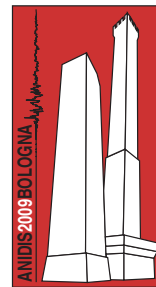


Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti: il complesso ospedaliero Spirito Santo di Pescara, Abruzzo



Paola Rita Marcantonio, Paolo Tortolini, Marco Petrangeli

PRICOS - Dipartimento di Progettazione Riabilitazione e Controllo delle Strutture, Università "G. D'Annunzio" Pescara

Keywords: vulnerabilità sismica, prove non distruttive, analisi non-lineari (integrazione a passo e push over).

ABSTRACT

Il lavoro presenta l'analisi di vulnerabilità sismica del complesso ospedaliero Spirito Santo di Pescara. Il complesso sorge su una superficie di oltre 20000m²; l'edificio centrale più importante ha una forma planimetrica a croce greca, costituita da 11 corpi di fabbrica indipendenti con 9 livelli fuori terra.

Le varie attività sussidiarie allo studio di vulnerabilità sono descritte iniziando dal reperimento della documentazione originale e passando successivamente alle fasi di rilievo e di indagini in sito, sottolineando in questo caso le varie problematiche interconnesse all'interferenza con le attività ospedaliere e la difficoltà di individuare grandezze che caratterizzano i materiali e le strutture, utili per le successive analisi lineari e non lineari. Le PGA di collasso sono individuate studiando una curva cumulativa di collasso dei singoli elementi strutturali.

In conclusione si propongono riflessioni su alcuni aspetti critici delle verifiche di vulnerabilità per gli edifici strategici come proposti dalle normative nazionali e regionali in vigore. Nei casi in cui l'evento sismico risulti molto severo, come nel caso in esame a Pescara, le formule di verifica proposte dalle normative, eccessivamente cautelative, possono portare a risultati fuorvianti nella valutazione della capacità sismica delle strutture degli edifici esistenti. Quest'aspetto a sua volta pone l'attenzione sul fatto che lo scopo della valutazione è quello di fornire un valido strumento per l'allocazione delle risorse nella richiesta di adeguamento delle resistenze delle strutture esistenti.

1 INTRODUZIONE

Il lavoro presenta l'analisi di vulnerabilità sismica del complesso ospedaliero Spirito Santo di Pescara.

1.1 Descrizione del complesso

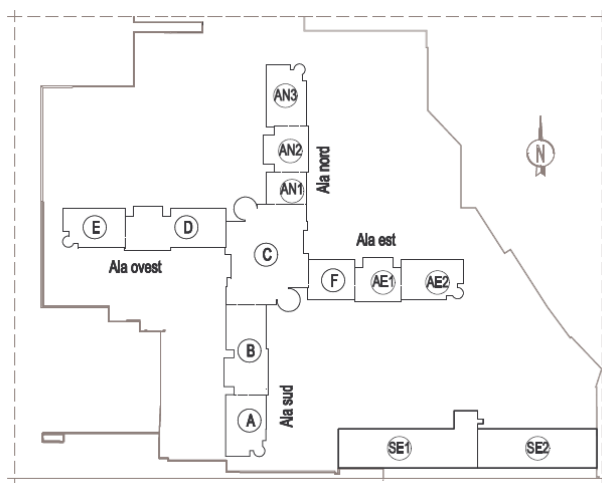


Figure 1. Schema planimetrico edifici principali

Il complesso sorge su una superficie maggiore di 20.000 mq., di cui circa 5.000 sono relativi alla struttura principale a forma di croce greca, costituita da 11 corpi di fabbrica indipendenti con 9 piani fuori terra, separati da giunti di dilatazione di tipo costruttivo termico di larghezza pari a cm. 5. Il resto del complesso è formato da edifici costituiti da un solo piano fuori terra, ad eccezione di quelli destinati ai poli ambulatori nella parte Sud-Est, di 3 piani. La struttura portante è composta prevalentemente da telai travi/pilastrati in cemento armato, con la presenza di setti portanti nei corpi scala.

2 DOCUMENTAZIONE ORIGINALE

Il reperimento della documentazione originale del complesso ospedaliero ha incontrato numerose difficoltà durante gli incontri con gli uffici di competenza. Infatti, nonostante la recente data di realizzazione (anni '70, '80), è stato possibile reperire il progetto solo in parte; l'ufficio tecnico dell'ospedale non disponeva di una copia cartacea, mentre il genio civile era

fornito solo di una documentazione parziale e frammentata.

3 INDAGINI IN SITO

La fase di pre-ricerca è importante per la definizione del livello di conoscenza (LC) da raggiungere, ma per definire un quadro informativo dei corpi fabbrica relativo soprattutto alle caratteristiche meccaniche delle strutture, si effettuano indagini con prove sperimentali in sito.

Per il complesso ospedaliero sono state effettuate le seguenti indagini:

- Rilevi delle barre di armatura degli elementi in calcestruzzo armato e ispezione e rilievo dei giunti strutturali
- Prove non distruttive ultrasoniche e sclerometriche e prove di compressione a rottura su carote prelevate in sito

3.1 Rilievi e ispezioni

Il rilievo delle barre è stato effettuato sugli elementi verticali delle strutture, in quanto maggiormente raggiungibili. L'ispezione dei giunti strutturali, sia verticali che orizzontali, è fatta per verificarne l'efficacia o la possibile chiusura.

3.2 Prove distruttive (PD) e non distruttive (PND)

Le prove non distruttive (PND) condotte su 63 elementi strutturali, sono:

- prove sclerometriche
- prove ultrasoniche

La combinazione dei risultati di queste due prove (metodo SONREB) consente di ottenere valori più attendibili sulla resistenza del calcestruzzo, in quanto si riduce la variabilità dei dati sperimentali legata soprattutto a specifiche costruttive (umidità e grado di maturazione del calcestruzzo, granulometria e tipo di cemento...).

