insorgono nei pilastri di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento

Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
2	0	th1	LinModHist	Max	30,10881	
2	3,5	th1	LinModHist	Max	11,81248	
2	0	th1	LinModHist	Min	-29,93574	
2	3,5	th1	LinModHist	Min	-11,9089	30,10881
3	0	th1	LinModHist	Max	34,04429	
3	3,5	th1	LinModHist	Max	20,69492	
3	0	th1	LinModHist	Min	-33,88125	
3	3,5	th1	LinModHist	Min	-20,79394	34,04429
4	0	th1	LinModHist	Max	34,04429	
4	3,5	th1	LinModHist	Max	20,69492	
4	0	th1	LinModHist	Min	-33,88126	
4	3,5	th1	LinModHist	Min	-20,79393	34,04429
5	0	th1	LinModHist	Max	30,1088	
5	3,5	th1	LinModHist	Max	11,81249	
5	0	th1	LinModHist	Min	-29,93575	
5	3,5	th1	LinModHist	Min	-11,90889	30,1088
MAX						34,0

18	0	th1	LinModHist	Max	15,65964	
18	3,5	th1	LinModHist	Max	5,58184	
18	0	th1	LinModHist	Min	-14,71519	
18	3,5	th1	LinModHist	Min	-5,52615	15,65964
19	0	th1	LinModHist	Max	17,27767	
19	3,5	th1	LinModHist	Max	9,79709	
19	0	th1	LinModHist	Min	-16,22226	
19	3,5	th1	LinModHist	Min	-10,28188	17,27767
20	0	th1	LinModHist	Max	17,27767	
20	3,5	th1	LinModHist	Max	9,7971	
20	0	th1	LinModHist	Min	-16,22226	
20	3,5	th1	LinModHist	Min	-10,28188	17,27767
21	0	th1	LinModHist	Max	15,65965	
21	3,5	th1	LinModHist	Max	5,58187	
21	0	th1	LinModHist	Min	-14,71519	
21	3,5	th1	LinModHist	Min	-5,52615	15,65965
MAX						17,3

Tabella 10.11 – Momento flettente nei pilastri del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m

22	0	th1	LinModHist	Max	4,73158	
22	3,5	th1	LinModHist	Max	7,04859	
22	0	th1	LinModHist	Min	-4,821	
22	3,5	th1	LinModHist	Min	-6,9852	7,04859
23	0	th1	LinModHist	Max	12,592	
23	3,5	th1	LinModHist	Max	13,41229	
23	0	th1	LinModHist	Min	-12,69318	
23	3,5	th1	LinModHist	Min	-13,29327	13,41229
24	0	th1	LinModHist	Max	12,59201	
24	3,5	th1	LinModHist	Max	13,41229	
24	0	th1	LinModHist	Min	-12,69318	
24	3,5	th1	LinModHist	Min	-13,29327	13,41229
25	0	th1	LinModHist	Max	4,73159	
25	3,5	th1	LinModHist	Max	7,04859	
25	0	th1	LinModHist	Min	-4,82099	
25	3,5	th1	LinModHist	Min	-6,9852	7,04859
					MAX	13,4

38	0	th1	LinModHist	Max	1,18026	
38	3,5	th1	LinModHist	Max	1,86645	
38	0	th1	LinModHist	Min	-1,19124	
38	3,5	th1	LinModHist	Min	-1,97582	1,97582
39	0	th1	LinModHist	Max	6,66667	
39	3,5	th1	LinModHist	Max	6,47106	
39	0	th1	LinModHist	Min	-6,41211	
39	3,5	th1	LinModHist	Min	-6,77698	6,77698
40	0	th1	LinModHist	Max	6,66666	
40	3,5	th1	LinModHist	Max	6,47107	
40	0	th1	LinModHist	Min	-6,41211	
40	3,5	th1	LinModHist	Min	-6,77698	6,77698
41	0	th1	LinModHist	Max	1,18026	
41	3,5	th1	LinModHist	Max	1,86648	
41	0	th1	LinModHist	Min	-1,19129	
41	3,5	th1	LinModHist	Min	-1,97582	1,97582
					MAX	6,8

Tabella 10.12 – Momento flettente nei pilastri del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
42	0	th1	LinModHist	Max	6,26169	

42	3,5	th1	LinModHist	Max	7,1406	
42	0	th1	LinModHist	Min	-6,21868	
42	3,5	th1	LinModHist	Min	-7,10553	7,1406
43	0	th1	LinModHist	Max	9,1381	
43	3,5	th1	LinModHist	Max	9,76016	
43	0	th1	LinModHist	Min	-9,13767	
43	3,5	th1	LinModHist	Min	-9,70119	9,76016
44	0	th1	LinModHist	Max	9,1381	
44	3,5	th1	LinModHist	Max	9,76016	
44	0	th1	LinModHist	Min	-9,13767	
44	3,5	th1	LinModHist	Min	-9,70119	9,76016
45	0	th1	LinModHist	Max	6,26169	
45	3,5	th1	LinModHist	Max	7,14061	
45	0	th1	LinModHist	Min	-6,21868	
45	3,5	th1	LinModHist	Min	-7,10553	7,14061
					MAX	9,8

59	0	th1	LinModHist	Max	2,09316	
59	3,5	th1	LinModHist	Max	2,07967	
59	0	th1	LinModHist	Min	-1,9804	
59	3,5	th1	LinModHist	Min	-2,17348	2,17348
60	0	th1	LinModHist	Max	4,7942	
60	3,5	th1	LinModHist	Max	4,7422	
60	0	th1	LinModHist	Min	-4,58485	
60	3,5	th1	LinModHist	Min	-4,94579	4,94579
61	0	th1	LinModHist	Max	4,7942	
61	3,5	th1	LinModHist	Max	4,7422	
61	0	th1	LinModHist	Min	-4,58485	
61	3,5	th1	LinModHist	Min	-4,94579	4,94579
62	0	th1	LinModHist	Max	2,09317	
62	3,5	th1	LinModHist	Max	2,07966	
62	0	th1	LinModHist	Min	-1,9804	
62	3,5	th1	LinModHist	Min	-2,17348	2,17348
					MAX	4,9

Tabella 10.13 – Momento flettente nei pilastri del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
63	0	th1	LinModHist	Max	3,91777	
63	3,5	th1	LinModHist	Max	4,8589	

63	0	th1	LinModHist	Min	-3,75427	
63	3,5	th1	LinModHist	Min	-4,98742	4,98742
64	0	th1	LinModHist	Max	4,70783	
64	3,5	th1	LinModHist	Max	5,0669	
64	0	th1	LinModHist	Min	-4,54584	
64	3,5	th1	LinModHist	Min	-5,20053	5,20053
65	0	th1	LinModHist	Max	4,70783	
65	3,5	th1	LinModHist	Max	5,0669	
65	0	th1	LinModHist	Min	-4,54584	
65	3,5	th1	LinModHist	Min	-5,20053	5,20053
66	0	th1	LinModHist	Max	3,91777	
66	3,5	th1	LinModHist	Max	4,8589	
66	0	th1	LinModHist	Min	-3,75427	
66	3,5	th1	LinModHist	Min	-4,98742	4,98742
					MAX	5,2

79	0	th1	LinModHist	Max	1,02072	
79	3,5	th1	LinModHist	Max	1,30234	
79	0	th1	LinModHist	Min	-0,91844	
79	3,5	th1	LinModHist	Min	-1,40063	1,40063
80	0	th1	LinModHist	Max	2,47273	
80	3,5	th1	LinModHist	Max	2,45937	
80	0	th1	LinModHist	Min	-2,29475	
80	3,5	th1	LinModHist	Min	-2,63467	2,63467
81	0	th1	LinModHist	Max	2,47273	
81	3,5	th1	LinModHist	Max	2,45937	
81	0	th1	LinModHist	Min	-2,29475	
81	3,5	th1	LinModHist	Min	-2,63467	2,63467
82	0	th1	LinModHist	Max	1,02072	
82	3,5	th1	LinModHist	Max	1,30234	
82	0	th1	LinModHist	Min	-0,91845	
82	3,5	th1	LinModHist	Min	-1,40063	1,40063
					MAX	2,6

Tabella 10.14 – Momento flettente nei pilastri del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M3	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
83	0	th1	LinModHist	Max	1,92299	
83	3,5	th1	LinModHist	Max	2,50466	
83	0	th1	LinModHist	Min	-1,81066	

83	3,5	th1	LinModHist	Min	-2,63883	2,63883
84	0	th1	LinModHist	Max	1,27943	
84	3,5	th1	LinModHist	Max	1,34924	
84	0	th1	LinModHist	Min	-1,18073	
84	3,5	th1	LinModHist	Min	-1,44623	1,44623
85	0	th1	LinModHist	Max	1,27943	
85	3,5	th1	LinModHist	Max	1,34924	
85	0	th1	LinModHist	Min	-1,18073	
85	3,5	th1	LinModHist	Min	-1,44623	1,44623
86	0	th1	LinModHist	Max	1,92299	
86	3,5	th1	LinModHist	Max	2,50466	
86	0	th1	LinModHist	Min	-1,81066	
86	3,5	th1	LinModHist	Min	-2,63884	2,63884
					MAX	2,6

99	0	th1	LinModHist	Max	0,37821	
99	3,5	th1	LinModHist	Max	0,55436	
99	0	th1	LinModHist	Min	-0,34513	
99	3,5	th1	LinModHist	Min	-0,61143	0,61143
100	0	th1	LinModHist	Max	0,77235	
100	3,5	th1	LinModHist	Max	0,7598	
100	0	th1	LinModHist	Min	-0,69931	
100	3,5	th1	LinModHist	Min	-0,84165	0,84165
101	0	th1	LinModHist	Max	0,77235	
101	3,5	th1	LinModHist	Max	0,75981	
101	0	th1	LinModHist	Min	-0,69932	
101	3,5	th1	LinModHist	Min	-0,84165	0,84165
102	0	th1	LinModHist	Max	0,37821	
102	3,5	th1	LinModHist	Max	0,55436	
102	0	th1	LinModHist	Min	-0,34513	
102	3,5	th1	LinModHist	Min	-0,61143	0,61143
					MAX	0,8

