



# Analisi dell'Incidenza dei Cedimenti Fondali sulla Sicurezza Statica e Sismica di Edifici Intelaiati in C.A.

Luigi Petti, Ivana Marino, Michele Battaglia  
Dipartimento DICIV – Università di Salerno. Via Ponte don Melillo, 84084 Fisciano SA.

*Keywords: Vulnerabilità Sismica, Cedimenti Fondali, Analisi Statica non Lineare*

## ABSTRACT

La valutazione della sicurezza statica e sismica del patrimonio edilizio rappresenta il nodo cruciale nell'ambito delle politiche di mitigazione volte a ridurre l'elevato rischio sismico del nostro territorio. La sicurezza di un edificio è funzione delle vulnerabilità intrinseche dell'edificio e dalle condizioni al contorno, ad esempio, i cedimenti fondali, ascrivibili ad alterazioni o perturbazioni dello stato tensionale preesistente nei terreni di fondazione. In tale ambito sono presentati e discussi i principali risultati di uno studio condotto al fine di indagare l'effetto dei cedimenti fondali sulla vulnerabilità sismica di un edificio intelaiato in cemento armato. In particolare, è indagata la vulnerabilità sismica di una struttura campione al modificarsi delle condizioni al contorno (cedimenti vincolari) mediante l'impiego di domini di resistenza. I risultati ottenuti consentono una prima misura dell'incidenza dei cedimenti fondali che si manifestano in corrispondenza dei telai di bordo sulla vulnerabilità delle tipologie strutturali indagate.

## 1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni sempre più spesso sono stati sollevati interrogativi sulla sicurezza statica e sismica del patrimonio edilizio esistente. Analizzando i casi, anche piuttosto recenti, di crolli "spontanei", ovvero conseguenza di eventi sismici anche di moderata intensità, emerge chiaramente quanto il livello di rischio ad essi connesso sia tutt'altro che trascurabile.

Complice di tale incontrovertibile circostanza è certamente la vetustà del patrimonio edilizio ma anche un assetto normativo sostanzialmente caratterizzato, fino al secolo scorso, da una zonizzazione sismica del territorio italiano che si è limitata ad inseguire gli eventi luttuosi piuttosto che valutare le reali condizioni di pericolosità del territorio (Bernardini 2000). Ne consegue pertanto che una elevata percentuale di edifici è stata realizzata con criteri di progetto non sismici.

Con particolare riferimento alle strutture in cemento armato, è necessario ancora evidenziare che, a più di un secolo dalle prime realizzazioni,

lo stato di conservazione si presenta piuttosto critico. Gli edifici intelaiati in c.a. rappresentano una parte consistente del patrimonio edilizio del nostro Paese, con destinazioni d'uso che vanno da quelle comuni (tipicamente strutture residenziali e uffici pubblici) a quelle a carattere più o meno strategico (strutture scolastiche, ospedaliere, di ordine pubblico). La sicurezza statica e sismica di tali costruzioni rappresenta, quindi, una problematica di carattere economico-sociale, ancor prima che tecnico, e, negli ultimi anni, numerosi studi hanno focalizzato l'attenzione sull'analisi della vulnerabilità sismica di strutture progettate in assenza di criteri antisismici.

Tabella 1.1. Edifici presenti sul territorio nazionale  
Dati Istat 2001

| EPOCA DI COSTRUZIONE | NUMERO EDIFICI | PERCENT. SUL TOTALE |
|----------------------|----------------|---------------------|
| Prima del 1919       | 2.150.259      | 19,15 %             |
| Dal 1919 al 1945     | 1.383.815      | 12,33 %             |
| Dal 1946 al 1961     | 1.659.829      | 14,78 %             |
| Dal 1962 al 1971     | 1.967.957      | 17,53 %             |
| Dal 1972 al 1981     | 1.983.206      | 17,67 %             |
| Dal 1982 al 1991     | 1.290.502      | 11,50 %             |
| Dopo il 1991         | 791.027        | 7,04 %              |

Guardando ai dati Istat del 2001 (Tabella 1.1), si comprendono le “dimensioni” del problema. Il 31% degli edifici esistenti nel nostro Paese è stato realizzato prima del 1945, inoltre il 45% ha più di 50 anni (CRESME 2009).

Tabella 1.2. Stato di conservazione del patrimonio edilizio nazionale - Dati Istat 2001

| STATO DI CONSERVAZIONE | NUMERO DI EDIFICI | PERCENT. SUL TOTALE |
|------------------------|-------------------|---------------------|
| Ottimo                 | 2.874.837         | 25.61%              |
| Buono                  | 5.816.339         | 51.81%              |
| Mediocre               | 2.277.478         | 20.29%              |
| Pessimo                | 257.941           | 2.30%               |
| TOT.                   | 11.226.595        | 100 %               |

Più di un quinto del totale presenta uno stato di conservazione da mediocre a pessimo (Tabella 1.2).

Sulla sicurezza statica e sismica di un edificio gioca un ruolo cruciale, tra l'altro, la vetustà che determina una progressiva diminuzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, lo stato di conservazione in cui versa l'edificio, i danni indotti da cause esterne, quali, ad esempio, quelli dovuti a cedimenti fondali (Cestelli Guidi 2002). Tale tipologia di fenomeno non costituisce un'eventualità remota dal momento che molte possono essere le cause innescanti. Generalmente, i cedimenti fondali sono ascrivibili ad alterazioni o perturbazioni dello stato tensionale preesistente nei terreni di fondazione. Variazioni del livello di falda, infiltrazioni d'acqua, escavazioni limitrofe o sottostanti il piano di fondazione, sovraccarichi aggiunti sono solo alcune delle condizioni che possono indurre fenomeni di cedimento del piano fondale.

In tale ambito, lo studio si propone di approfondire l'evoluzione delle condizioni di sicurezza statica e sismica degli edifici intelaiati in c.a. nel caso in cui si manifestassero cedimenti fondali in corrispondenza dei telai di bordo. In particolare, il lavoro presenta i risultati di un'ampia indagine sperimentale condotta su di un edificio campione al variare delle condizioni di carico indotte da cedimenti fondali.