L'operazione a monte di tali prove è stata l'individuazione dei punti di sondaggio tali da non interferire con le attività ospedaliere, in quanto anch'esse risultano invasive per le operazioni di preparazione che prevedono la parziale demolizione degli elementi non strutturali e tali da garantire la possibilità di effettuare negli stessi punti, anche se in numero inferiore, prove di tipo distruttivo (PD). Queste ultime, infatti sono state condotte solo su 16 elementi strutturali, e consistono nel prelievo di campioni di calcestruzzo tramite carotaggio.

3.3 Risultati ottenuti

Per valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo dai dati ottenuti, si sono individuate curve di multi-regressione sperimentale tra resistenza cubica potenziale del calcestruzzo ricavata dalle prove su carote (variabile dipendente) ed i parametri non distruttivi rilevati nelle stesse zone di misura dei carotaggi. Tali curve sono state utilizzate per individuare la resistenza a compressione del calcestruzzo anche per gli elementi strutturali sui quali è stato possibile effettuare soltanto prove non distruttive.

I risultati ottenuti sono:

- $R_{corr\ min} = 18.2\ MPa$
- $R_{corr\ media} = 31.9\ MPa$
- $R_{corr\ max} = 62.6\ MPa$
- $Dev. St. = 8.3\ MPa$

il cui andamento è mostrato in figura 2.

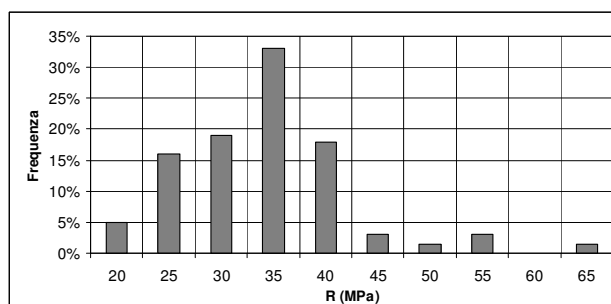


Figure 2. Distribuzione delle resistenze R_{corr}

4 MODELLAZIONE

La modellazione è stata la fase più impegnativa di questo studio, vista la complessità e il gran numero di edifici da analizzare. Sono stati scelti solo quei corpi fabbrica ritenuti sensibili all'azione sismica, ovvero gli 11 costituenti l'edificio centrale e i 2 dei poli ambulatori; ognuno considerato strutturalmente indipendente.

4.1 Modellazione per le analisi statiche

La modellazione degli elementi in c.a. quali travi, pilastri e cordoli è fatta con elementi "frame", ai quali sono state assegnate le rispettive sezioni specifiche di carpenteria.

Le pareti in cemento armato presenti soprattutto nei corpi scala sono modellate, invece, come elementi lastra/piastra.

Gli orizzontamenti sono considerati come piani rigidi.

La figura 3 mostra un modello agli elementi finiti utilizzato per le analisi lineari, condotte con l'ausilio del programma SAP.

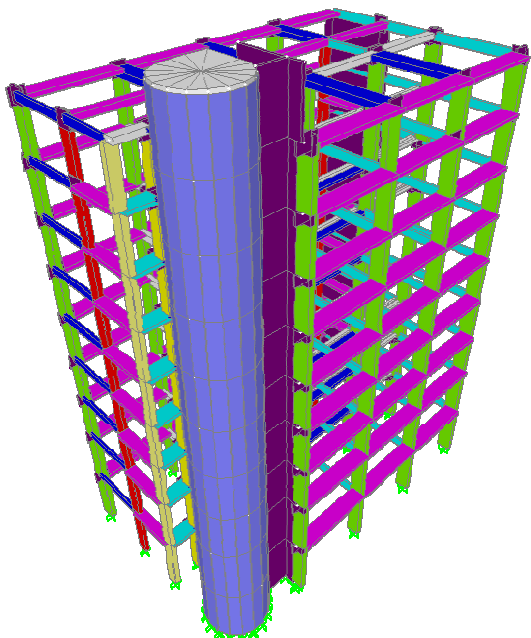


Figure 3. Modello del corpo di fabbrica E

4.2 Modellazione per le analisi non lineari

Per modellare il comportamento non lineare delle strutture si è ricorsi all'ausilio del programma agli elementi finiti FIBRE [11]. Il programma, formulato in coordinate lagrangiane totali e soluzione in spostamenti, dispone di un'ampia biblioteca di elementi a fibre per la modellazione di travi e pilastri in c.a. Tra questi, si è scelto l'elemento che permette di modellare anche il comportamento a taglio in quanto nell'ambito delle analisi sismiche [13], la capacità di modellare il comportamento tagliante e la sua interazione con sforzo assiale e momento per strutture intelaiate in cemento armato, torna utile per tutti gli elementi quali travi e pilastri che hanno una snellezza ridotta e possono quindi presentare risposte fragili o in ogni modo con sensibilità a taglio.

Tutti gli elementi finiti a fibre di trave sono formulati in flessibilità, e ciò ha permesso una modellazione efficiente (con pochi macro-elementi).

Il programma lavora considerando due livelli che caratterizzano l'elemento finito trave: la sezione e la fibra. A livello di fibra è definito il legame costitutivo dei materiali (acciaio e calcestruzzo), mentre a livello di sezione avviene l'integrazione del comportamento locale di fibra al fine di ottenere le sollecitazioni. Le fibre di sezione sono quindi integrate sull'elemento utilizzando un approccio iterativo basato sull'equilibrio per determinare le forze nodali.

I legami costitutivi (LC) utilizzati sono quelli del programma, che permettono di effettuare delle scelte differenziate per il comportamento a trazione e a compressione, come mostrato nella

figura 4. Per il calcestruzzo si considera un LC ciclico, con danneggiamento progressivo; per l'acciaio, invece si descrive in maniera differente il comportamento a trazione e a compressione per tener conto di alcuni fenomeni quali la mancanza di un'adeguata aderenza delle barre (si sceglie come cut-off a trazione un valore associato ad una deformazione minore rispetto a quella caratteristica dell'acciaio) e un possibile effetto buckling (per eventuali instabilità a compressione delle armature in quanto non efficacemente confinate).