Tabella 10.15 – Momento flettente nei pilastri del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito saranno riportate le sollecitazioni di momento flettente che insorgono nelle travi di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
103	0	th1	LinModHist	Max	15,80616	
103	6,55	th1	LinModHist	Max	14,14865	
103	0	th1	LinModHist	Min	-15,76946	
103	6,55	th1	LinModHist	Min	-14,18119	15,80616
104	0	th1	LinModHist	Max	18,7316	
104	2,9	th1	LinModHist	Max	18,74511	
104	0	th1	LinModHist	Min	-18,74511	
104	2,9	th1	LinModHist	Min	-18,7316	18,74511
105	0	th1	LinModHist	Max	14,18119	
105	6,55	th1	LinModHist	Max	15,76947	
105	0	th1	LinModHist	Min	-14,14865	
105	6,55	th1	LinModHist	Min	-15,80616	15,80616
					MAX	18,7

165	0	th1	LinModHist	Max	6,83608	
165	6,55	th1	LinModHist	Max	5,46862	
165	0	th1	LinModHist	Min	-6,44431	
165	6,55	th1	LinModHist	Min	-5,80596	6,83608
166	0	th1	LinModHist	Max	11,38349	
166	2,9	th1	LinModHist	Max	10,77722	
166	0	th1	LinModHist	Min	-10,77723	
166	2,9	th1	LinModHist	Min	-11,38349	11,38349
167	0	th1	LinModHist	Max	5,80596	
167	6,55	th1	LinModHist	Max	6,44431	
167	0	th1	LinModHist	Min	-5,46862	
167	6,55	th1	LinModHist	Min	-6,83608	6,83608
					MAX	11,4

Tabella 10.16 – Momento flettente nelle travi del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
106	0	th1	LinModHist	Max	12,7439	
106	6,55	th1	LinModHist	Max	11,89165	
106	0	th1	LinModHist	Min	-12,75764	
106	6,55	th1	LinModHist	Min	-11,89571	12,75764
107	0	th1	LinModHist	Max	10,41096	
107	2,9	th1	LinModHist	Max	10,5244	

107	0	th1	LinModHist	Min	-10,5244	
107	2,9	th1	LinModHist	Min	-10,41096	10,5244
108	0	th1	LinModHist	Max	11,89571	
108	6,55	th1	LinModHist	Max	12,75764	
108	0	th1	LinModHist	Min	-11,89165	
108	6,55	th1	LinModHist	Min	-12,7439	12,75764
					MAX	12,8

168	0	th1	LinModHist	Max	4,48651	
168	6,55	th1	LinModHist	Max	3,62305	
168	0	th1	LinModHist	Min	-4,28712	
168	6,55	th1	LinModHist	Min	-3,79927	4,48651
170	0	th1	LinModHist	Max	7,90717	
170	2,9	th1	LinModHist	Max	7,58929	
170	0	th1	LinModHist	Min	-7,58929	
170	2,9	th1	LinModHist	Min	-7,90716	7,90717
171	0	th1	LinModHist	Max	3,79927	
171	6,55	th1	LinModHist	Max	4,28712	
171	0	th1	LinModHist	Min	-3,62305	
171	6,55	th1	LinModHist	Min	-4,48651	4,48651
					MAX	7,9

Tabella 10.17 – Momento flettente nelle travi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
109	0	th1	LinModHist	Max	10,42598	
109	6,55	th1	LinModHist	Max	9,67355	
109	0	th1	LinModHist	Min	-10,29954	
109	6,55	th1	LinModHist	Min	-9,80281	10,42598
110	0	th1	LinModHist	Max	4,62353	
110	2,9	th1	LinModHist	Max	4,64163	
110	0	th1	LinModHist	Min	-4,64163	
110	2,9	th1	LinModHist	Min	-4,62353	4,64163
111	0	th1	LinModHist	Max	9,80281	
111	6,55	th1	LinModHist	Max	10,29954	
111	0	th1	LinModHist	Min	-9,67355	
111	6,55	th1	LinModHist	Min	-10,42598	10,42598
					MAX	10,4
172	0	th1	LinModHist	Max	3,30104	

172	6,55	th1	LinModHist	Max	2,41442	
172	0	th1	LinModHist	Min	-3,12505	
172	6,55	th1	LinModHist	Min	-2,55668	3,30104
173	0	th1	LinModHist	Max	4,84884	
173	2,9	th1	LinModHist	Max	4,61757	
173	0	th1	LinModHist	Min	-4,61757	
173	2,9	th1	LinModHist	Min	-4,84884	4,84884
174	0	th1	LinModHist	Max	2,55668	
174	6,55	th1	LinModHist	Max	3,12505	
174	0	th1	LinModHist	Min	-2,41442	
174	6,55	th1	LinModHist	Min	-3,30104	3,30104
					MAX	4,8

Tabella 10.18 – Momento flettente nelle travi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
113	0	th1	LinModHist	Max	6,3929	
113	6,55	th1	LinModHist	Max	6,33123	
113	0	th1	LinModHist	Min	-6,15927	
113	6,55	th1	LinModHist	Min	-6,55863	6,55863
114	0	th1	LinModHist	Max	0,26967	
114	2,9	th1	LinModHist	Max	0,38875	
114	0	th1	LinModHist	Min	-0,38874	
114	2,9	th1	LinModHist	Min	-0,26966	0,38875
115	0	th1	LinModHist	Max	6,55864	
115	6,55	th1	LinModHist	Max	6,15927	
115	0	th1	LinModHist	Min	-6,33123	
115	6,55	th1	LinModHist	Min	-6,3929	6,55864
					MAX	6,6

175	0	th1	LinModHist	Max	1,64687	
175	6,55	th1	LinModHist	Max	1,09823	
175	0	th1	LinModHist	Min	-1,50904	
175	6,55	th1	LinModHist	Min	-1,20056	1,64687
176	0	th1	LinModHist	Max	2,08529	
176	2,9	th1	LinModHist	Max	1,92691	
176	0	th1	LinModHist	Min	-1,92691	
176	2,9	th1	LinModHist	Min	-2,08529	2,08529
177	0	th1	LinModHist	Max	1,20056	
177	6,55	th1	LinModHist	Max	1,50904	

177	0	th1	LinModHist	Min	-1,09823	
177	6,55	th1	LinModHist	Min	-1,64688	1,64688
MAX						2,1

Tabella 10.19 – Momento flettente nelle travi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	M2	Momento
Text	m	Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m
116	0	th1	LinModHist	Max	2,13961	
116	6,55	th1	LinModHist	Max	3,52852	
116	0	th1	LinModHist	Min	-2,02536	
116	6,55	th1	LinModHist	Min	-3,6962	3,6962
117	0	th1	LinModHist	Max	1,96958	
117	2,9	th1	LinModHist	Max	2,0185	
117	0	th1	LinModHist	Min	-2,0185	
117	2,9	th1	LinModHist	Min	-1,96958	2,0185
118	0	th1	LinModHist	Max	3,6962	
118	6,55	th1	LinModHist	Max	2,02536	
118	0	th1	LinModHist	Min	-3,52853	
118	6,55	th1	LinModHist	Min	-2,13961	3,6962
MAX						3,7

178	0	th1	LinModHist	Max	0,22668	
178	6,55	th1	LinModHist	Max	0,14962	
178	0	th1	LinModHist	Min	-0,17744	
178	6,55	th1	LinModHist	Min	-0,16593	0,22668
179	0	th1	LinModHist	Max	0,49255	
179	2,9	th1	LinModHist	Max	0,45246	
179	0	th1	LinModHist	Min	-0,45246	
179	2,9	th1	LinModHist	Min	-0,49255	0,49255
180	0	th1	LinModHist	Max	0,16593	
180	6,55	th1	LinModHist	Max	0,17745	
180	0	th1	LinModHist	Min	-0,14962	
180	6,55	th1	LinModHist	Min	-0,22669	0,22669
MAX						0,5

Tabella 10.20 – Momento flettente nelle travi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

Di seguito saranno riportate le sollecitazioni di sforzo assiale che nascono nelle bielle equivalenti di ciascun piano di entrambi i telai di bordo in direzione x, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	Sforzo normale
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton
297	7,42647	th1	LinModHist	Max	95,1282	
297	7,42647	th1	LinModHist	Min	-94,6113	
400	3,71324	th1	LinModHist	Max	83,5847	
400	3,71324	th1	LinModHist	Min	-83,7802	95,1282
307	2,27267	th1	LinModHist	Max	105,4881	
307	2,27267	th1	LinModHist	Min	-105,1665	
376	2,27267	th1	LinModHist	Max	105,1665	
376	2,27267	th1	LinModHist	Min	-105,4881	105,4881
302	7,42647	th1	LinModHist	Max	83,7802	
302	3,71324	th1	LinModHist	Min	-83,5847	
405	3,71324	th1	LinModHist	Max	94,6113	
405	3,71324	th1	LinModHist	Min	-95,1282	95,1282
					MAX	105,5

317	3,71324	th1	LinModHist	Max	143,3469	
317	3,71324	th1	LinModHist	Min	-135,1438	
390	3,71324	th1	LinModHist	Max	98,2284	
390	3,71324	th1	LinModHist	Min	-104,8352	143,3469
312	2,27267	th1	LinModHist	Max	80,1769	
312	2,27267	th1	LinModHist	Min	-75,3557	
385	2,27267	th1	LinModHist	Max	75,3556	
385	2,27267	th1	LinModHist	Min	-80,1769	80,1769
322	3,71324	th1	LinModHist	Max	104,8352	
322	3,71324	th1	LinModHist	Min	-98,2286	
395	3,71324	th1	LinModHist	Max	135,1437	
395	3,71324	th1	LinModHist	Min	-143,347	143,347
					MAX	143,3

Tabella 10.21 – Sforzo normale nelle bielle equivalenti del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	Sforzo normale

Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton
298	3,71324	th1	LinModHist	Max	108,4665	
298	3,71324	th1	LinModHist	Min	-108,5045	
399	3,71324	th1	LinModHist	Max	101,3991	
399	3,71324	th1	LinModHist	Min	-101,0587	108,4665
308	2,27266	th1	LinModHist	Max	103,0965	
308	2,27266	th1	LinModHist	Min	-103,7592	
377	2,27266	th1	LinModHist	Max	103,7592	
377	2,27266	th1	LinModHist	Min	-103,0965	103,7592
303	3,71324	th1	LinModHist	Max	101,0587	
303	3,71324	th1	LinModHist	Min	-101,3991	
404	3,71324	th1	LinModHist	Max	108,5045	
404	3,71324	th1	LinModHist	Min	-108,4665	108,5045
					MAX	108,5