L'edificio indagato risulta inquadrato nel programma di ricerca della *Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica ReLUIS* – Gruppo di Ricerca Linea 2 *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici esistenti in c.a* – Task 3 – IRREG (ReLUIS).

Ai fini dello studio sono state condotte analisi statiche non lineari (*pushover*) sul modello

tridimensionale variando la direzione in pianta della sollecitazione sismica equivalente (Albanesi et al. 2007, Cosenza et al. 2004, Pinho 2005, Zou et al. 2005). A valle della definizione dei valori soglia per gli stati limite di Immediata Operatività, Salvaguardia della Vita e Prevenzione del Collasso sono stati definiti opportuni domini limite in termini di spostamento del nodo di controllo ovvero del tagliante alla base. Tali domini limite (Petti et al. 2008) costituiscono un utile strumento per mezzo del quale è possibile rilevare le capacità dell'edificio in termini di resistenza ovvero di deformabilità nel piano e quindi di determinare le direzioni di minore resistenza e/o di maggiore deformabilità anche in considerazione delle condizioni di carico indotte da cedimenti fondali imposti.

## 2 DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI RIFERIMENTO

Lo studio è stato condotto, come detto, su un modello campione definito nell'ambito del progetto ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) – Obiettivo IRREG – Linea di Ricerca 2 – Task 3 – *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici esistenti in cemento armato* (ReLUIS).

Il modello (figura 2.1) rappresenta un edificio intelaiato in cemento armato, irregolare in pianta, costituito da 5 livelli con un'altezza di interpiano pari a 3.5m, destinato a civili abitazioni.

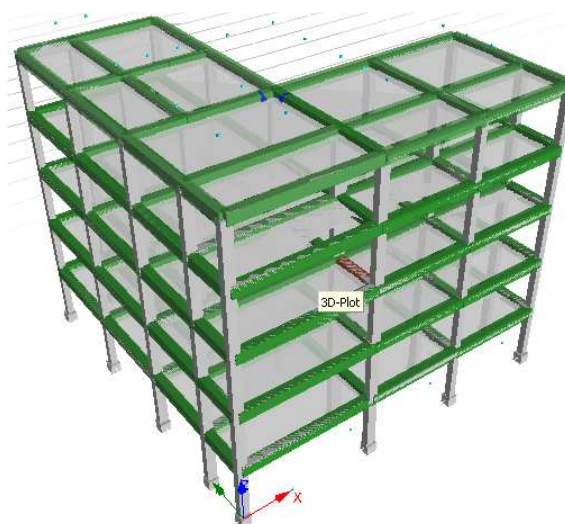


Figura 2.1. Vista tridimensionale dell'edificio intelaiato ReLUIS Linea 2 - Task 3 – Edificio IRREG.02: Modellazione in SeismoStruct

L'irregolarità in pianta è determinata sostanzialmente dalla conformazione ad “L” della stessa e dalla distribuzione delle rigidità e delle

masse. In particolare, l'orditura dei solai è tale per cui viene impedita l'unica simmetria possibile in pianta ovvero rispetto alla direzione inclinata di 45° sull'orizzontale e passante per i centri dei pilastri 1a e 3c (figura 2.2).

Per quanto attiene alle caratteristiche meccaniche dei materiali, è stato assunto un calcestruzzo di resistenza cilindrica media a compressione pari a  $25\text{N/mm}^2$  ed un acciaio FeB44k con resistenza a snervamento media a trazione  $f_{ym} = 400\text{ N/mm}^2$  e incrudimento pari all'1%. Le barre di armatura sono previste ad aderenza migliorata.

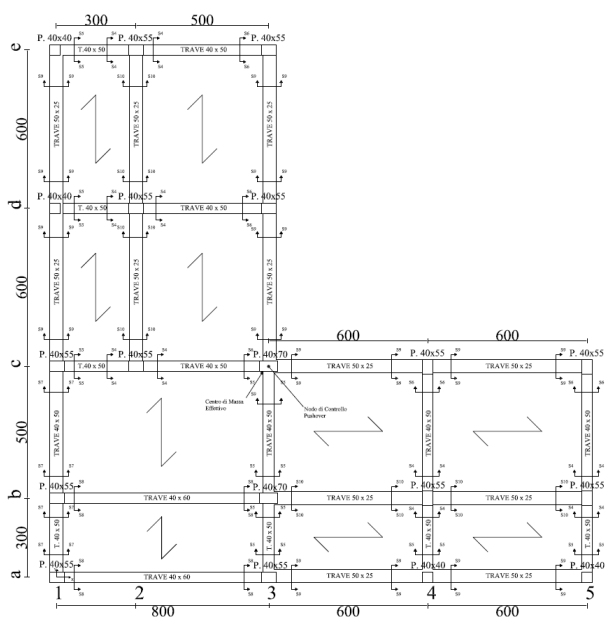


Figura 2.2 Carpentaria piano tipo dell'edificio intelaiato ReLUIS Linea 2 - Task 3 - Edificio IRREG.02

Di seguito sono riportate le caratteristiche geometriche delle sezioni degli elementi principali.

Tabella 2.1 Sezioni Pilastri con dettaglio armature

| ARMATURE PILASTRI  |                     |                     |
|--------------------|---------------------|---------------------|
|                    | ARMATURA LATO CORTO | ARMATURA LATO LUNGO |
| Sez. 1 - Pil 40x40 | 4+4 $\phi$ 12       | 4+4 $\phi$ 12       |
| Sez. 2 - Pil 40x55 | 4+4 $\phi$ 12       | 6+6 $\phi$ 12       |
| Sez. 3 - Pil 40x70 | 4+4 $\phi$ 12       | 8+8 $\phi$ 12       |

L'armatura trasversale è costituita da staffe  $\phi 8$ , passo 5cm per le travi e passo 10cm per i pilastri.