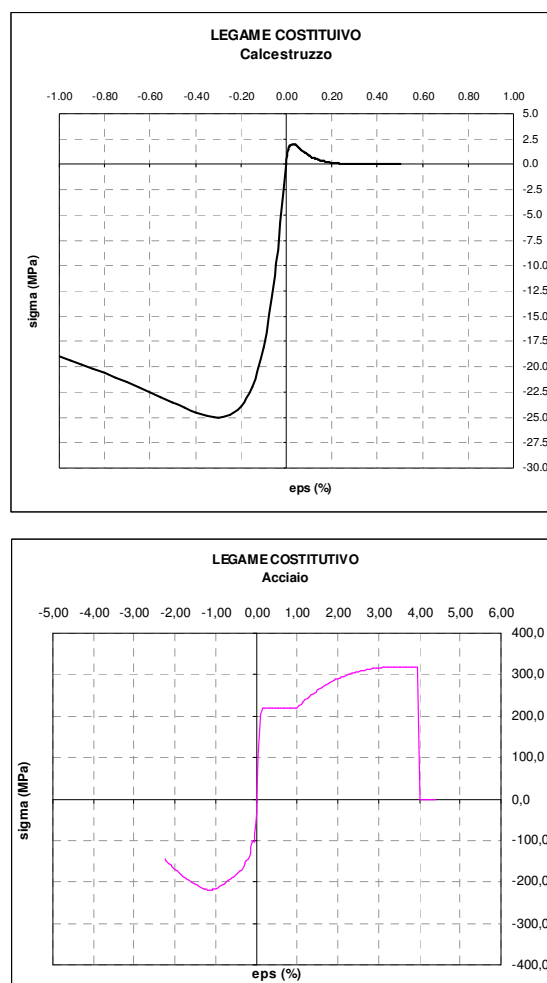


Figure 4. Legame costitutivo del calcestruzzo e dell'acciaio

5 ANALISI

5.1 Considerazioni preliminari

Dopo una breve introduzione sul tipo di analisi condotte, sia di tipo lineare che non lineare, si illustrano in maniera più approfondita soltanto i principali risultati ottenuti dalle analisi non lineari confrontandoli, ogniquale volta si riterrà necessario, con quelli ottenuti dalle analisi lineari.

Si ritiene, comunque, che i meccanismi di rottura si sviluppano lungo gli elementi verticali piuttosto che lungo quelli orizzontali, in quanto i

primi sono stati progettati con masse importanti di calcestruzzo e sono debolmente armati mentre i secondi, al contrario, sono abbastanza armati rispetto alla loro dimensione volumetrica. Tuttavia ci si aspetta che il sistema presenti una discreta duttilità globale degli elementi verticali.

5.2 Analisi lineari

Su tutti gli edifici modellati sono state condotte analisi lineari di tipo dinamico modale e con spettro di risposta.

5.3 Analisi non lineari

Per alcuni corpi fabbrica significativi, si sono condotte analisi non lineari, sia di tipo dinamico (integrazione al passo nel dominio del tempo) e sia di tipo statico (push-over).

Per simulare il sisma sono stati utilizzati tre gruppi di accelerogrammi, ogni gruppo costituito da tre accelerogrammi, uno per ogni direzione principale (due orizzontali ed una verticale).

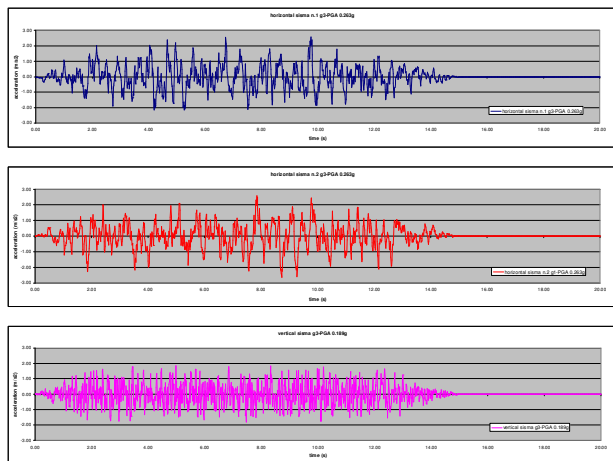


Figure 5. Gruppo di accelerogrammi n.3

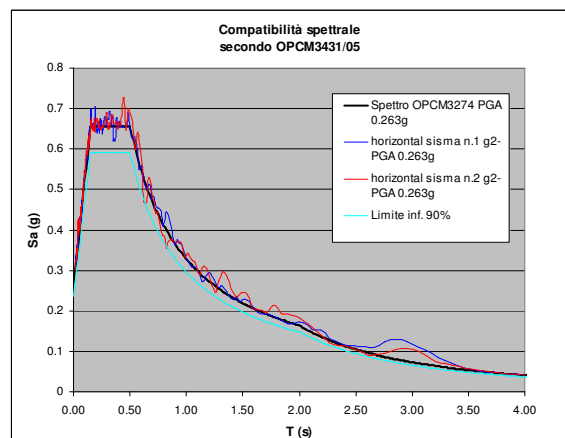


Figure 6. Spettro-compatibilità degli accelerogrammi gruppo n.3

Essi sono ricavati sulla base dello spettro di risposta elastico corrispondente alla classificazione sismica del sito in cui risiede l'opera. Si riporta, nelle figure 5 e 6, i 3

accelerogrammi e lo spettro di risposta elastico corrispondente a uno dei gruppi utilizzati.

Per il territorio di Pescara, in riferimento allo Stato Limite di Danno Severo SL DS, si considera un'accelerazione al suolo pari a 0.263g.

5.4 Risultati ottenuti (time-history)

Per semplicità di esposizione si discutono nel presente paragrafo i risultati di un solo corpo fabbrica, denominato "F".