318	3,71324	th1	LinModHist	Max	136,4401	
318	3,71324	th1	LinModHist	Min	-129,8659	
389	3,71324	th1	LinModHist	Max	107,1321	
389	3,71324	th1	LinModHist	Min	-112,8492	136,4401
313	2,27266	th1	LinModHist	Max	86,4221	
313	2,27266	th1	LinModHist	Min	-82,5177	
384	2,27266	th1	LinModHist	Max	82,5177	
384	2,27266	th1	LinModHist	Min	-86,4221	86,4221
323	3,71324	th1	LinModHist	Max	112,8491	
323	3,71324	th1	LinModHist	Min	-107,1321	
394	3,71324	th1	LinModHist	Max	129,8659	
394	3,71324	th1	LinModHist	Min	-136,4401	136,4401
					MAX	136,4

Tabella 10.22 – Sforzo normale nelle bielle equivalenti del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	Sforzo normale
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton
299	3,71324	th1	LinModHist	Max	103,0787	
299	3,71324	th1	LinModHist	Min	-102,598	
398	3,71324	th1	LinModHist	Max	98,549	
398	3,71324	th1	LinModHist	Min	-98,646	103,0787
309	2,27266	th1	LinModHist	Max	86,066	
309	2,27266	th1	LinModHist	Min	-86,4836	
378	2,27266	th1	LinModHist	Max	86,4837	
378	2,27266	th1	LinModHist	Min	-86,066	86,4837

304	3,71324	th1	LinModHist	Max	98,646	
304	3,71324	th1	LinModHist	Min	-98,5491	
403	3,71324	th1	LinModHist	Max	102,5981	
403	3,71324	th1	LinModHist	Min	-103,0787	103,0787
					MAX	103,1

319	3,71324	th1	LinModHist	Max	115,9506	
319	3,71324	th1	LinModHist	Min	-110,4194	
388	3,71324	th1	LinModHist	Max	96,0627	
388	3,71324	th1	LinModHist	Min	-100,6897	115,9506
314	2,27266	th1	LinModHist	Max	75,6651	
314	2,27266	th1	LinModHist	Min	-72,4362	
383	2,27266	th1	LinModHist	Max	72,4363	
383	2,27266	th1	LinModHist	Min	-75,6651	75,6651
324	3,71324	th1	LinModHist	Max	100,6898	
324	3,71324	th1	LinModHist	Min	-96,0626	
393	3,71324	th1	LinModHist	Max	110,4194	
393	3,71324	th1	LinModHist	Min	-115,9507	115,9507
					MAX	116,0

Tabella 10.23 – Sforzo normale nelle bielle equivalenti del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	Sforzo normale
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton
300	3,71324	th1	LinModHist	Max	84,6415	
300	3,71324	th1	LinModHist	Min	-82,293	
397	3,71324	th1	LinModHist	Max	81,1644	
397	3,71324	th1	LinModHist	Min	-83,1536	84,6415
310	2,27266	th1	LinModHist	Max	61,1834	
310	2,27266	th1	LinModHist	Min	-59,6013	
379	2,27266	th1	LinModHist	Max	59,6013	
379	2,27266	th1	LinModHist	Min	-61,1834	61,1834
305	3,71324	th1	LinModHist	Max	83,1536	
305	3,71324	th1	LinModHist	Min	-81,1645	
402	3,71324	th1	LinModHist	Max	82,293	
402	3,71324	th1	LinModHist	Min	-84,6416	84,6416
					MAX	84,6

320	3,71324	th1	LinModHist	Max	84,4088	
320	3,71324	th1	LinModHist	Min	-78,3938	
387	3,71324	th1	LinModHist	Max	72,2951	

387	3,71324	th1	LinModHist	Min	-77,4989	84,4088
315	2,27266	th1	LinModHist	Max	56,1022	
315	2,27266	th1	LinModHist	Min	-52,4478	
382	2,27266	th1	LinModHist	Max	52,4478	
382	2,27266	th1	LinModHist	Min	-56,1022	56,1022
325	3,71324	th1	LinModHist	Max	77,4989	
325	3,71324	th1	LinModHist	Min	-72,295	
392	3,71324	th1	LinModHist	Max	78,3939	
392	3,71324	th1	LinModHist	Min	-84,4088	84,4088
MAX						84,4

Tabella 10.24 – Sforzo normale nelle bielle equivalenti del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	Sforzo normale
Text	m	Text	Text	Text	Ton	Ton
301	3,71324	th1	LinModHist	Max	53,1509	
301	3,71324	th1	LinModHist	Min	-50,4139	
396	3,71324	th1	LinModHist	Max	50,1069	
396	3,71324	th1	LinModHist	Min	-52,6687	53,1509
311	2,27266	th1	LinModHist	Max	23,2904	
311	2,27266	th1	LinModHist	Min	-21,4986	
380	2,27266	th1	LinModHist	Max	21,4987	
380	2,27266	th1	LinModHist	Min	-23,2904	23,2904
306	3,71324	th1	LinModHist	Max	52,6687	
306	3,71324	th1	LinModHist	Min	-50,1069	
401	3,71324	th1	LinModHist	Max	50,414	
401	3,71324	th1	LinModHist	Min	-53,1509	53,1509
MAX						53,2

321	3,71324	th1	LinModHist	Max	42,6988	
321	3,71324	th1	LinModHist	Min	-38,5614	
386	3,71324	th1	LinModHist	Max	36,6619	
386	3,71324	th1	LinModHist	Min	-40,6357	42,6988
316	2,27266	th1	LinModHist	Max	28,9523	
316	2,27266	th1	LinModHist	Min	-26,1566	
381	2,27266	th1	LinModHist	Max	26,1566	
381	2,27266	th1	LinModHist	Min	-28,9523	28,9523
326	3,71324	th1	LinModHist	Max	40,6358	
326	3,71324	th1	LinModHist	Min	-36,6618	
391	3,71324	th1	LinModHist	Max	38,5615	
391	3,71324	th1	LinModHist	Min	-42,6988	42,6988

MAX	42,7
------------	-------------

Tabella 10.25 – Sforzo normale nelle bielle equivalenti del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

L'analisi condotta in questa fase, è del tipo Time-History lineare. Tale simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sui tamponamenti superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo precedente.

Il passo ulteriore sarà infatti quello di caratterizzare ciascun elemento tipo biella equivalente con il suo comportamento effettivo e quindi tenendo in considerazione escursioni in campo plastico (cfr. par. 10.3).

10.3 Analisi Time-History non lineare con Direct Integration

L'analisi condotta in questa ultima fase, è del tipo Time-History non lineare con Direct Integration, che cerca di valutare l'influenza dei tamponamenti sulla struttura intelaiata. Tale modellazione ha implicato la necessità di introdurre il comportamento non lineare dei tamponamenti stessi, per consentire la verifica sia del raggiungimento della loro resistenza ultima sia del contenimento delle sollecitazioni su travi e pilastri entro il campo elastico lineare.

10.3.1 *Spostamenti relativi e assoluti dei telai di bordo*

Si riportano gli spostamenti relativi in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all'accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma delle Time History degli spostamenti relativi, di ciascun piano rispetto a quello inferiore di entrambi i telai di bordo, prodotti dal sisma. In particolar modo lo spostamento generalizzato è stato definito come differenza tra la media degli spostamenti dei due nodi di estremità di ciascun piano di entrambi i telai di bordo e la media degli spostamenti dei due nodi di estremità del piano inferiore.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo, del piano primo rispetto al piano terra di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano primo e piano terra risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell'edificio, pari a 0,56 cm, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell'edificio, pari a 0,36 cm.

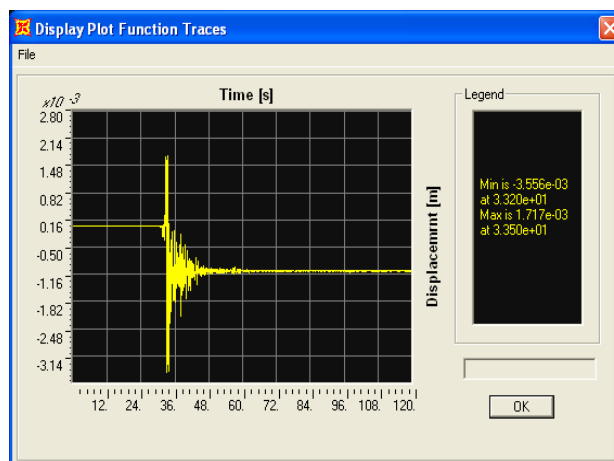
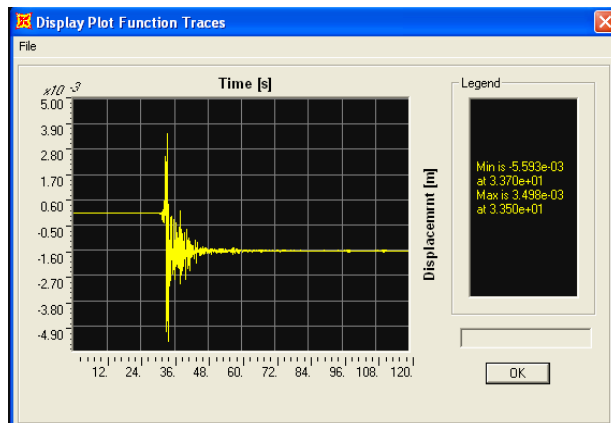


Figura 10.12 – Time History dello spostamento relativo fra piano primo e piano terra di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano secondo rispetto al piano primo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano secondo e piano primo risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell’edificio, pari a 0,77 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell’edificio, pari a 0,46 *cm*.