Il legame costitutivo del materiale assume un ruolo fondamentale quando le analisi da svolgere sul modello sono di tipo non lineare, siano esse statiche o dinamiche. Ai fini delle analisi, nel presente studio, in considerazione della notevole influenza che il grado di confinamento esercita sulle capacità rotazionali delle cerniere plastiche e sul mantenimento di un'adeguata resistenza

flessionale anche per alti valori di curvatura, è stata assunta la modellazione di Mander (Mander et al. 1988). Il coefficiente di confinamento, funzione della pressione laterale di confinamento, è stato assunto costante.

Tabella 2.2 Sezioni Travi con dettaglio armature

| ARMATURE DELLE TRAVI DI PIANO IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI |             |             |               |
|---|-------------|-------------|---------------|
|   | SUPER.      | INFER.      | PARETE        |
| Sez. 4<br>Trave 40x50   | 6 $\phi$ 22 | 3 $\phi$ 22 | 3+3 $\phi$ 22 |
| Sez. 5<br>Trave 40x50   | 4 $\phi$ 22 | 3 $\phi$ 22 | 3+3 $\phi$ 22 |
| Sez. 6<br>Trave 40x50   | 2 $\phi$ 22 | 2 $\phi$ 22 | 3+3 $\phi$ 22 |
| Sez. 7<br>Trave 40x50   | 3 $\phi$ 16 | 3 $\phi$ 16 | 3+3 $\phi$ 16 |
| Sez. 8<br>Trave 40x60   | 6 $\phi$ 22 | 3 $\phi$ 22 | 3+3 $\phi$ 22 |
| Sez. 9<br>Trave 50x25   | 7 $\phi$ 22 | 5 $\phi$ 22 | 2+2 $\phi$ 22 |
| Sez. 10<br>Trave 50x25  | 6 $\phi$ 16 | 4 $\phi$ 16 | 2+2 $\phi$ 16 |

Per quanto attiene ai carichi, nella tabella 2.3, sono riportati i carichi assunti, fissi, permanenti ed accidentali. I suddetti carichi sono stati combinati in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni allegate al DM 14.01.2008.

Tabella 2.3 Carichi verticali

|                                     |                        |
|-------------------------------------|------------------------|
| Carico permanente solai             | 6,00 kN/m <sup>2</sup> |
| Tamponature perimetrali             | 10,00 kN/m             |
| Carico variabile ai piani intermedi | 2,00 kN/m <sup>2</sup> |
| Carico variabile in copertura       | 4,00 kN/m <sup>2</sup> |

Per una migliore comprensione della risposta dell'edificio si riportano, di seguito (tabella 2.4), le principali caratteristiche dinamiche del modello costruito.

Tabella 2.4 Proprietà modali della struttura campione

| Modo | T(s) | M%x   | M%y   | SumX  | SumY  |
|------|------|-------|-------|-------|-------|
| 1    | 1,35 | 10,9% | 52,1% | 10,9% | 52,1% |
| 2    | 1,22 | 56,9% | 19,6% | 67,8% | 71,8% |
| 3    | 0,99 | 10,8% | 9,2%  | 78,6% | 80,9% |
| 4    | 0,42 | 0,9%  | 8,5%  | 79,4% | 89,4% |
| 5    | 0,38 | 9,4%  | 1,9%  | 88,8% | 91,2% |
| 6    | 0,31 | 1,5%  | 1,1%  | 90,3% | 92,4% |
| 7    | 0,23 | 0,1%  | 4,1%  | 90,4% | 96,5% |
| 8    | 0,20 | 4,2%  | 0,5%  | 94,6% | 97,0% |
| 9    | 0,17 | 0,9%  | 0,5%  | 95,5% | 97,5% |

Ai fini dello studio è stato costruito un modello tridimensionale non lineare a plasticità concentrata mediante l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti Seismostruct (versione 5.0.5) (Zou et al. 2005).

La modellazione delle cerniere plastiche assunta è quella proposta da (Scott et al. 2006), che consente un miglior controllo numerico dell'evoluzione del comportamento plastico di sistemi strutturali quali quelli oggetto di studio.

Ai fini della ricerca sono state condotte analisi push-over applicando distribuzioni di carico triangolari ovvero proporzionali alle masse al variare della direzione di spinta nel piano (Petti et al. 2008).

### 3 DOMINI DI RESISTENZA NEL PIANO E CONSIDERAZIONI PRELIMINARI SULLA CAPACITÀ STATICA E SISMICA DELLA STRUTTURA CAMPIONE

Ai fini dell'analisi della risposta statica della struttura campione, anche in campo non lineare, sono stati costruiti opportuni domini limite di capacità in termini di deformabilità ovvero di resistenza. Tali domini, costruiti a partire da analisi statiche non lineari condotte al variare in pianta della direzione delle distribuzioni di carico nel piano, costituiscono un originale ed innovativo strumento di rappresentazione dell'impegno elastoplastico richiesto alle strutture investite da un evento sismico. In particolare, essi riportano gli spostamenti del nodo di controllo, assunto nel centro di massa dell'ultimo livello, ovvero il tagliante alla base nelle differenti direzioni e per i singoli stati limite considerati (Petti et al. 2008). Il sistema di riferimento adottato prevede la sovrapposizione dell'asse delle ascisse e dell'asse delle ordinate, relativi all'orientamento in pianta dell'edificio analizzato, rispettivamente agli angoli  $0^\circ$  e  $90^\circ$  dei domini di capacità.

Per la costruzione dei domini, si è scelto di suddividere il piano di rappresentazione in 24 settori circolari mediante 12 direttici disposte ad intervalli di  $15^\circ$ . Per ciascuna di tali direzioni è stata condotta un'analisi Pushover in entrambi i versi considerando sia una distribuzione di carico triangolare che proporzionale alle masse.

L'analisi dei domini piani di resistenza consente di individuare le direzioni di minore capacità in termini di resistenza ovvero deformazione della struttura in esame.

Nelle figure 3.1 - 3.4 sono riportati i domini costruiti in termini di tagliante alla base ovvero spostamento del punto di controllo, per gli stati limite di Immediata Operatività (IO),

Salvaguardia della Vita (LS) e Prevenzione del Collasso (CP).