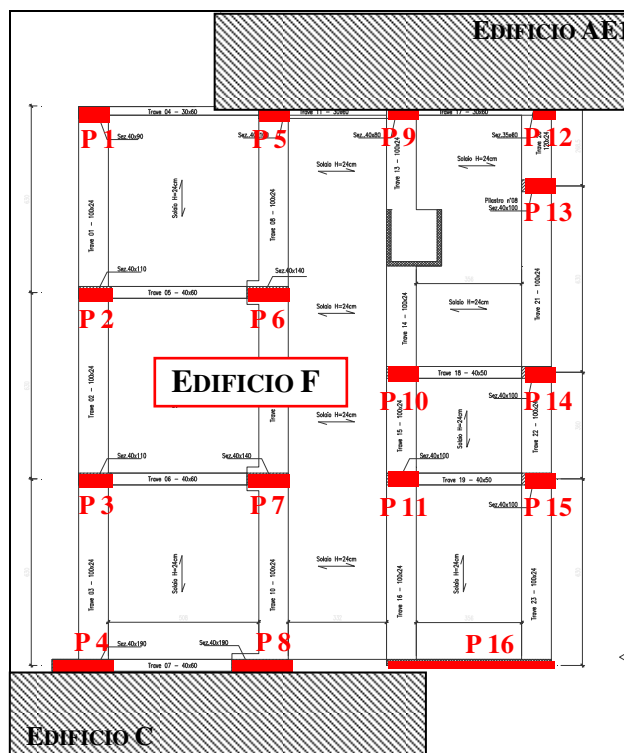


Figure 7. Carpenteria I livello corpo di fabbrica "F"

La risposta sismica ottenuta è influenzata dall'eccentricità della distribuzione delle rigidità in pianta, come si può notare dalla figura precedente. Nella sua risposta dinamica, infatti, domina una forte componente rotazionale intorno al telaio di maggiore rigidità (quello adiacente al corpo C).

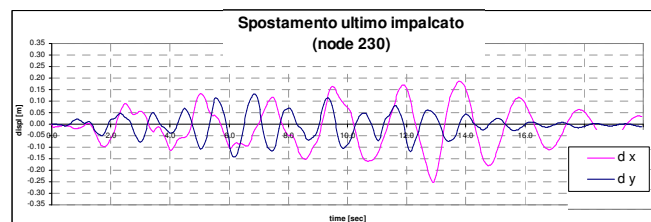


Figure 8. Time-History dello spostamento dell'ultimo impalcato SLDS, gruppo n.3

I massimi spostamenti ottenuti, infatti, sono relativi ai punti più lontani dal suddetto telaio (in adiacenza al corpo AE1), e sono dell'ordine di 20-25 cm in direzione X e 13-15 cm in direzione Y. Tali valori sono in accordo con quanto ottenuto dalle analisi lineari.

Dai risultati si evince, inoltre, che la formazione delle cerniere plastiche è relativa solo a pochi elementi del primo piano (8, 12, 15, 16), mentre le massime sollecitazioni, e la conseguente richiesta di duttilità, sono relative alla parete (denominata elemento 16), il cui comportamento è assimilabile a quello di una mensola.

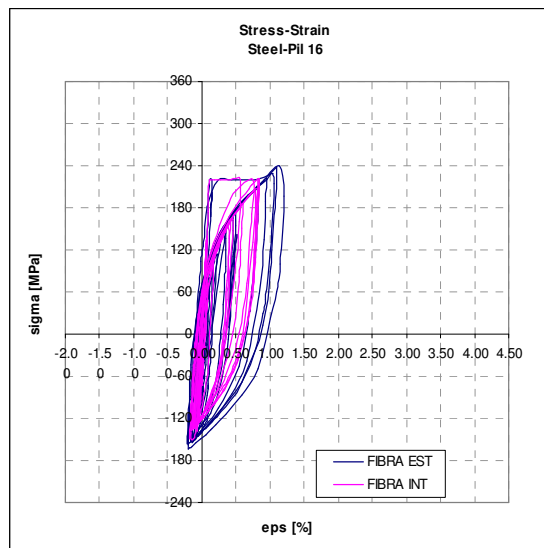


Figure 9. Diagramma tensioni-deformazioni acciaio elemento 16, gruppo n.1 (SL DS).

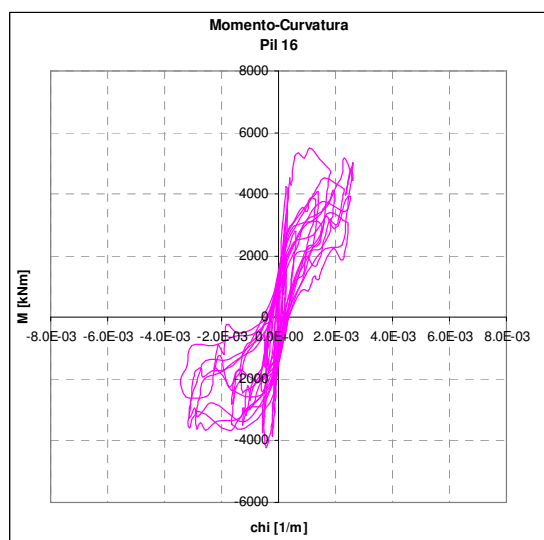


Figure 10. Diagramma momento-curvatura elemento 16, gruppo n.1 (SL DS).

Tale elemento risulta, quindi, il più critico della struttura, in quanto si registrano allungamenti massimi nelle barre di armature superiori al 1%, mentre per quelle degli altri elementi tale percentuale si aggira intorno allo 0,5%.

Nel diagramma momento-curvatura in figura 10, si può osservare una asimmetria nella forma, dovuta al fatto che il telaio trovandosi in una posizione di estremità rispetto alla pianta dell'edificio, è soggetto ad una notevole

variabilità di sollecitazione assiale agente, con conseguente variazione della risposta flessionale.

Nella struttura dell'edificio l'escursione in campo plastico è limitata a pochi elementi, e ciò non comporta una diminuzione della resistenza globale, neanche di quella laterale, tale da essere interpretata come indice di crisi della struttura.

Si può concludere dicendo che, il fabbricato "F", è in grado di superare l'evento sismico e mantenere la sua capacità portante per i carichi verticali.

Così come previsto dalla normativa per gli edifici esistenti, sono state effettuate anche analisi relative allo stato limite di collasso (SL CO), aumentando l'accelerazione fino a 0.394g.