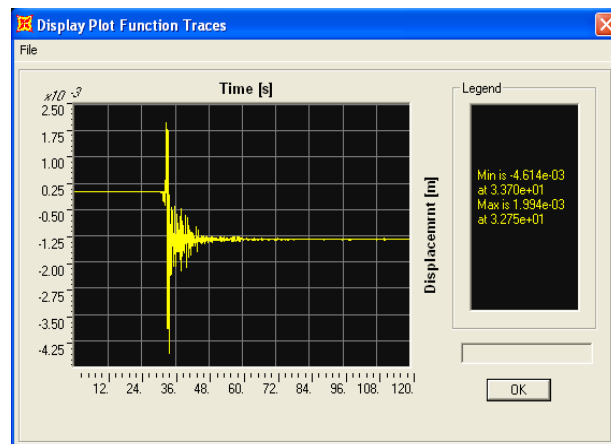
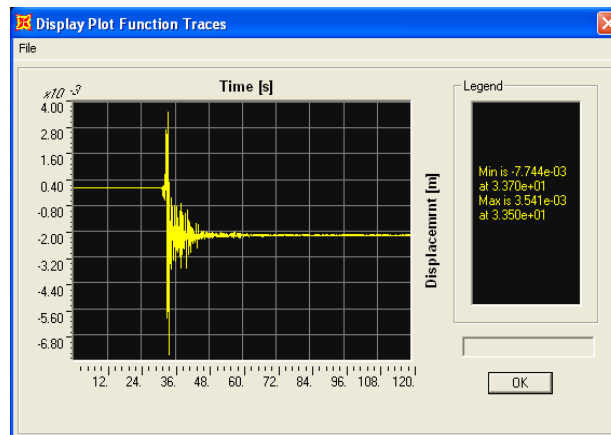


Figura 10.13 – Time History dello spostamento relativo fra piano secondo e piano primo di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano terzo rispetto al piano secondo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano terzo e piano secondo risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell’edificio, pari a 1,30 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell’edificio, pari a 1,13 *cm*.

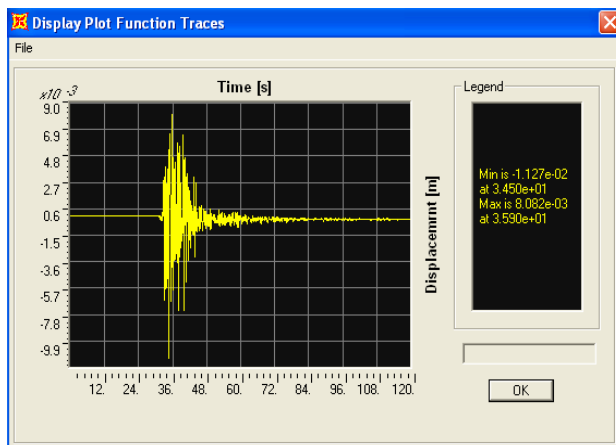
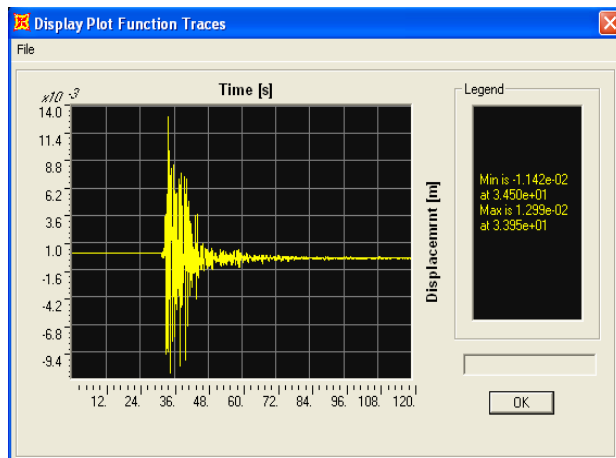


Figura 10.14 – Time History dello spostamento relativo fra piano terzo e piano secondo di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quarto rispetto al piano terzo di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quarto e piano terzo risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell’edificio, pari a 0,71 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell’edificio, pari a 0,43 *cm*.

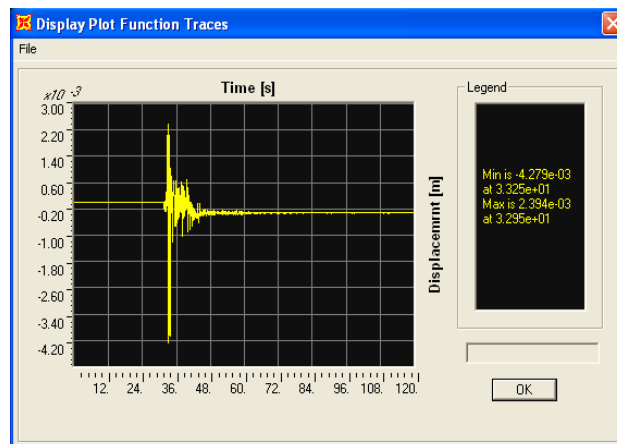
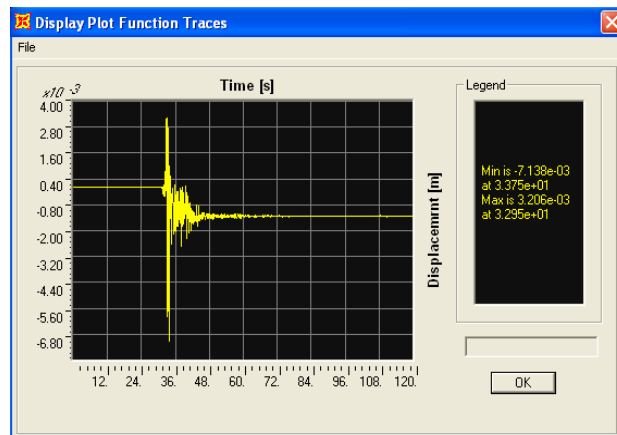


Figura 10.15 – Time History dello spostamento relativo fra piano quarto e piano terzo di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito si riporta la Time History dello spostamento relativo del piano quinto rispetto al piano quarto di entrambi i telai di bordo, prodotto dal sisma.

Lo spostamento relativo massimo (in valore assoluto) tra piano quinto e piano quarto risulta essere, per il telaio di bordo localizzato nel fronte dell’edificio, pari a 0,49 *cm*, e per il telaio di bordo localizzato nel retro dell’edificio, pari a 0,38 *cm*.

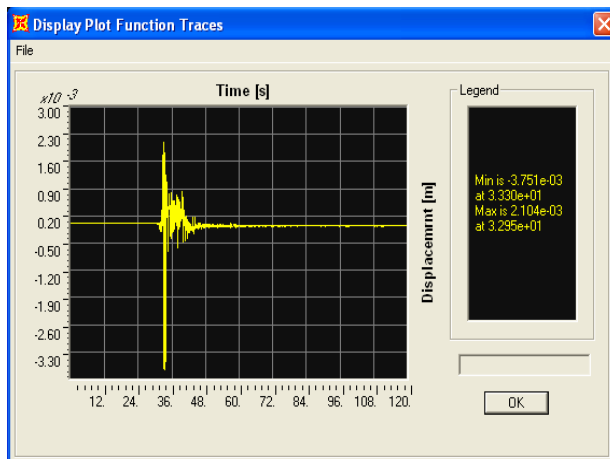
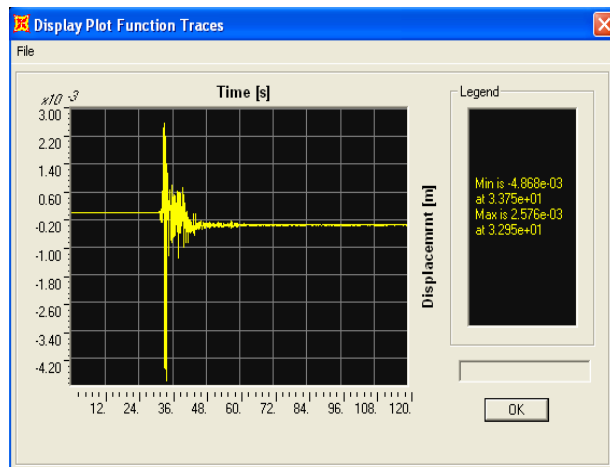


Figura 10.16 – Time History dello spostamento relativo fra piano quinto e piano quarto di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Si riportano gli spostamenti assoluti in direzione x di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, dovuti all’accelerogramma di intensità maggiore, che risulta essere quello registrato in direzione x dalla stazione AQV ed identificato con la sigla GX066x.

I risultati saranno espressi sotto forma di tabella in cui verranno indicati i valori massimi e minimi dello spostamento in direzione x, di ciascun nodo di

ciascun piano di entrambi i telai di bordo, che il sisma produce, e la corrispondente media dei valori di spostamento massimo (in valore assoluto) dovuti all'applicazione dell'accelerogramma alla struttura in esame.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
4	th1	NonDirHist	Max	0,027524	
4	th1	NonDirHist	Min	-0,056555	0,056555
6	th1	NonDirHist	Max	0,027071	
6	th1	NonDirHist	Min	-0,057024	0,057024
8	th1	NonDirHist	Max	0,026876	
8	th1	NonDirHist	Min	-0,057166	0,057166
10	th1	NonDirHist	Max	0,026406	
10	th1	NonDirHist	Min	-0,057669	0,057669
				MEDIA	0,057
36	th1	NonDirHist	Max	0,028361	
36	th1	NonDirHist	Min	-0,054846	0,054846
38	th1	NonDirHist	Max	0,027259	
38	th1	NonDirHist	Min	-0,055649	0,055649
40	th1	NonDirHist	Max	0,027183	
40	th1	NonDirHist	Min	-0,055728	0,055728
42	th1	NonDirHist	Max	0,026124	
42	th1	NonDirHist	Min	-0,056648	0,056648
				MEDIA	0,056

Tabella 10.26 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
43	th1	NonDirHist	Max	0,026329	
43	th1	NonDirHist	Min	-0,061033	0,061033
44	th1	NonDirHist	Max	0,026094	
44	th1	NonDirHist	Min	-0,061446	0,061446
45	th1	NonDirHist	Max	0,026005	
45	th1	NonDirHist	Min	-0,061558	0,061558
46	th1	NonDirHist	Max	0,025783	

46	th1	NonDirHist	Min	-0,062104	0,062104
				MEDIA	0,062
59	th1	NonDirHist	Max	0,02714	
59	th1	NonDirHist	Min	-0,057951	0,057951
60	th1	NonDirHist	Max	0,026481	
60	th1	NonDirHist	Min	-0,058621	0,058621
61	th1	NonDirHist	Max	0,026365	
61	th1	NonDirHist	Min	-0,058731	0,058731
62	th1	NonDirHist	Max	0,025742	
62	th1	NonDirHist	Min	-0,059606	0,059606
				MEDIA	0,059