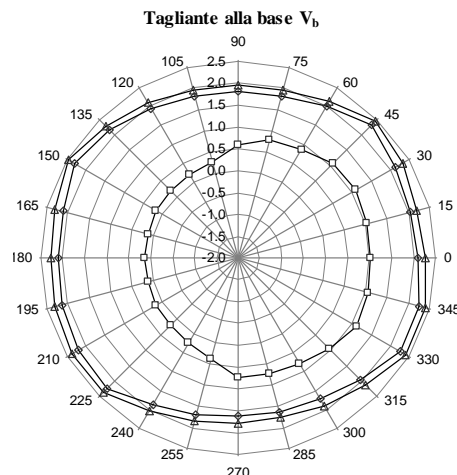


Figura 3.1 Domini di capacità in termini di Tagliante alla base – Condizione di carico Ante-cedimenti – Distribuzione di carico triangolare

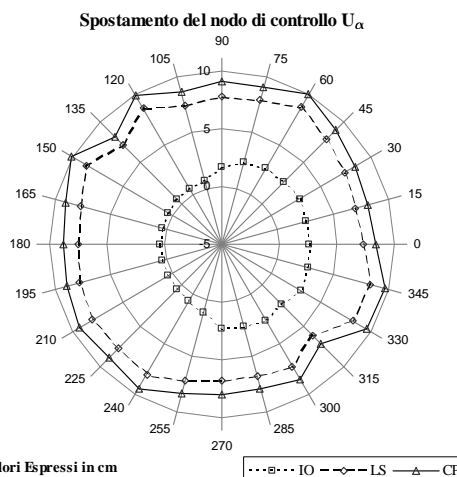


Figura 3.2 Domini di capacità in termini di Spostamento del Nodo di Controllo – Condizione di carico Ante-cedimenti – Distribuzione di carico triangolare

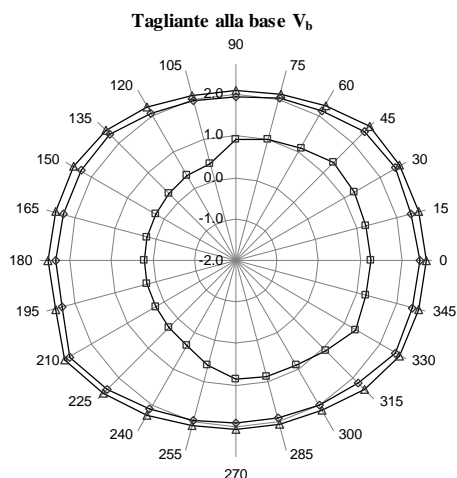


Figura 3.3 Domini di capacità in termini di Tagliante alla base – Condizione di carico Ante-cedimenti – Distribuzione di carico uniforme

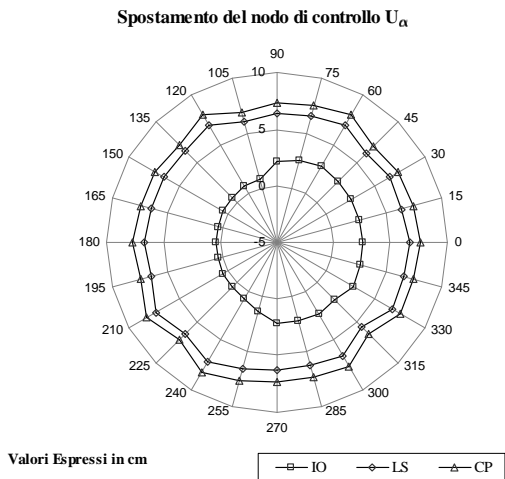


Figura 3.4 Domini di capacità in termini di Spostamento del Nodo di Controllo – Condizione di carico Ante-cedimenti – Distribuzione di carico uniforme

I valori soglia per i quali vengono attinti i suddetti stati limite, espressi in termini di curvatura delle sezioni, fanno riferimento alle indicazioni Fema-356 “*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*” (ATC-40 1996, FEMA 356 2000).

L’analisi delle figure evidenzia un comportamento non uniforme nel piano della struttura indagata. In particolare, si legge una minore capacità deformativa della struttura lungo le direzioni corrispondenti alle bisettrici del sistema di riferimento assunto. In corrispondenza di tali direzioni le capacità deformative sono ridotte anche del 20% rispetto a quelle che si attingono lungo gli assi principali. Ne consegue, pertanto, che le analisi statiche non lineari condotte, come d’uso, lungo gli assi principali della struttura, pertanto, sovrastimano le “reali” capacità della stessa.

In definitiva, l’analisi dei risultati, in termini di spostamento del punto di controllo e di tagliante alla base, mostra i seguenti aspetti:

- allo stato limite di Immediata Operatività si osserva una diminuzione delle capacità sismiche dell’edificio in corrispondenza del settore circolare compreso tra  $90^\circ$  e  $180^\circ$ ;
- agli stati limite di Salvaguardia della Vita e Prevenzione del Collasso, invece, le capacità sismiche presentano leggere diminuzioni nelle direzioni lungo le bisettrici in pianta.

La marcata diminuzione di capacità per quanto attiene allo stato limite di Immediata Operatività potrebbe essere imputata alla particolare orditura dei solai. I domini ottenuti per la struttura in assenza di carichi verticali sembrano, infatti, confermare tale ipotesi dal momento che

presentano una distribuzione uniforme nel piano anche per tale stato limite.

#### 4 INFLUENZA DEI CEDIMENTI FONDALI SULLE CAPACITÀ SISMICHE

Al fine di indagare l’effetto indotto da cedimenti pregressi in una struttura intelaiata in c.a., quando la stessa viene investita da un evento sismico, sono stati applicati all’edificio campione cedimenti verticali di entità crescente in corrispondenza dei telai di bordo.

In figura 4.1 sono evidenziati i telai, “ $X_a$ ” ed “ $Y_a$ ”, in corrispondenza dei quali sono stati applicati cedimenti in fondazione. In particolare, per ognuno dei due telai sono stati previsti cedimenti uniformi  $\Delta/L$  pari rispettivamente a 1/600, 1/300, 1/200 e 1/150 ovvero di 0.5cm, 1.0cm, 1.5cm, 2.0cm.