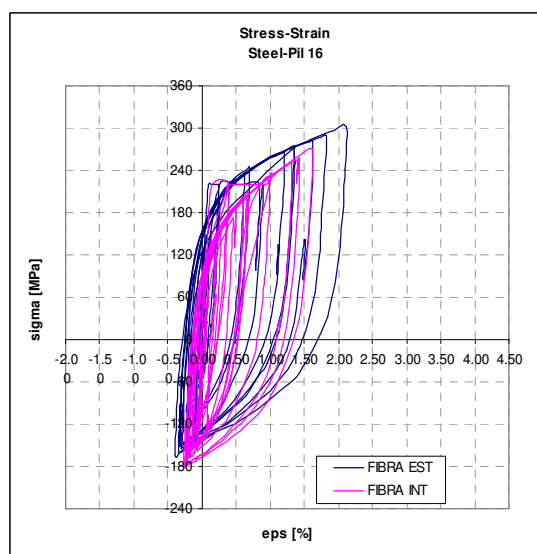


Figure 11. Diagramma tensioni-deformazioni acciaio elemento 16, gruppo n.1 (SL CO).

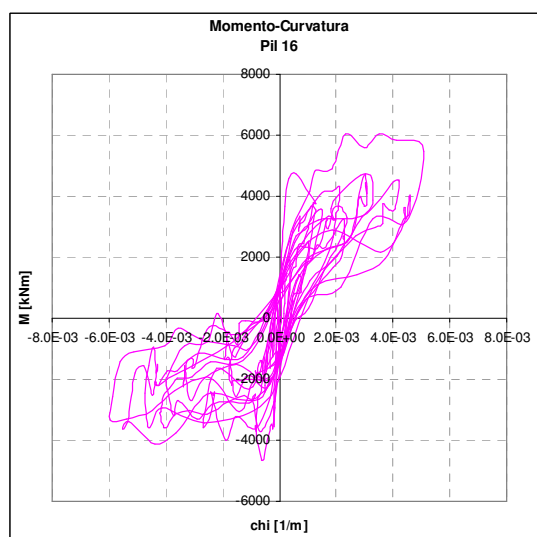


Figure 12. Diagramma momento-curvatura elemento 16, gruppo n.1 (SL CO).

Si è riscontrato un aumento degli spostamenti pari a circa il 40% in direzione X e al 30% in direzione Y e una plasticizzazione molto più

diffusa che coinvolge quasi tutti i pilastri del primo livello.

L'elemento 16 risulta anche in questo caso l'elemento più critico, essendo l'allungamento unitario nelle barre di armatura pari al 2% e la resistenza laterale ridotta di 1/10. Nel complesso il comportamento lungo la sua altezza è descrivibile come di tipo "single bending" con centro di taglio localizzato all'altezza del quarto solaio (circa 16m dalla sezione al piede). Il materiale risulta snervato per una lunghezza di circa 8m, in quanto la plasticizzazione dell'elemento è continua fino all'altezza del secondo piano.

La modellazione ha permesso di controllare, inoltre, che con tali eventi sismici nell'elemento 16 non si hanno meccanismi di rottura fragile dovuta a taglio.

Dato il livello di impegno dei materiali nelle sezioni più sollecitate, l'accelerazione di picco al suolo di 0.394g rappresenta una plausibile stima della massima resistenza sismica della struttura. Infatti, volendo far coincidere il raggiungimento dello SL CO della struttura con il limite di deformazione dell'acciaio si otterrebbe una PGA al suolo molto prossima a quella di normativa.

5.5 Risultati ottenuti (push-over)

Lo stesso modello utilizzato per la time history è stato sottoposto ad analisi a spinta, push over.

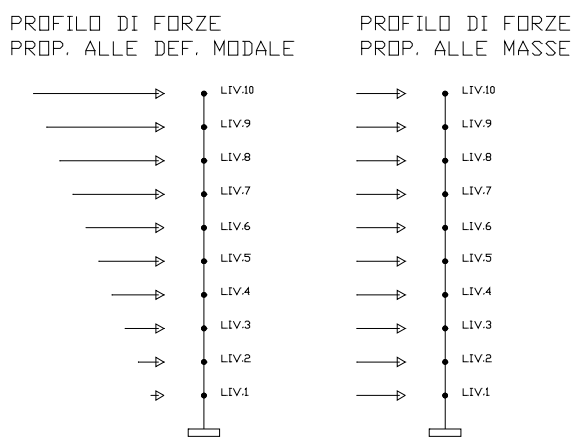


Figure 13. Curve di Pushover Direzione X

Si sono imposte due differenti distribuzioni di forze orizzontali, agenti nei baricentri dei solai, proporzionali rispettivamente alle masse e al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo.

È stato scelto come parametro che determina la conclusione dell'analisi il raggiungimento della deformazione pari al 2.3% delle barre di acciaio in un qualsiasi elemento del modello.

Come si può vedere in figura 14, in direzione X, si ottiene una risposta strutturale della

medesima forma sotto l'azione dei due differenti profili di forze, e gli spostamenti massimi teorici risultano molto elevati in quanto è minima la rigidità della struttura. La modellazione effettuata in grandi spostamenti permette il controllo dell'insorgere di effetti P-Δ. Le evoluzioni delle plasticizzazioni negli elementi è graduale in elevazione mentre risulta uniforme in pianta.