Tabella 10.27 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
63	th1	NonDirHist	Max	0,030954	
63	th1	NonDirHist	Min	-0,064694	0,064694
64	th1	NonDirHist	Max	0,03073	
64	th1	NonDirHist	Min	-0,064994	0,064994
65	th1	NonDirHist	Max	0,030724	
65	th1	NonDirHist	Min	-0,065029	0,065029
66	th1	NonDirHist	Max	0,030515	
66	th1	NonDirHist	Min	-0,065401	0,065401
				MEDIA	0,065
80	th1	NonDirHist	Max	0,030626	
80	th1	NonDirHist	Min	-0,061003	0,061003
81	th1	NonDirHist	Max	0,030264	
81	th1	NonDirHist	Min	-0,061385	0,061385
82	th1	NonDirHist	Max	0,030193	
82	th1	NonDirHist	Min	-0,06135	0,06135
83	th1	NonDirHist	Max	0,029923	
83	th1	NonDirHist	Min	-0,061728	0,061728
				MEDIA	0,061

Tabella 10.28 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
84	th1	NonDirHist	Max	0,030599	
84	th1	NonDirHist	Min	-0,067789	0,067789
85	th1	NonDirHist	Max	0,030196	
85	th1	NonDirHist	Min	-0,068092	0,068092
86	th1	NonDirHist	Max	0,030168	
86	th1	NonDirHist	Min	-0,068119	0,068119
87	th1	NonDirHist	Max	0,029714	
87	th1	NonDirHist	Min	-0,068478	0,068478
				MEDIA	0,068
100	th1	NonDirHist	Max	0,03094	
100	th1	NonDirHist	Min	-0,062132	0,062132
101	th1	NonDirHist	Max	0,030478	
101	th1	NonDirHist	Min	-0,062394	0,062394
102	th1	NonDirHist	Max	0,030446	
102	th1	NonDirHist	Min	-0,062429	0,062429
103	th1	NonDirHist	Max	0,030107	
103	th1	NonDirHist	Min	-0,06264	0,06264
				MEDIA	0,062

Tabella 10.29 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Spostamento
Text	Text	Text	Text	m	m
104	th1	NonDirHist	Max	0,031	
104	th1	NonDirHist	Min	-0,070744	0,070744
105	th1	NonDirHist	Max	0,030812	
105	th1	NonDirHist	Min	-0,070863	0,070863
106	th1	NonDirHist	Max	0,030787	
106	th1	NonDirHist	Min	-0,070844	0,070844
107	th1	NonDirHist	Max	0,030541	
107	th1	NonDirHist	Min	-0,070933	0,070933

					MEDIA	0,071
120	th1	NonDirHist	Max	0,031058		
120	th1	NonDirHist	Min	-0,06387	0,06387	
121	th1	NonDirHist	Max	0,0309		
121	th1	NonDirHist	Min	-0,064093	0,064093	
122	th1	NonDirHist	Max	0,030894		
122	th1	NonDirHist	Min	-0,064175	0,064175	
123	th1	NonDirHist	Max	0,030774		
123	th1	NonDirHist	Min	-0,064311	0,064311	
					MEDIA	0,064

Tabella 10.30 – Media degli spostamenti assoluti dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

10.3.2 Accelerazioni assolute nei telai di bordo

Di seguito verranno riportate le accelerazioni assolute di ciascun nodo di ogni piano di entrambi i telai di bordo, dovute al sisma di riferimento.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione	
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g	
4	th1	NonDirHist	Max	3,15288		
4	th1	NonDirHist	Min	-2,70046	0,315288	
6	th1	NonDirHist	Max	3,49757		
6	th1	NonDirHist	Min	-2,71501	0,349757	
8	th1	NonDirHist	Max	3,73583		
8	th1	NonDirHist	Min	-2,70895	0,373583	
10	th1	NonDirHist	Max	3,1699		
10	th1	NonDirHist	Min	-2,6841	0,31699	
					MEDIA	0,34

36	th1	NonDirHist	Max	4,08397	
36	th1	NonDirHist	Min	-2,40981	0,408397
38	th1	NonDirHist	Max	4,08862	
38	th1	NonDirHist	Min	-2,41991	0,408862
40	th1	NonDirHist	Max	4,03375	
40	th1	NonDirHist	Min	-2,42564	0,403375
42	th1	NonDirHist	Max	3,97366	

42	th1	NonDirHist	Min	-2,43029	0,397366
				MEDIA	0,40

Tabella 10.31 – Media delle accelerazioni dei nodi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
43	th1	NonDirHist	Max	3,8142	
43	th1	NonDirHist	Min	-4,19071	0,419071
44	th1	NonDirHist	Max	3,67731	
44	th1	NonDirHist	Min	-4,16626	0,416626
45	th1	NonDirHist	Max	3,83908	
45	th1	NonDirHist	Min	-4,17053	0,417053
46	th1	NonDirHist	Max	3,91449	
46	th1	NonDirHist	Min	-4,20288	0,420288
				MEDIA	0,42

59	th1	NonDirHist	Max	4,28159	
59	th1	NonDirHist	Min	-2,55432	0,428159
60	th1	NonDirHist	Max	3,69696	
60	th1	NonDirHist	Min	-2,58575	0,369696
61	th1	NonDirHist	Max	3,53253	
61	th1	NonDirHist	Min	-2,59942	0,353253
62	th1	NonDirHist	Max	3,27484	
62	th1	NonDirHist	Min	-2,61483	0,327484
				MEDIA	0,37

Tabella 10.32 – Media delle accelerazioni dei nodi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
63	th1	NonDirHist	Max	4,53617	
63	th1	NonDirHist	Min	-3,34352	0,453617
64	th1	NonDirHist	Max	4,59932	

64	th1	NonDirHist	Min	-3,32584	0,459932
65	th1	NonDirHist	Max	4,67193	
65	th1	NonDirHist	Min	-3,31152	0,467193
66	th1	NonDirHist	Max	4,78525	
66	th1	NonDirHist	Min	-3,30185	0,478525
MEDIA					0,46

80	th1	NonDirHist	Max	3,11938	
80	th1	NonDirHist	Min	-2,68248	0,311938
81	th1	NonDirHist	Max	3,17045	
81	th1	NonDirHist	Min	-2,64214	0,317045
82	th1	NonDirHist	Max	3,23229	
82	th1	NonDirHist	Min	-2,61967	0,323229
83	th1	NonDirHist	Max	3,41682	
83	th1	NonDirHist	Min	-2,58649	0,341682
MEDIA					0,32

Tabella 10.33 – Media delle accelerazioni dei nodi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
84	th1	NonDirHist	Max	4,41466	
84	th1	NonDirHist	Min	-3,07491	0,441466
85	th1	NonDirHist	Max	4,44114	
85	th1	NonDirHist	Min	-3,08526	0,444114
86	th1	NonDirHist	Max	4,44956	
86	th1	NonDirHist	Min	-3,09115	0,444956
87	th1	NonDirHist	Max	4,54049	
87	th1	NonDirHist	Min	-3,09911	0,454049
MEDIA					0,45

100	th1	NonDirHist	Max	3,82089	
100	th1	NonDirHist	Min	-2,76744	0,382089
101	th1	NonDirHist	Max	3,83119	
101	th1	NonDirHist	Min	-2,76474	0,383119
102	th1	NonDirHist	Max	3,82773	
102	th1	NonDirHist	Min	-2,76269	0,382773
103	th1	NonDirHist	Max	3,81423	
103	th1	NonDirHist	Min	-2,74975	0,381423
MEDIA					0,38

Tabella 10.34 – Media delle accelerazioni dei nodi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Joint Accelerations - Absolute					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Accelerazione
Text	Text	Text	Text	m/sec2	1/g
104	th1	NonDirHist	Max	5,86947	
104	th1	NonDirHist	Min	-3,74115	0,586947
105	th1	NonDirHist	Max	5,89052	
105	th1	NonDirHist	Min	-3,74611	0,589052
106	th1	NonDirHist	Max	5,85427	
106	th1	NonDirHist	Min	-3,74319	0,585427
107	th1	NonDirHist	Max	5,89878	
107	th1	NonDirHist	Min	-3,74161	0,589878
				MEDIA	0,59
120	th1	NonDirHist	Max	4,02557	
120	th1	NonDirHist	Min	-2,77165	0,402557
121	th1	NonDirHist	Max	3,99532	
121	th1	NonDirHist	Min	-2,7867	0,399532
122	th1	NonDirHist	Max	3,99147	
122	th1	NonDirHist	Min	-2,79843	0,399147
123	th1	NonDirHist	Max	3,96995	
123	th1	NonDirHist	Min	-2,81973	0,396995
				MEDIA	0,40

Tabella 10.35 – Media delle accelerazioni dei nodi del quinto piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

10.3.3 Stato cerniere plastiche sugli elementi dei telai di bordo

Di seguito sarà riportato lo stato delle cerniere plastiche che nascono nei pilastri di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic

Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	2H1	0	0	13,3	0
th1	Max	2H2	1	3,5	5,2	0
th1	Min	2H1	0	0	-14,7	0
th1	Min	2H2	1	3,5	-6,5	0
th1	Max	3H1	0	0	13,0	0
th1	Max	3H2	1	3,5	11,3	0
th1	Min	3H1	0	0	-19,1	0
th1	Min	3H2	1	3,5	-8,4	0
th1	Max	4H1	0	0	12,2	0
th1	Max	4H2	1	3,5	11,9	0
th1	Min	4H1	0	0	-20,0	0
th1	Min	4H2	1	3,5	-7,7	0
th1	Max	5H1	0	0	9,2	0
th1	Max	5H2	1	3,5	7,9	0
th1	Min	5H1	0	0	-18,9	0
th1	Min	5H2	1	3,5	-3,8	0
MAX					20,0	0,0

th1	Max	18H1	0	0	9,1	0
th1	Max	18H2	1	3,5	2,2	0
th1	Min	18H1	0	0	-7,4	0
th1	Min	18H2	1	3,5	-4,5	0
th1	Max	19H1	0	0	6,3	0
th1	Max	19H2	1	3,5	8,2	0
th1	Min	19H1	0	0	-12,6	0
th1	Min	19H2	1	3,5	-4,2	0
th1	Max	20H1	0	0	6,2	0
th1	Max	20H2	1	3,5	8,6	0
th1	Min	20H1	0	0	-13,0	0
th1	Min	20H2	1	3,5	-4,1	0
th1	Max	21H1	0	0	3,8	0
th1	Max	21H2	1	3,5	6,8	0
th1	Min	21H1	0	0	-14,7	0
th1	Min	21H2	1	3,5	-1,3	0
MAX					14,7	0,0