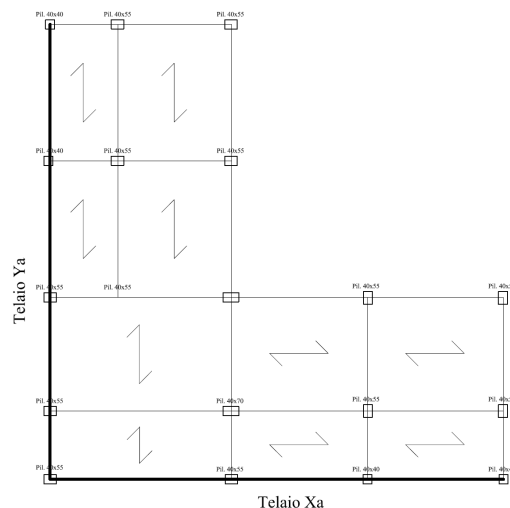


Figura 4.1 Pianta struttura campione ReLUIS IRREG.02 – In neretto i telai perimetrali cui sono stati applicati cedimenti

Nelle figure 4.2 - 4.5 si riportano i domini di resistenza e deformabilità ottenuti per la distribuzione di carico più gravosa, quella triangolare, in conseguenza dell’applicazione dei suddetti cedimenti.

In particolare è stata riportata la sovrapposizione dei domini IO, LS e CP per la condizione di carico “*ante cedimenti*” e per quella “*post cedimenti*”.

L’analisi dei risultati mostra, innanzitutto, una sostanziale riduzione delle capacità sismiche sia in termini di resistenza che di deformazione ultima man mano che cresce il cedimento imposto. Ancora una volta la diminuzione di capacità non avviene in maniera uniforme ma si legge essenzialmente in particolari settori

circolari del piano di rappresentazione. In particolare, gli effetti più rilevanti si osservano in posizione “*antipolare*” rispetto al telaio supposto cedevole. Imponendo infatti un cedimento al telaio Xa, posto a Sud in pianta, si ha un abbattimento delle capacità sismiche in corrispondenza del semipiano Nord dei domini. In maniera duale facendo cedere il telaio Ya, disposto ad Ovest, si ha diminuzione di capacità nella parte Est dei domini.

Le direzioni inclinate di  $\pm 45^\circ$  sull’orizzontale presentano cuspidi concave similmente a quanto già accadeva nelle condizioni di carico ante cedimenti. L’effetto è più evidente per valori medio bassi dei cedimenti  $\Delta/L$  (1/600 e 1/300) mentre tende a scomparire per valori medio alti (1/200 e 1/150).

Per alcune direzioni, a causa di un favorevole accoppiamento degli effetti dovuti ai cedimenti ed ai carichi sismici, si rileva un leggero incremento apparente delle capacità sismiche. Ciò è particolarmente riscontrabile nei domini costruiti in funzione dello spostamento del punto di controllo mentre risulta essere meno evidente nei domini costruiti in termini di tagliante alla base. Tale incremento deve, pur tuttavia, considerarsi solo apparente in considerazione della simmetria del carico sismico in una direzione fissata. Pertanto, per una data direzione, la resistenza sismica è la minore che si legge nei due versi possibili di carico.

Le figure 4.6 e 4.7 mostrano inoltre alcuni grafici rappresentativi dei valori della riduzione della capacità sismica in funzione dell’entità dei cedimenti fondali previsti per la struttura indagata.

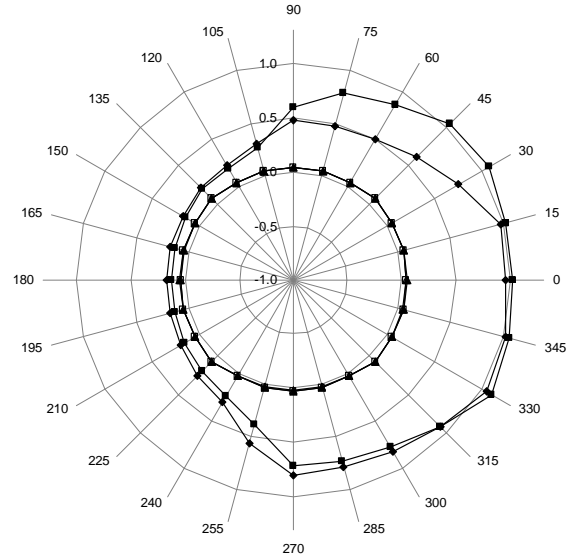
In particolare, nelle figure è riportata, sull’asse delle ordinate, la capacità “residua” della struttura in termini percentuali del tagliante alla base ovvero degli spostamenti del nodo di controllo nelle condizioni post e ante cedimenti:

$$V_b [\%] = 100 \cdot V_b^{(POST)} / V_b^{(ANTE)}$$

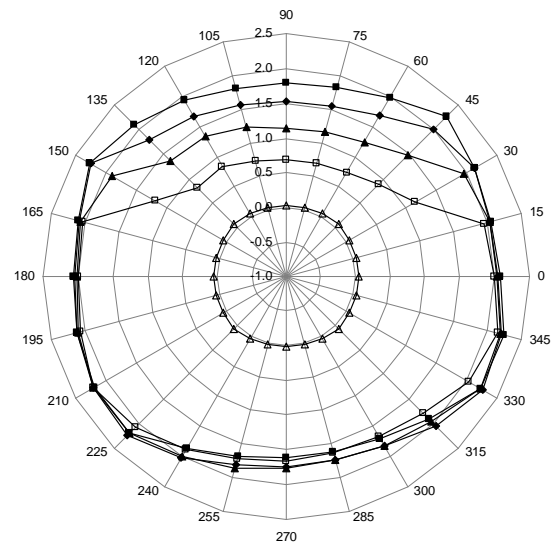
$$d_C [\%] = 100 \cdot D_C^{(POST)} / D_C^{(ANTE)}$$

L’analisi delle figure mostra che l’abbattimento delle capacità sismiche della struttura aumenta man mano che aumentano i cedimenti imposti. L’abbattimento non è proporzionale all’aumentare dei cedimenti ed è molto più marcato nei confronti dello Stato Limite di Operatività.