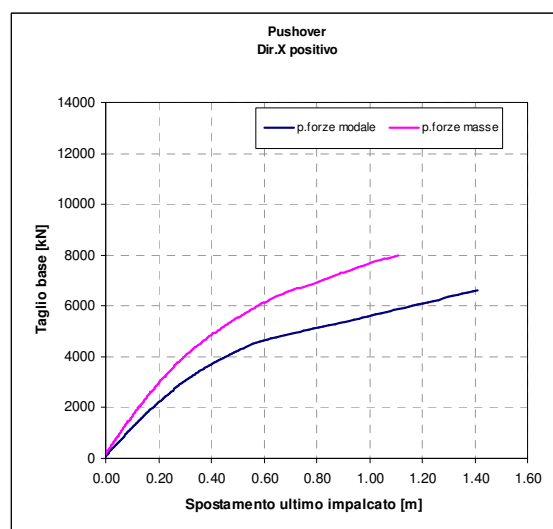
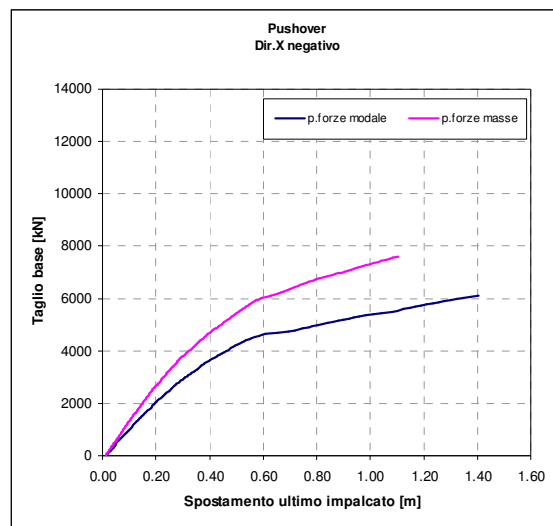


Figure 14. Curve di Pushover Direzione X (dir. negativo – dir. positivo)

In direzione Y la struttura possiede, invece, una notevole rigidità, e la risposta è influenzata dall'eccentricità tra il centro delle rigidità e quello delle masse.

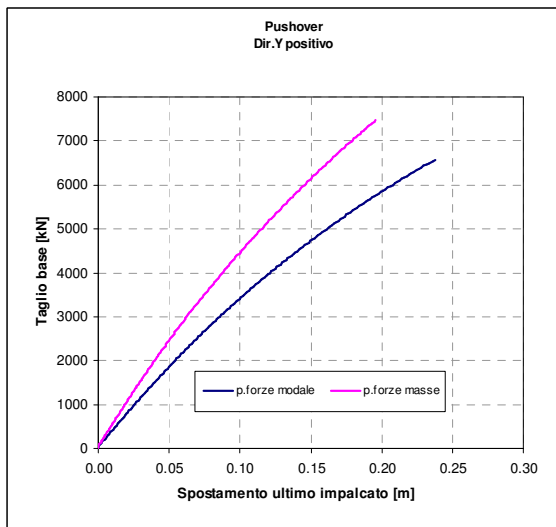
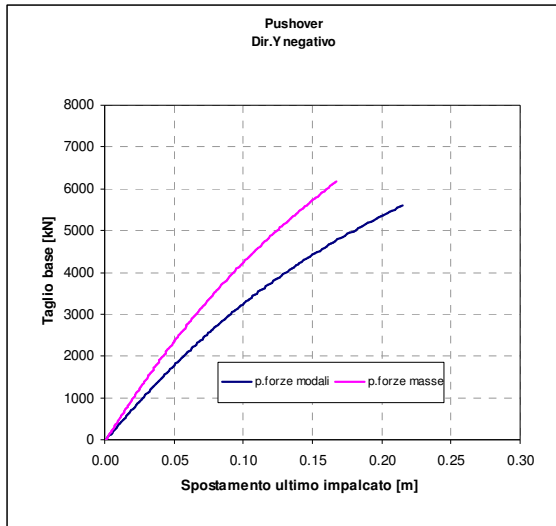


Figure 15. Curve di Pushover Direzione Y (dir. negativo – dir. positivo)

L'azione sismica che determina il raggiungimento dello spostamento ultimo della struttura (PGA_{CO}) viene calcolata riportando le curve di pushover, ottenute dall'analisi, normalizzate sul piano spettrale accelerazioni-spostamenti (S_a-S_d), e determinando l'intersezione dello spettro di risposta con la curva di capacità (Performance Point). L'azione sismica, tuttavia, dovrebbe essere opportunamente scalata in funzione delle capacità dissipative emerse dalla risposta strutturale; tali capacità possono essere espresse dal parametro di smorzamento viscoso equivalente, formulato da Chopra [5] e adottata dalle normative americane [1], ovvero:

$$\xi = 0.05 + k\xi_0$$

dove k è un parametro riduttivo che tiene conto delle caratteristiche sismiche della costruzione, definito tra i seguenti valori: 0.33 per edifici obsoleti; 0.53-0.77 per edifici esistenti con buone caratteristiche sismiche; 0.77-1.00 per edifici nuovi. Nel caso del complesso ospedaliero

in esame si è scelto il valore minimo di k a causa della presenza delle barre lisce e dell'irregolarità strutturale.

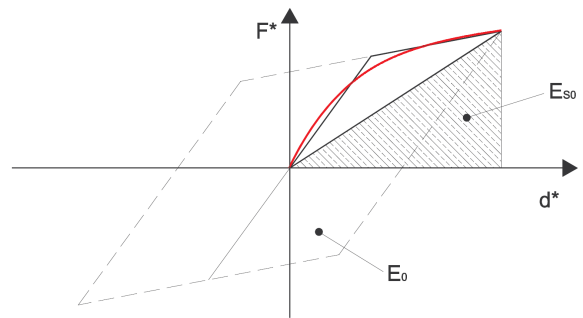


Figure 16. Valutazione dello smorzamento viscoso equivalente

Il parametro ξ_0 rappresenta il rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo isteretico completo e l'energia elastica associata alla massima deformazione, come mostrato in figura 16.

Definiti tali parametri è stato possibile determinare il valore del sisma relativo al collasso della struttura, caratterizzato da valori di PGA compresi in un intervallo di 0.33g e 0.39g.