Tabella 10.36 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians

th1	Max	22H1	0	0	0,9	0
th1	Max	22H2	1	3,5	9,9	0
th1	Min	22H1	0	0	-5,6	0
th1	Min	22H2	1	3,5	-3,6	0
th1	Max	23H1	0	0	3,2	0
th1	Max	23H2	1	3,5	10,3	0
th1	Min	23H1	0	0	-9,9	0
th1	Min	23H2	1	3,5	-3,5	0
th1	Max	24H1	0	0	3,3	0
th1	Max	24H2	1	3,5	9,9	0
th1	Min	24H1	0	0	-9,5	0
th1	Min	24H2	1	3,5	-3,6	0
th1	Max	25H1	0	0	1,9	0
th1	Max	25H2	1	3,5	8,3	0
th1	Min	25H1	0	0	-3,8	0
th1	Min	25H2	1	3,5	-5,3	0
MAX					10,3	0,0

th1	Max	38H1	0	0	0,0	0
th1	Max	38H2	1	3,5	7,5	0
th1	Min	38H1	0	0	-4,6	0
th1	Min	38H2	1	3,5	-4,3	0
th1	Max	39H1	0	0	2,4	0
th1	Max	39H2	1	3,5	5,5	0
th1	Min	39H1	0	0	-5,4	0
th1	Min	39H2	1	3,5	-2,6	0
th1	Max	40H1	0	0	2,5	0
th1	Max	40H2	1	3,5	5,4	0
th1	Min	40H1	0	0	-5,4	0
th1	Min	40H2	1	3,5	-2,7	0
th1	Max	41H1	0	0	3,6	0
th1	Max	41H2	1	3,5	5,5	0
th1	Min	41H1	0	0	-0,1	0
th1	Min	41H2	1	3,5	-6,2	0
MAX					7,5	0,0

Tabella 10.37 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	42H1	0	0	1,5	0

th1	Max	42H2	1	3,5	6,2	0
th1	Min	42H1	0	0	-4,9	0
th1	Min	42H2	1	3,5	-2,5	0
th1	Max	43H1	0	0	2,3	0
th1	Max	43H2	1	3,5	6,5	0
th1	Min	43H1	0	0	-6,1	0
th1	Min	43H2	1	3,5	-2,5	0
th1	Max	44H1	0	0	2,3	0
th1	Max	44H2	1	3,5	6,6	0
th1	Min	44H1	0	0	-6,1	0
th1	Min	44H2	1	3,5	-2,6	0
th1	Max	45H1	0	0	1,7	0
th1	Max	45H2	1	3,5	5,9	0
th1	Min	45H1	0	0	-4,2	0
th1	Min	45H2	1	3,5	-3,4	0
MAX					6,6	0,0

th1	Max	59H1	0	0	1,6	0
th1	Max	59H2	1	3,5	4,4	0
th1	Min	59H1	0	0	-3,8	0
th1	Min	59H2	1	3,5	-2,5	0
th1	Max	60H1	0	0	1,6	0
th1	Max	60H2	1	3,5	3,7	0
th1	Min	60H1	0	0	-3,6	0
th1	Min	60H2	1	3,5	-1,7	0
th1	Max	61H1	0	0	1,9	0
th1	Max	61H2	1	3,5	3,4	0
th1	Min	61H1	0	0	-3,3	0
th1	Min	61H2	1	3,5	-1,8	0
th1	Max	62H1	0	0	3,6	0
th1	Max	62H2	1	3,5	3,2	0
th1	Min	62H1	0	0	-1,4	0
th1	Min	62H2	1	3,5	-3,7	0
MAX					4,4	0,0

Tabella 10.38 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	63H1	0	0	2,0	0
th1	Max	63H2	1	3,5	2,4	0

th1	Min	63H1	0	0	-4,1	0
th1	Min	63H2	1	3,5	-1,4	0
th1	Max	64H1	0	0	1,3	0
th1	Max	64H2	1	3,5	2,6	0
th1	Min	64H1	0	0	-2,3	0
th1	Min	64H2	1	3,5	-1,4	0
th1	Max	65H1	0	0	1,3	0
th1	Max	65H2	1	3,5	3,2	0
th1	Min	65H1	0	0	-2,6	0
th1	Min	65H2	1	3,5	-1,5	0
th1	Max	66H1	0	0	1,4	0
th1	Max	66H2	1	3,5	3,5	0
th1	Min	66H1	0	0	-4,6	0
th1	Min	66H2	1	3,5	-1,4	0
MAX					4,6	0,0

th1	Max	79H1	0	0	3,2	0
th1	Max	79H2	1	3,5	1,3	0
th1	Min	79H1	0	0	-3,0	0
th1	Min	79H2	1	3,5	-0,7	0
th1	Max	80H1	0	0	0,8	0
th1	Max	80H2	1	3,5	1,8	0
th1	Min	80H1	0	0	-1,7	0
th1	Min	80H2	1	3,5	-0,7	0
th1	Max	81H1	0	0	1,3	0
th1	Max	81H2	1	3,5	1,3	0
th1	Min	81H1	0	0	-1,2	0
th1	Min	81H2	1	3,5	-0,8	0
th1	Max	82H1	0	0	3,6	0
th1	Max	82H2	1	3,5	0,8	0
th1	Min	82H1	0	0	-2,7	0
th1	Min	82H2	1	3,5	-1,2	0
MAX					3,6	0,0

Tabella 10.39 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	83H1	0	0	0,7	0
th1	Max	83H2	1	3,5	1,3	0
th1	Min	83H1	0	0	-1,0	0

th1	Min	83H2	1	3,5	-0,8	0
th1	Max	84H1	0	0	0,4	0
th1	Max	84H2	1	3,5	0,6	0
th1	Min	84H1	0	0	-0,5	0
th1	Min	84H2	1	3,5	-0,5	0
th1	Max	85H1	0	0	0,5	0
th1	Max	85H2	1	3,5	0,9	0
th1	Min	85H1	0	0	-0,7	0
th1	Min	85H2	1	3,5	-0,5	0
th1	Max	86H1	0	0	0,8	0
th1	Max	86H2	1	3,5	1,8	0
th1	Min	86H1	0	0	-1,3	0
th1	Min	86H2	1	3,5	-0,9	0
MAX					1,8	0,0

th1	Max	99H1	0	0	0,1	0
th1	Max	99H2	1	3,5	0,6	0
th1	Min	99H1	0	0	-0,7	0
th1	Min	99H2	1	3,5	-0,1	0
th1	Max	100H1	0	0	0,2	0
th1	Max	100H2	1	3,5	0,6	0
th1	Min	100H1	0	0	-0,6	0
th1	Min	100H2	1	3,5	-0,2	0
th1	Max	101H1	0	0	0,4	0
th1	Max	101H2	1	3,5	0,3	0
th1	Min	101H1	0	0	-0,3	0
th1	Min	101H2	1	3,5	-0,4	0
th1	Max	102H1	0	0	0,7	0
th1	Max	102H2	1	3,5	0,1	0
th1	Min	102H1	0	0	0,0	0
th1	Min	102H2	1	3,5	-0,6	0
MAX					0,7	0,0

Tabella 10.40 – Stato delle cerniere plastiche dei pilastri del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito sarà riportato lo stato delle cerniere plastiche che nascono nelle travi di ciascun piano di entrambi i telai di bordo, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic

Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	103H1	0	0	5,9	0
th1	Max	103H2	1	6,55	8,8	0
th1	Min	103H1	0	0	-9,6	0
th1	Min	103H2	1	6,55	-5,2	0
th1	Max	104H1	0	0	5,7	0
th1	Max	104H2	1	2,9	12,0	0
th1	Min	104H1	0	0	-11,9	0
th1	Min	104H2	1	2,9	-5,6	0
th1	Max	105H1	0	0	4,9	0
th1	Max	105H2	1	6,55	10,3	0
th1	Min	105H1	0	0	-9,1	0
th1	Min	105H2	1	6,55	-5,2	0
MAX					12,0	0,0

th1	Max	165H1	0	0	2,7	0
th1	Max	165H2	1	6,55	4,2	0
th1	Min	165H1	0	0	-4,4	0
th1	Min	165H2	1	6,55	-2,2	0
th1	Max	166H1	0	0	4,1	0
th1	Max	166H2	1	2,9	8,7	0
th1	Min	166H1	0	0	-8,7	0
th1	Min	166H2	1	2,9	-4,1	0
th1	Max	167H1	0	0	2,1	0
th1	Max	167H2	1	6,55	5,9	0
th1	Min	167H1	0	0	-4,6	0
th1	Min	167H2	1	6,55	-2,2	0
MAX					8,7	0,0

Tabella 10.41 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del piano terra di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	106H1	0	0	5,6	0
th1	Max	106H2	1	6,55	8,3	0
th1	Min	106H1	0	0	-9,2	0
th1	Min	106H2	1	6,55	-4,9	0
th1	Max	107H1	0	0	8,3	0
th1	Max	107H2	1	2,9	10,0	0
th1	Min	107H1	0	0	-9,8	0
th1	Min	107H2	1	2,9	-8,1	0

th1	Max	108H1	0	0	6,1	0
th1	Max	108H2	1	6,55	8,7	0
th1	Min	108H1	0	0	-7,9	0
th1	Min	108H2	1	6,55	-7,1	0
MAX					10,0	0,0

th1	Max	168H1	0	0	2,4	0
th1	Max	168H2	1	6,55	6,5	0
th1	Min	168H1	0	0	-7,8	0
th1	Min	168H2	1	6,55	-2,2	0
th1	Max	170H1	0	0	4,9	0
th1	Max	170H2	1	2,9	9,8	0
th1	Min	170H1	0	0	-9,6	0
th1	Min	170H2	1	2,9	-4,7	0
th1	Max	171H1	0	0	3,3	0
th1	Max	171H2	1	6,55	6,0	0
th1	Min	171H1	0	0	-5,3	0
th1	Min	171H2	1	6,55	-4,2	0
MAX					9,8	0,0