Tagliante  $V_b$  [ $10^3$  KN] - Distribuzione Triangolare - S.L. IO



Tagliante  $V_b$  [ $10^3$  KN] - Distribuzione Triangolare - S.L. LS



Tagliante  $V_b$  [ $10^3$  KN] - Distribuzione Triangolare - S.L. CP

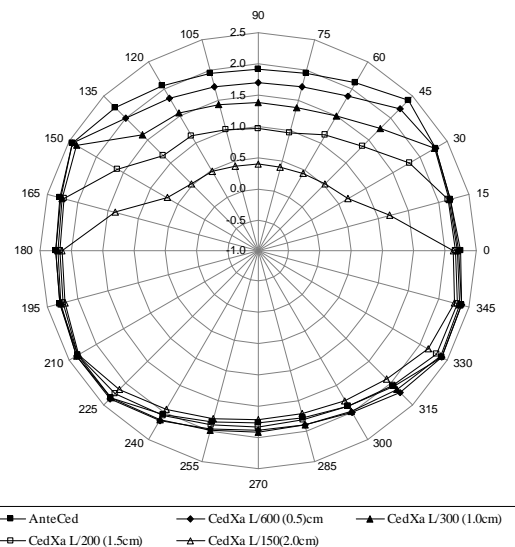
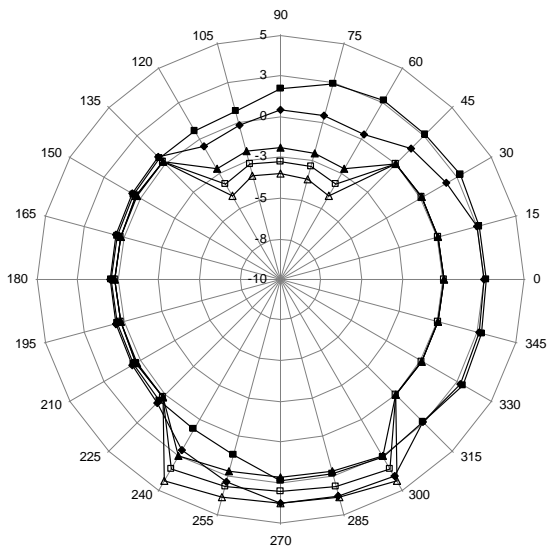
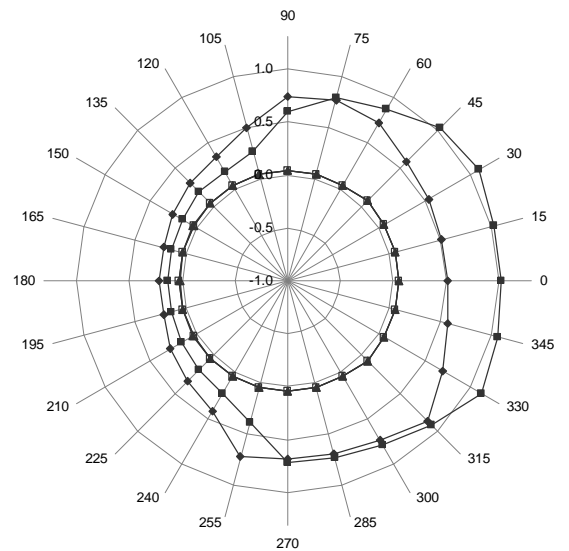


Figura 4.2 Evoluzione dei domini limite agli stati limite IO, LS e CP in termini di tagliante alla base  $V_b$  al variare dei cedimenti fondali per il telaio Xa

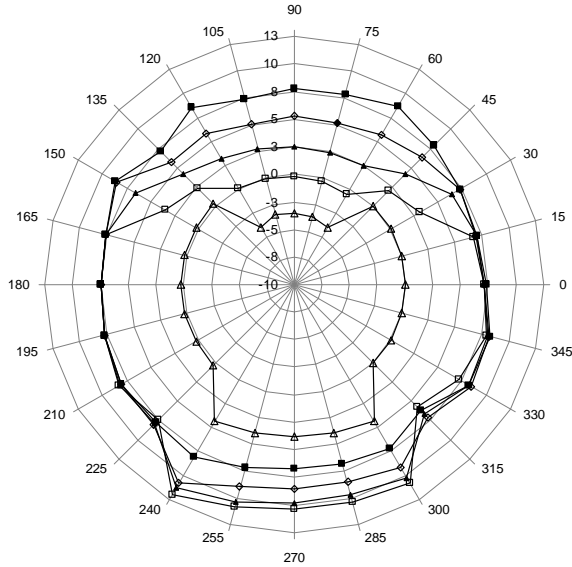
Spostamento  $U_\alpha$  [cm] - Distribuzione Triangolare - S.L. IO



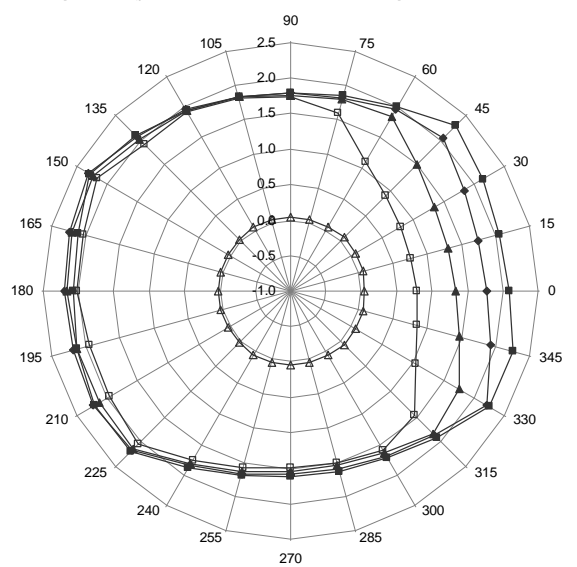
Tagliante  $V_b$  [ $10^3$ KN] - Distribuzione Triangolare - S.L. IO