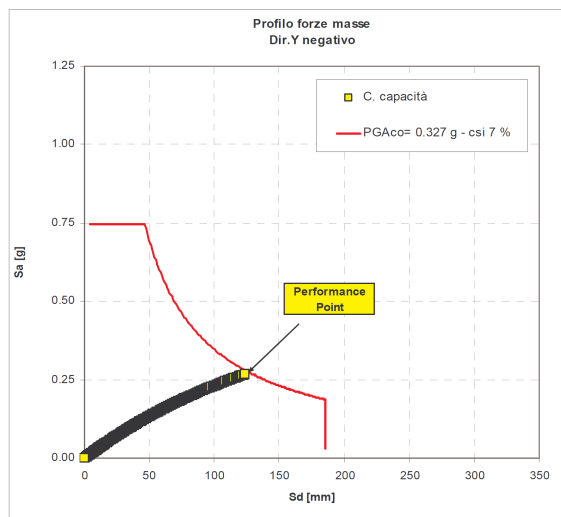
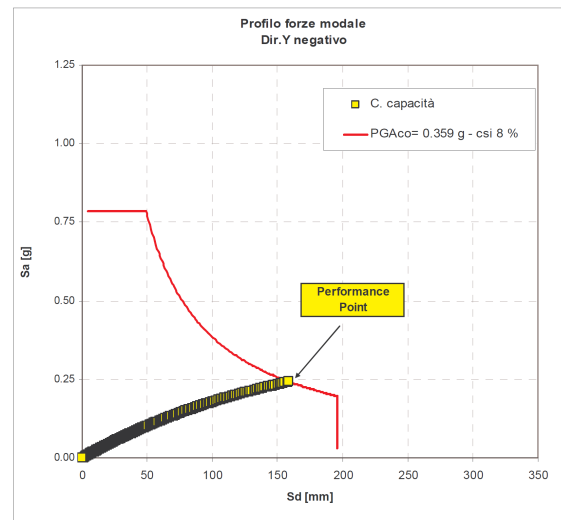


Figure 17. Valutazione del Performance Point in direzione Y negativo per i due sistemi di forze (modali - masse).

Tali valori sono in linea con i risultati delle analisi lineari statiche, mentre sono leggermente più cautelativi rispetto a quelli ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari per i seguenti motivi: le analisi non lineari di tipo statico (pushover) tendono a localizzare il danno, in quanto il sistema di forze è applicato in maniera predeterminata e non si ha una redistribuzione di tali forze a seguito della plasticizzazione di piano. Inoltre avendo impostato una deformazione massima delle fibre di acciaio pari solo al 2.3%, per tener conto, come già detto, della presenza delle barre lisce, si è ristretto il campo di analisi in quanto tale valore viene raggiunto abbastanza rapidamente nella struttura.

Le analisi di tipo dinamico (time history) invece, permettono una redistribuzione delle forze inerziali tale da ridurre la localizzazione delle deformazioni nelle prime cerniere plastiche e permette quindi all'analisi di proseguire e di fornire valori di accelerazione maggiori.

6 VALUTAZIONE VULNERABILITÀ SISMICA

Lo studio della vulnerabilità, com'è noto, è volto all'individuazione della *capacità sismica* che la struttura in esame è in grado di offrire, e al confronto di questa con la *domanda sismica* richiesta secondo i parametri normativi.

6.1 Riferimenti normativi

Il Complesso è stato costruito in più fasi, nel corso degli anni '70 e '80. Le norme vigenti in quel periodo erano le norme tecniche del D.M. 03-03-1975 nelle quali la *zona di Pescara era classificata come non sismica*.

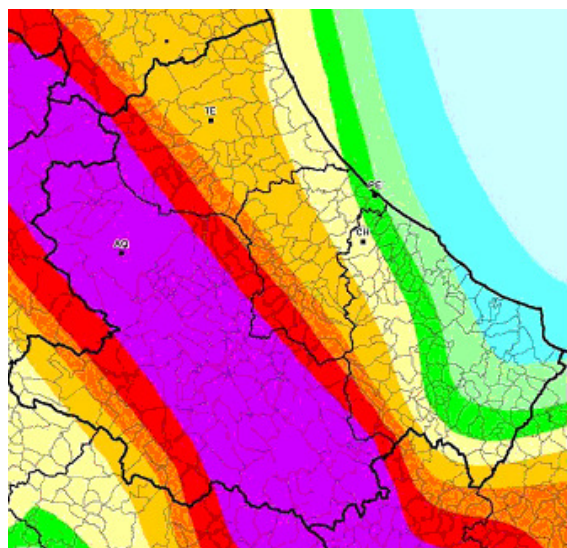


Figure 18. Classificazione sismica della regione Abruzzo nell'odierna normativa

Il comune di Pescara, nell'attuale normativa invece, è inserita nella *zona III*.

6.2 Individuazione stati limite

L'azione sismica allo stato limite di Collasso (CO), corrisponde ad una probabilità di superamento del 2% in 50 anni, mentre l'azione sismica allo stato limite di Danno Severo (DS) risulta legata ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed è pertanto caratterizzata da un periodo di ritorno di 470 anni.

Ai fini delle verifiche allo SL CO e SL DS la nuova normativa ammette la possibilità di escursione in campo plastico delle strutture, tale da mobilitare le capacità dissipative delle strutture.

Ai fini delle verifiche allo SL DL la risposta della struttura deve rimanere in campo elastico, garantendo la resistenza anche degli elementi non strutturali, soprattutto per gli edifici quali l'ospedale.

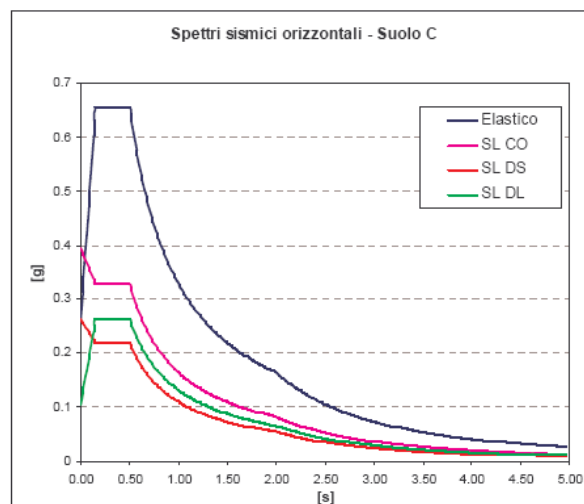


Figure 19. Forme spettrali

Nella figura precedente sono riportate le diverse forme spettrali utilizzate nelle analisi numeriche effettuate.