Tabella 10.42 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del primo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	109H1	0	0	9,3	0
th1	Max	109H2	1	6,55	7,7	0
th1	Min	109H1	0	0	-9,2	0
th1	Min	109H2	1	6,55	-7,5	0
th1	Max	110H1	0	0	10,0	0
th1	Max	110H2	1	2,9	8,5	0
th1	Min	110H1	0	0	-8,7	0
th1	Min	110H2	1	2,9	-10,3	0
th1	Max	111H1	0	0	6,9	0
th1	Max	111H2	1	6,55	9,7	0
th1	Min	111H1	0	0	-8,2	0
th1	Min	111H2	1	6,55	-8,6	0
MAX					10,3	0,0
th1	Max	172H1	0	0	4,6	0
th1	Max	172H2	1	6,55	6,7	0
th1	Min	172H1	0	0	-8,4	0

th1	Min	172H2	1	6,55	-3,5	0
th1	Max	173H1	0	0	6,3	0
th1	Max	173H2	1	2,9	10,2	0
th1	Min	173H1	0	0	-9,8	0
th1	Min	173H2	1	2,9	-5,9	0
th1	Max	174H1	0	0	5,1	0
th1	Max	174H2	1	6,55	6,8	0
th1	Min	174H1	0	0	-5,0	0
th1	Min	174H2	1	6,55	-6,2	0
				MAX	10,2	0,0

Tabella 10.43 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	113H1	0	0	1,7	0
th1	Max	113H2	1	6,55	3,3	0
th1	Min	113H1	0	0	-3,1	0
th1	Min	113H2	1	6,55	-1,8	0
th1	Max	114H1	0	0	0,3	0
th1	Max	114H2	1	2,9	0,5	0
th1	Min	114H1	0	0	-0,5	0
th1	Min	114H2	1	2,9	-0,9	0
th1	Max	115H1	0	0	1,9	0
th1	Max	115H2	1	6,55	4,5	0
th1	Min	115H1	0	0	-4,8	0
th1	Min	115H2	1	6,55	-1,9	0
				MAX	4,8	0,0

th1	Max	175H1	0	0	0,2	0
th1	Max	175H2	1	6,55	1,4	0
th1	Min	175H1	0	0	-1,6	0
th1	Min	175H2	1	6,55	-0,2	0
th1	Max	176H1	0	0	0,9	0
th1	Max	176H2	1	2,9	2,1	0
th1	Min	176H1	0	0	-1,4	0
th1	Min	176H2	1	2,9	-0,7	0
th1	Max	177H1	0	0	1,2	0
th1	Max	177H2	1	6,55	0,1	0
th1	Min	177H1	0	0	-0,1	0
th1	Min	177H2	1	6,55	-1,2	0

MAX	2,1	0,0
------------	-----	-----

Tabella 10.44 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	M2	R2Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf-m	Radians
th1	Max	116H1	0	0	0,6	0
th1	Max	116H2	1	6,55	1,8	0
th1	Min	116H1	0	0	-1,0	0
th1	Min	116H2	1	6,55	-1,2	0
th1	Max	117H1	0	0	1,1	0
th1	Max	117H2	1	2,9	0,6	0
th1	Min	117H1	0	0	-0,7	0
th1	Min	117H2	1	2,9	-1,9	0
th1	Max	118H1	0	0	1,1	0
th1	Max	118H2	1	6,55	1,5	0
th1	Min	118H1	0	0	-2,8	0
th1	Min	118H2	1	6,55	-0,7	0
MAX					2,8	0,0

th1	Max	178H1	0	0	0,0	0
th1	Max	178H2	1	6,55	0,9	0
th1	Min	178H1	0	0	-0,9	0
th1	Min	178H2	1	6,55	0,0	0
th1	Max	179H1	0	0	0,4	0
th1	Max	179H2	1	2,9	1,1	0
th1	Min	179H1	0	0	-0,2	0
th1	Min	179H2	1	2,9	-0,1	0
th1	Max	180H1	0	0	1,3	0
th1	Max	180H2	1	6,55	0,0	0
th1	Min	180H1	0	0	0,0	0
th1	Min	180H2	1	6,55	-1,3	0
MAX					1,3	0,0

Tabella 10.45 – Stato delle cerniere plastiche delle travi del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio.

Di seguito sarà riportato lo stato delle cerniere plastiche che nascono nelle bielle equivalenti di ciascun piano di entrambi i telai di bordo in direzione x, a seguito del sisma considerato.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	P	U1Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf	m
th1	Max	297H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	297H1	0,5	3,71	0,0	-0,005511
th1	Max	400H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	400H1	0,5	3,71	0,0	-0,003522
th1	Max	307H1	0,5	2,27	95,4	0
th1	Min	307H1	0,5	2,27	0,0	-0,003628
th1	Max	376H1	0,5	2,27	95,0	0
th1	Min	376H1	0,5	2,27	0,0	-0,002172
th1	Max	302H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	302H1	0,5	3,71	0,0	-0,005564
th1	Max	405H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	405H1	0,5	3,71	0,0	-0,003382
MAX					95,4	0,0056

th1	Max	317H1	0,5	3,71	146,7	0
th1	Min	317H1	0,5	3,71	0,0	-0,003775
th1	Max	390H1	0,5	3,71	112,6	0
th1	Min	390H1	0,5	3,71	0,0	-0,002031
th1	Max	312H1	0,5	2,27	88,6	0
th1	Min	312H1	0,5	2,27	0,0	-0,002837
th1	Max	385H1	0,5	2,27	87,8	0
th1	Min	385H1	0,5	2,27	0,0	-0,001407
th1	Max	322H1	0,5	3,71	118,0	0
th1	Min	322H1	0,5	3,71	0,0	-0,004138
th1	Max	395H1	0,5	3,71	147,4	0
th1	Min	395H1	0,5	3,71	0,0	-0,001684
MAX					147,4	0,0041

Tabella 10.46 – Stato delle cerniere plastiche delle bielle equivalenti del piano terra di entrambi i telai di bordo dell’edificio in direzione x.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	P	U1Plastic

Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf	m
th1	Max	298H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	298H1	0,5	3,71	0,0	-0,007736
th1	Max	399H1	0,5	3,71	59,0	0,000837
th1	Min	399H1	0,5	3,71	0,0	-0,003469
th1	Max	308H1	0,5	2,27	86,7	0
th1	Min	308H1	0,5	2,27	0,0	-0,004144
th1	Max	377H1	0,5	2,27	100,0	0
th1	Min	377H1	0,5	2,27	0,0	-0,001709
th1	Max	303H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	303H1	0,5	3,71	0,0	-0,007256
th1	Max	404H1	0,5	3,71	59,0	0,000925
th1	Min	404H1	0,5	3,71	0,0	-0,003848
MAX					100,0	0,0077

th1	Max	318H1	0,5	3,71	117,2	0
th1	Min	318H1	0,5	3,71	0,0	-0,004806
th1	Max	389H1	0,5	3,71	130,4	0
th1	Min	389H1	0,5	3,71	0,0	-0,001799
th1	Max	313H1	0,5	2,27	87,6	0
th1	Min	313H1	0,5	2,27	0,0	-0,003071
th1	Max	384H1	0,5	2,27	98,0	0
th1	Min	384H1	0,5	2,27	0,0	-0,001385
th1	Max	323H1	0,5	3,71	113,5	0
th1	Min	323H1	0,5	3,71	0,0	-0,004181
th1	Max	394H1	0,5	3,71	133,1	0
th1	Min	394H1	0,5	3,71	0,0	-0,002121
MAX					133,1	0,0048

Tabella 10.47 – Stato delle cerniere plastiche delle bielle equivalenti del primo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio in direzione x.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	P	U1Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf	m
th1	Max	299H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	299H1	0,5	3,71	0,0	-0,015646
th1	Max	398H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	398H1	0,5	3,71	0,0	-0,016112
th1	Max	309H1	0,5	2,27	41,5	0
th1	Min	309H1	0,5	2,27	0,0	-0,020079
th1	Max	378H1	0,5	2,27	58,6	0
th1	Min	378H1	0,5	2,27	0,0	-0,019917

th1	Max	304H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	304H1	0,5	3,71	0,0	-0,015764
th1	Max	403H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	403H1	0,5	3,71	0,0	-0,01587
MAX					59,0	0,0201

th1	Max	319H1	0,5	3,71	130,0	0
th1	Min	319H1	0,5	3,71	0,0	-0,015822
th1	Max	388H1	0,5	3,71	84,1	0
th1	Min	388H1	0,5	3,71	0,0	-0,015567
th1	Max	314H1	0,5	2,27	25,4	0
th1	Min	314H1	0,5	2,27	0,0	-0,020074
th1	Max	383H1	0,5	2,27	35,8	0
th1	Min	383H1	0,5	2,27	0,0	-0,019902
th1	Max	324H1	0,5	3,71	79,6	0
th1	Min	324H1	0,5	3,71	0,0	-0,015502
th1	Max	393H1	0,5	3,71	144,8	0
th1	Min	393H1	0,5	3,71	0,0	-0,015684
MAX					144,8	0,0201

Tabella 10.48 – Stato delle cerniere plastiche delle bielle equivalenti del secondo piano di entrambi i telai di bordo dell'edificio in direzione x.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	P	U1Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf	m
th1	Max	300H1	0,5	3,71	57,8	0
th1	Min	300H1	0,5	3,71	0,0	-0,004686
th1	Max	397H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	397H1	0,5	3,71	0,0	-0,002684
th1	Max	310H1	0,5	2,27	37,2	0
th1	Min	310H1	0,5	2,27	0,0	-0,002022
th1	Max	379H1	0,5	2,27	46,1	0
th1	Min	379H1	0,5	2,27	0,0	-0,001001
th1	Max	305H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	305H1	0,5	3,71	0,0	-0,006228
th1	Max	402H1	0,5	3,71	59,0	0
th1	Min	402H1	0,5	3,71	0,0	-0,002497
MAX					59,0	0,0062
th1	Max	320H1	0,5	3,71	60,1	0
th1	Min	320H1	0,5	3,71	0,0	-0,002801
th1	Max	387H1	0,5	3,71	76,1	0

th1	Min	387H1	0,5	3,71	0,0	-0,000898
th1	Max	315H1	0,5	2,27	58,0	0
th1	Min	315H1	0,5	2,27	0,0	-0,001671
th1	Max	382H1	0,5	2,27	59,8	0
th1	Min	382H1	0,5	2,27	0,0	-0,000964
th1	Max	325H1	0,5	3,71	54,5	0
th1	Min	325H1	0,5	3,71	0,0	-0,000995
th1	Max	392H1	0,5	3,71	52,6	0
th1	Min	392H1	0,5	3,71	0,0	-0,001769
MAX					76,1	0,0028

Tabella 10.49 – Stato delle cerniere plastiche delle bielle equivalenti del terzo piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio in direzione x.