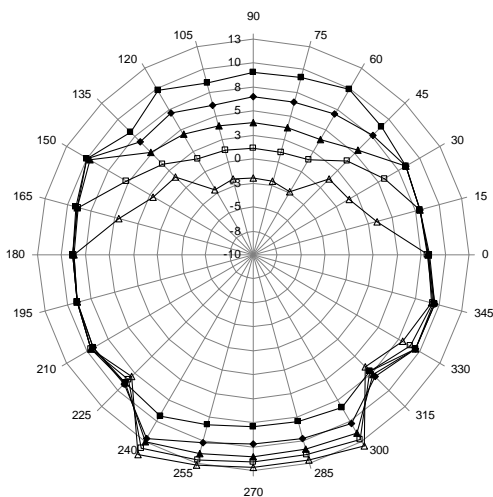
Spostamento  $U_\alpha$  [cm] - Distribuzione Triangolare - S.L. LS



Tagliante  $V_b$  [ $10^3$ KN] - Distribuzione Triangolare - S.L. LS



Spostamento  $U_\alpha$  [cm] - Distribuzione Triangolare - S.L. CP



Tagliante  $V_b$  [ $10^3$ KN] - Distribuzione Triangolare S.L. CP

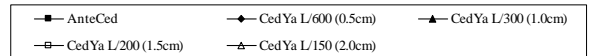
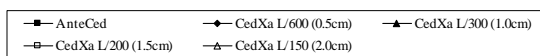
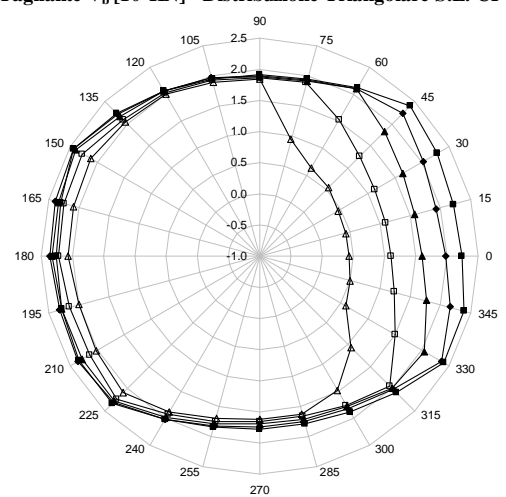
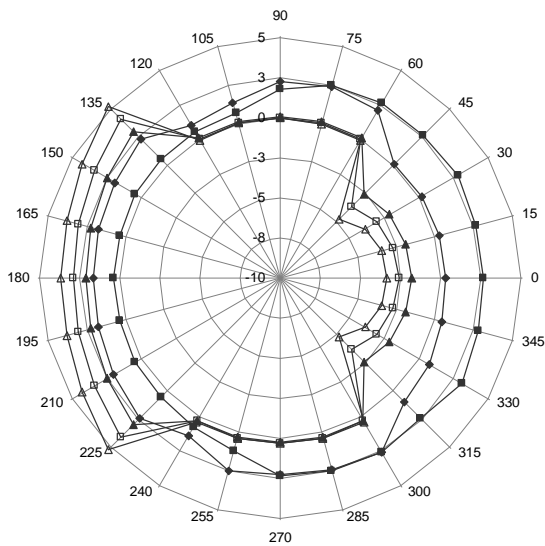


Figura 4.3 Evoluzione dei domini limite agli stati limite IO, LS e CP in termini di spostamento del nodo di controllo  $U_\alpha$  al variare dei cedimenti fondali per il telaio Xa

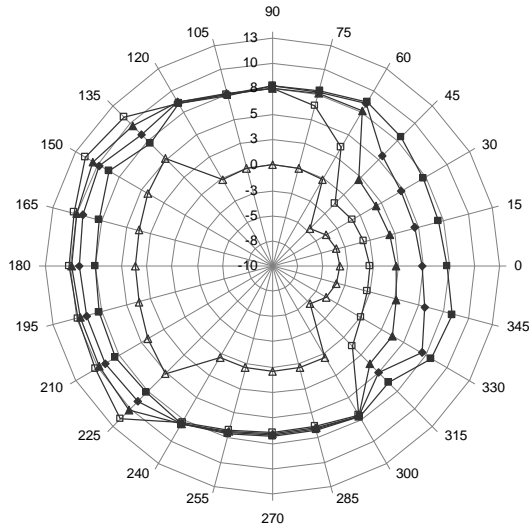
Figura 4.4 Evoluzione dei domini limite agli stati limite IO, LS e CP in termini di tagliante alla base  $V_b$  al variare dei cedimenti fondali per il telaio Ya



Spostamento  $U_{\alpha}$ [cm] - Distribuzione Triangolare - S.L. IO



Spostamento  $U_{\alpha}$ [cm] - Distribuzione Triangolare - S.L. LS



Spostamento  $U_{\alpha}$ [cm] - Distribuzione Triangolare - S.L. CP

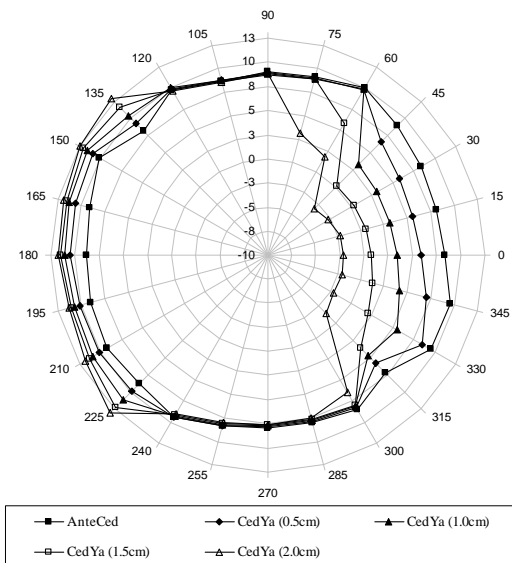


Figura 4.5 – Evoluzione dei domini limite agli stati limite IO, LS e CP in termini di spostamento del nodo di controllo  $U_{\alpha}$  al variare dei cedimenti fondali per il telaio Ya