6.3 Individuazione indice di rischio

Gli studi e le analisi effettuate sono sintetizzate in tre parametri, denominati indicatori di rischio ($\alpha_{CO-DS-DL}$), corrispondenti al raggiungimento da parte della struttura degli stati limite di collasso (CO), danno severo (DS) e danno lieve (DL). Essi sono determinati dal rapporto delle PGA ottenute dalle analisi condotte con le rispettive accelerazioni di riferimento ($PGA_{rif,CO-DS-DL}$) date da normativa:

$$\alpha_{CO} = \frac{PGA_{CO}}{PGA_{rif,CO}}$$

$$\alpha_{DS} = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{rif,DS}}$$

$$\alpha_{DL} = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{rif,DL}}$$

Di questi indicatori, il primo rappresenta il rischio di collasso, il secondo di inagibilità dell'opera.

I valori di $\alpha_{CO-DS-DL}$ trovati per i corpi di fabbrica, mostrano che la resistenza globale degli edifici risulta essere minore della resistenza minima di progetto richiesta da normativa. Tuttavia il valore medio a collasso, pari a 0.69, e quello a danno severo, pari a 0.73, dimostrano un discreto livello di sicurezza delle strutture prese in esame.

7 RIFLESSIONI

Nella valutazione ed interpretazione dei risultati delle analisi condotte è necessario tenere conto di alcune considerazioni, illustrate nel seguito.

7.1 Impostazione progettuale originaria

Gli edifici del complesso ospedaliero in esame sono stati progettati con criteri non sismici, con un'impostazione progettuale alle tensioni ammissibili; questo comporta che la struttura intelaiata in cemento armato sia fortemente ortotropa con telai principali e solai orientati tutti nella medesima direzione a scapito del comportamento tridimensionale (scatolare) della struttura; i pilastri e le travi siano progettati solo per carichi verticali, quindi con travi forti – pilastri deboli. Tale configurazione è inadeguata a resistere a sollecitazioni dovute ad azioni orizzontali, quali il sisma.

Tuttavia, il complesso ospedaliero, come già accennato, ha una discreta capacità in quanto tutti gli edifici analizzati non presentano forti irregolarità né in pianta né in altezza, e in quanto non sono presenti eventuali modifiche o aggiunte alle strutture originarie. Alla luce dei tragici eventi sismici nella Regione Abruzzo, si è potuto infatti denotare che quest'ultimo aspetto è stato determinante per il raggiungimento del collasso di alcuni edifici.

7.2 Azioni

Si pone l'attenzione sul fatto che l'attuale classificazione del territorio di Pescara comporta di dover prendere in considerazione azioni sismiche di una notevole rilevanza, azioni

assolutamente non previste in fase di progettazione; inoltre, per gli edifici esistenti la normativa prevede una verifica allo stato limite di collasso dove il sisma è pari a quello definito allo stato limite di Danno Severo, incrementato del 50%, tale da avere le seguenti PGA:

$$PGA_{CO} = 0.394g$$

$$PGA_{DS} = 0.263g$$

Questo significa che ad un territorio come quello di Pescara, con un rischio sismico contenuto, viene associata una accelerazione al suolo di picco, per le verifiche di collasso, pari a quasi il 40% di quella di gravità.

Se a queste azioni molto severe si associano modelli di calcolo e verifiche altrettanto cautelative si ottengono coefficienti di sicurezza α al collasso ed al danno severo che a nostro avviso possono essere fuorvianti.

Tali indicazioni diventano, in questo modo, difficilmente spendibili nell'ottica di una ottimizzazione delle risorse disponibili da parte delle amministrazioni interessate a interventi mirati per l'adeguamento delle strutture esistenti, soprattutto di quelle strategiche.

REFERENCES

- [1]ATC-40, 1996, "Seismic evaluation and retrofit of concrete building", vol.I.
- [2]OPCM3274, (2003) e ss mm ii, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- [3]DECRETO 21/10/2003, (2003), "Disposizioni attuative di OPCM3274/03".
- [4]Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), (2003), "Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica".
- [5]Chopra A.K. 1995, "Dynamics of structures", Prentice Hall.
- [6]Mander J.B., Priestley J.N., Parck R., 1988. „Theoretical stress-strain model for confined concrete”. J.Struct. Engrg, ASCE, 114(8).
- [7]Masi A., 2005. "La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive". Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, n.1.
- [8]Menegotto M., Pinto P.E., 1977. "Slender RC compressed members in biaxial bending". J.Struct. Div, ASCE, 103 (3).
- [9]Mondkar D.P., Powell G.H., 1975. "Static and dynamic analysis of nonlinear structures". University of California, Berkley. Report No UCB/EERC-75/10.
- [10]Olivito R.S., Spadea G., Carrozzini A., Spadafora A.R. (2008) "Strutture esistenti in cemento armato: Controlli e Verifiche mediante tecniche non distruttive", atti del Convegno Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato – ReLUIS maggio 2008.
- [11]Petrangeli M.,Pinto P.E., Ciampi V., (1999). "A Fibre Element for cyclic bending and shear. Part I and II", J. Engrg. Mech.,ASCE, 125(9).

- [12] Petrangeli M., Biondi S., Albanesi T., (2001). “*Analisi di spinta basata su un approccio energetico*”, atti del X Congresso Nazionale – L’ingegneria Sismica in Italia – Potenza/Matera settembre 2001.
- [13] Popovics S., 1973. “*A numerical approach to the complete stress-strain curves of concrete*”. Cement and Concrete Res., 3(5).
- [14] Ranzo G., Petrangeli M., Pinto P.E., (1999). “*Vertical oscillation due to axial-bending coupling during seismic response of RC Bridge Piers*”. Int. Journal of Earthquake Eng. & Structural Dynamics, 28 (12).
- [15] Regione Abruzzo, (2007), “*Linee Guida per la valutazione della resistenza sismica degli edifici strategici e rilevanti*”.