TABLE: Frame Hinge States						
OutputCase	StepType	GenHinge	RelDist	AbsDist	P	U1Plastic
Text	Text	Text	Unitless	m	Tonf	m
th1	Max	301H1	0,5	3,71	37,8	0
th1	Min	301H1	0,5	3,71	0,0	-0,002718
th1	Max	396H1	0,5	3,71	40,7	0
th1	Min	396H1	0,5	3,71	0,0	-0,001895
th1	Max	311H1	0,5	2,27	14,6	0
th1	Min	311H1	0,5	2,27	0,0	-0,00081
th1	Max	380H1	0,5	2,27	15,5	0
th1	Min	380H1	0,5	2,27	0,0	-0,000566
th1	Max	306H1	0,5	3,71	43,2	0
th1	Min	306H1	0,5	3,71	0,0	-0,003915
th1	Max	401H1	0,5	3,71	50,7	0
th1	Min	401H1	0,5	3,71	0,0	-0,001838
MAX					50,7	0,0039

th1	Max	321H1	0,5	3,71	35,0	0
th1	Min	321H1	0,5	3,71	0,0	-0,001851
th1	Max	386H1	0,5	3,71	40,0	0
th1	Min	386H1	0,5	3,71	0,0	-0,000384
th1	Max	316H1	0,5	2,27	24,4	0
th1	Min	316H1	0,5	2,27	0,0	-0,000871
th1	Max	381H1	0,5	2,27	25,1	0
th1	Min	381H1	0,5	2,27	0,0	-0,000509
th1	Max	326H1	0,5	3,71	32,0	0
th1	Min	326H1	0,5	3,71	0,0	-0,000135
th1	Max	391H1	0,5	3,71	26,4	0
th1	Min	391H1	0,5	3,71	0,0	-0,001635

MAX	40,0	0,0019
------------	------	--------

Tabella 10.50 – Stato delle cerniere plastiche delle bielle equivalenti del quarto piano di entrambi i telai di bordo dell’edificio in direzione x.

L’analisi condotta in questa ultima fase è, come detto in precedenza, del tipo Time-History non lineare con Direct Integration, che cerca di valutare l’influenza dei tamponamenti sulla struttura intelaiata. Tale modellazione ha implicato la necessità di introdurre il comportamento non lineare dei tamponamenti stessi, per consentire la verifica sia del raggiungimento della loro resistenza ultima sia del contenimento delle sollecitazioni su travi e pilastri entro il campo elastico lineare, come evidenziato dalle rotazioni plastiche nulle in tutti gli elementi tipo travi e pilastri.

Capitolo 11

CONCLUSIONI

11.1 Analisi condotte

A seguito del terremoto de L'Aquila del 6 aprile 2009 è sorta la necessità di rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura, che deve esplicitare qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità, con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un tale evento sismico.

In secondo luogo è necessario comprendere le motivazioni per cui edifici progettati per resistere ad azioni sismiche inferiori a quelle registrate a L'Aquila abbiano comunque esplicitato prestazioni elevate.

Un ruolo fondamentale è svolto in tale senso dai tamponamenti che raggiungendo loro la capacità resistente ultima dimostrano di preservare il sistema resistente alle azioni verticali, mantenendolo sostanzialmente in campo elastico lineare, e quindi di scongiurare crolli strutturali.

In una prima fase si è cercato di caratterizzare il diagramma Forza-Spostamento complessivo dei pilastri e dei tamponamenti del piano terra di un edificio de L'Aquila nella "mappa dei comportamenti" della struttura, che costituisce il diagramma Forza-Spostamento di obiettivo per la struttura stessa.

Successivamente si è proceduto alla modellazione dello stesso edificio e alla sua simulazione sismica tramite gli accelerogrammi registrati a L'Aquila, considerando prima la sola struttura intelaiata poi anche la presenza dei tamponamenti modellati tramite bielle equivalenti.

11.2 Risultati ottenuti

La prima analisi condotta è del tipo Time-History lineare omettendo completamente la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell'edificio, che risulta dunque essere modellato nella sola struttura intelaiata in cemento armato senza i tamponamenti.. Tale simulazione, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sugli elementi tipo travi e pilastri superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo successivo.

Il passo ulteriore è stato quello di caratterizzare ciascun elemento tipo trave e pilastro con il suo comportamento effettivo e quindi tenendo in considerazione escursioni in campo plastico. Si è dunque passati ad un'analisi del tipo Time-History non lineare con Direct Integration. Tale simulazione, che risulta essere più vicina al comportamento reale dell'edificio sotto sisma violento, è volta ad attribuire agli elementi tipo travi e pilastri l'effettivo comportamento, valutato attraverso l'assegnazione dei diagrammi momento-curvatura.

Va inoltre ricordato che il diagramma forza-spostamento complessivo dei pilastri del piano terra di un edificio de L'Aquila introdotto nella "mappa dei comportamenti" della struttura, che costituisce il diagramma forza-spostamento di obiettivo per la struttura stessa, dimostra che il soddisfacimento degli "obbiettivi

prestazionali” è garantito dal solo contributo dei pilastri in c.a. compresi tra piano terra e piano primo.

In conclusione si è introdotta la presenza dei tamponamenti nel contributo alla risposta sismica dell’edificio, che risulta dunque essere modellato nella struttura intelaiata in cemento armato con i tamponamenti. La prima simulazione lineare, che risulta essere più lontana dal comportamento reale dell’edificio sotto sisma violento, è volta a confermare sollecitazioni sui tamponamenti superiori alle sollecitazioni ultime, valutate nel capitolo precedente. La seconda simulazione non lineare cerca invece di valutare l’influenza dei tamponamenti sulla struttura intelaiata. Tale modellazione ha implicato la necessità di introdurre il comportamento non lineare dei tamponamenti stessi, per consentire la verifica sia del raggiungimento della loro resistenza ultima sia del contenimento delle sollecitazioni su travi e pilastri entro il campo elastico lineare.

11.3 Sviluppi futuri

In primo luogo risulterà necessario rapportare coerentemente la formulazione degli “obiettivi prestazionali” di progetto per una struttura, che deve esplicitare qualora questa si trovi ad essere soggetta ad un sisma di una fissata intensità, con quelle che sono le attese della società odierna a fronte di un evento sismico come quello registrato a L’Aquila.

Lo sviluppo futuro di questa tesi potrebbe dunque essere legato ad una estensione dell’influenza dei tamponamenti sul comportamento sismico a differenti tipologie strutturali, differenti sia per quanto riguarda il materiale sia per quanto riguarda la concezione strutturale.

Inoltre risulterà necessario tenere in conto in fase progettuale del ruolo fondamentale svolto dai tamponamenti sul comportamento sismico di strutture intelaiate, che raggiungendo loro la capacità resistente ultima dimostrano di preservare il sistema resistente alle azioni verticali, mantenendolo sostanzialmente in campo elastico lineare, e quindi di scongiurare crolli strutturali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SEAOC Vision 2000 Committee, “Performance-based seismic engineering”, *Report prepared by Structural Engineers Association of California*, Sacramento, CA, 1995.
- [2] *Norme Tecniche per le Costruzioni* adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul supplemento ordinario n. 30 alla “Gazzetta Ufficiale” n. 29 del 4 febbraio 2008.
- [3] Sito Internet: <http://www.degenkolb.com/blog/>
- [4] Eurocode 2: *Design of structures for earthquake resistance*, EN 1998-3.
- [5] D.M.LL.PP del 16 gennaio 1996: *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, pubblicato nel supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 29 del 5 febbraio 1996.
- [6] I. Ricci, (2008): “Progettazione sismica di tipo prestazionale di una struttura in acciaio”, *Tesi di laurea*, Università degli Studi di Bologna.
- [7] Ordinanza PCM n. 3431 del 05 maggio 2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all’OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003 recante, *Primi elementi*

in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

- [8] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, (2007): *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia.
- [9] Sito Internet: <http://peer.berkeley.edu/> a cura di Stephen A. Mahin.
- [10] T. Paulay, M.J.N. Priestley, (1992): *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, New York.
- [11] Sito Internet: <http://www.reluis.it/>
- [12] D.M.LL.PP del 20 novembre 1987: *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*, pubblicato nel supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 285 del 5 dicembre 1987.
- [13] S.H. Bertoldi, L.D. Decanini, C. Gavarini, (1993): “Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato, confronto sperimentale e numerico”, *Atti 6° Convegno Nazionale ANIDIS*, Perugia.
- [14] M. Papia, L. Cavalieri, (2000): “Effetto irrigidente dei tamponamenti nei telai in c.a.”, *Atti di conferenza plenaria*, Firenze.
- [15] G. Amato, L. Cavaleri, M. Fossetti, M. Papia (2008): “Infilled frames: influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model”, *Proc. 14th WCEE*, Beijing, China.
- [16] Circ.M.LL.PP n. 65 del 10 aprile 1997: Istruzioni per l’applicazione delle *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche* di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- [17] M. Salvadori, M. Levy, (1967): *Structural Design in Architecture*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.
- [18] O. Belluzzi, (1948): *Scienza delle costruzioni*, vol. II, cap 23, *Il cemento armato*, Zanichelli, Bologna.
- [19] G.M. Calvi, S. Santini, G. Via, (1993): “Effetti dei tamponamenti sulla risposta sismica di telai in c.a.: uno stato dell’arte”, *Atti 6° Convegno Nazionale ANIDIS*, Perugia.

- [20] P. D'Asdia, F. Palombini, (1993): "La modellazione della tamponatura secondo lo schema di puntone equivalente nell'analisi dei telai soggetti a forze orizzontali", *Atti 6° Convegno Nazionale ANIDIS*, Perugia.
- [21] P. Fajfar, M. Dolsek, D. Marusic, I. Perus (2004): "Extension of the N2 method – Asymmetric buildings, infilled frames and incremental N2", *Proc.13th WCEE*, Vancouver, Canada.
- [22] G. Bizzarri, (1999): "I cosiddetti "infill panels" nell'ambito strutturale sismico: alcune risultanze sperimentali", *Tesi di laurea*, Università degli Studi di Parma.
- [23] E. Cosenza, G. Monti, (2005): "Assessment and reduction of the vulnerability of existing reinforced concrete buildings", *Atti convegno finale ReLUIS linea di ricerca n° 2*, progetto triennale ReLUIS - Dipartimento Protezione Civile.
- [24] Thomas Telford, (1996): "Behaviour and analysis of reinforced concrete structures under alternate action inducing inelastic response", *Revised edition report CEB n° 220*, (1994).