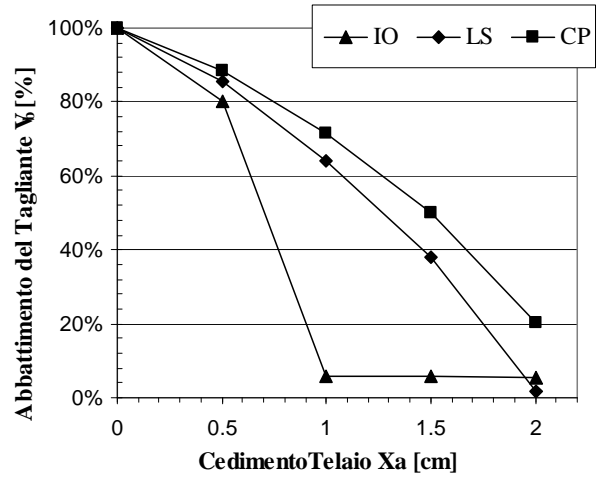


Figura 4.6 – Variazione della capacità sismica in termini di tagliante alla base per effetto di cedimenti imposti al telaio  $X_a$  nel caso di distribuzione di carico triangolare e nella direzione di spinta  $90^\circ$

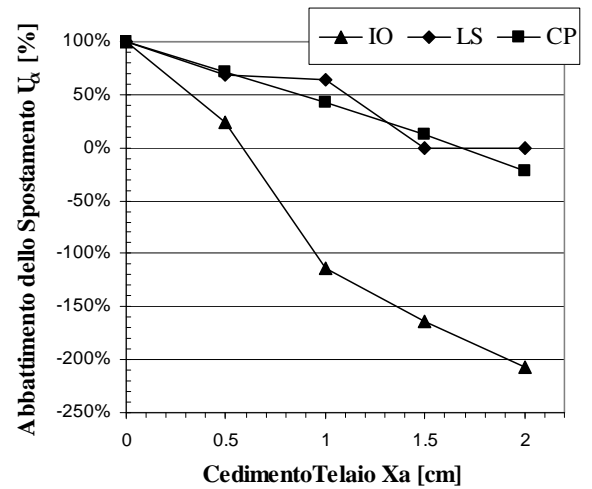


Figura 4.7 Variazione della capacità sismica in termini di spostamento del nodo di controllo per effetto di cedimenti imposti al telaio  $X_a$  nel caso di distribuzione di carico triangolare e nella direzione di spinta  $90^\circ$

## 5 CONCLUSIONI

Lo studio ha indagato l'effetto di eventuali cedimenti fondali sulla sicurezza statica e sismica di strutture intelaiate in c.a. esistenti. Ai fini dello studio sono stati costruiti domini di capacità in termini di tagliante alla base e di spostamento del nodo di controllo ottenuti per mezzo di analisi statiche non lineari al variare delle direzioni di spinta. Le analisi sono state condotte considerando una struttura campione, definita nell'ambito del progetto ReLuis e rappresentativa delle tipologie ricorrenti di strutture intelaiate in c.a. presenti sul nostro territorio.

I risultati ottenuti hanno evidenziato che la stima della capacità sismica di una struttura



esistente per mezzo di analisi statiche non lineari condotte nelle due direzioni principali non consente sempre di cogliere i livelli minimi di sicurezza. In particolare, lungo tali direzioni, è stata osservata una sovrastima delle capacità anche del 20%.

Le analisi, a cedimenti imposti, al variare del carico indotto da cedimenti fondali, hanno inoltre evidenziato quanto le capacità sismiche di una struttura siano inficiate da un cedimento pregresso. In particolare, per la struttura indagata, si osservano decadimenti della capacità sismica importanti anche per valori contenuti dei cedimenti. Per la struttura in esame, cedimenti pari a 1/150 della luce della campata di bordo, producono la sostanziale perdita di ogni resistenza sismica nei confronti degli stati limiti ultimi.

## 6 REFERENCES

- Albanesi, T., Nuti, C. 2007. Analisi statica non lineare (pushover), *Dipartimento di Strutture Roma Tre*.
- Bernardini, A., 2000. La vulnerabilità degli edifici: valutazione a scala nazionale della vulnerabilità sismica degli edifici ordinari, *CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma*, 175 pp. + CD-ROM allegato.
- ATC-40, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, vol 1, *Applied Technology Council*.
- Cestelli Guidi, M., 2002. Illustrazione di due edifici con struttura portante in cemento armato realizzati in Roma negli anni 50-60 *Memoria presentata al 22° Convegno Nazionale dell'AICAP - Bologna* Giugno.
- Cosenza, E., Magliulo, G., Maddaloni, G., 2004. L'Analisi Statica non Lineare (Pushover) delle Strutture in Cemento Armato Secondo la Nuova Norma Sismica Italiana, XV Congresso CTE, Bari, 4-6 novembre.
- CRESME, 2009. Rischio sismico e idrogeologico: rapporto sui settori scolastico ed ospedaliero italiano, *CRESME Roma*, ottobre.
- FEMA 356, 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, *Federal Emergency Management Agency*.
- Ferretti, A., Franchioni, G., Jurina, L., 2003. Valutazione degli effetti di scavi in falda sui cedimenti strutturali di edifici mediante utilizzo di tecniche satellitari SAR, *Crolli e affidabilità delle Strutture*. Napoli.
- Jardine, F.M., 2001. Response of buildings to excavation-induced ground movements, *Proceedings of the international conference held at Imperial College*, London, UK, on 17-18 July.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- Petti, L., Marino, I., Cuoco, L., 2008. Nuovi strumenti per lo studio della risposta sismica di strutture irregolari in pianta, *Ingegneria Sismica*, vol XXV, n°2.
- Pinho, R., Antoniou, S., 2005. A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames", *Proceedings of the Fourth European*

*Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece.

ReLUIIS - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, [www.reluis.unina.it](http://www.reluis.unina.it).

Scott, M.H., Fenves, G.L., 2006. Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 2, pp. 244-252.

SeismoSoft, 2005. SeismoStruct, A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, <http://www.seissoft.com>.

Zou, X. K., Chan, C. M., 2005. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, *Journal of Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 27, No. 8, July, 1289-1302.