

CAPITOLO 6 ANALISI DI UN EDIFICIO ESISTENTE

6.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

In questo capitolo si illustra sinteticamente l'applicazione dell'analisi statica non lineare proposta nelle Linee guida FEMA 273 e nell'ATC 40 ad un esempio di edificio esistente in c.a. progettato e realizzato alla fine degli anni 50 in un complesso ospedaliero situato in zona all'epoca non considerata sismica e successivamente classificata con $S = 9$.

L'edificio è costituito da 5 piani: i primi due con pianta rettangolare di dimensioni 17.15x9.60 m, gli ultimi tre di 9.95x9.60 m, con un arretramento della facciata. L'altezza di interpiano è costante e pari a 3.6 m.

La struttura portante è costituita da telai in c.a.; quattro sono disposti nel senso della dimensione maggiore e due parallelamente alla dimensione minore in corrispondenza della facciata. Questi ultimi, peraltro, sono localizzati entrambi da un lato del fabbricato, in particolare nell'ultimo e nel terzultimo allineamento a destra (telai di facciata) riportati nella figura 6.2.

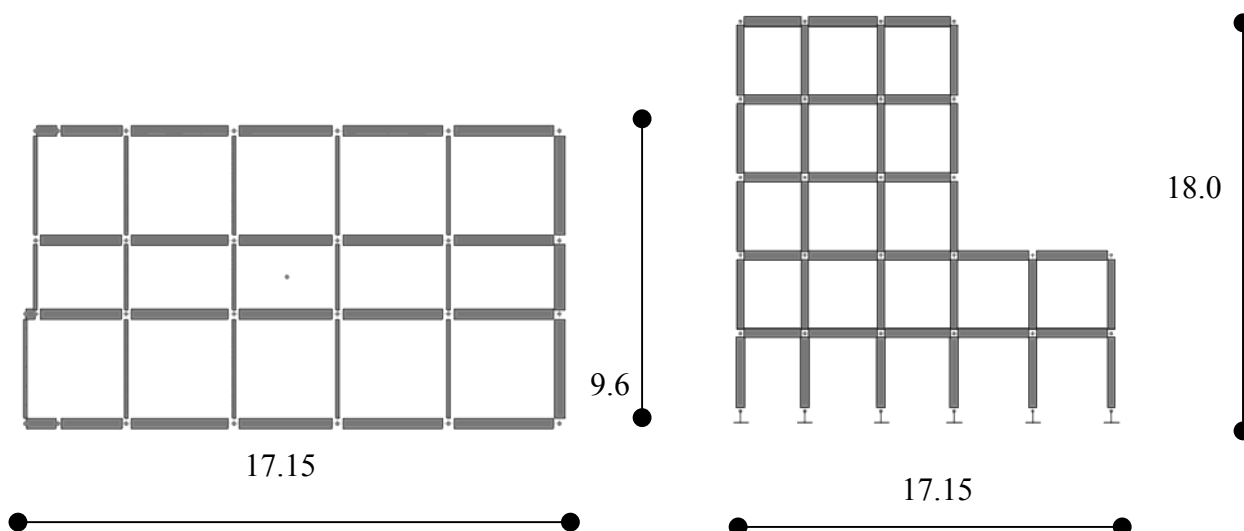


Fig.6.1 Pianta schematica a piano terra

Fig. 6.2 Sezione longitudinale schematica

L'edificio presenta dunque un sistema resistente carente nei confronti delle azioni sismiche orizzontali, in quanto in direzione trasversale l'unico telaio vero è fortemente eccentrico, mentre le altre colonne sono collegate dai soli travetti dei solai (fasce interne) o da un cordolo in c.a. in spessore di solaio in corrispondenza dell'altra facciata. La tipologia costruttiva con telai portanti prevalentemente orientati in una direzione era molto diffusa nelle zone non classificate sismiche: permetteva di ridurre i costi, di semplificare la realizzazione e di avere la massima libertà di organizzazione degli spazi interni, relegando le travi emergenti al

perimetro dell'edificio ed agli allineamenti coincidenti con i corridoi. Nel caso in esame, inoltre, l'edificio è privo di uno dei due telai trasversali estremi perché uno dei lati corti è prossimo ad un'altra struttura coeva con la quale c'è, a tutti i piani, un collegamento funzionale. Il progettista aveva quindi deciso di limitare le interferenze dovute alle travi emergenti realizzando in corrispondenza del giunto strutturale (circa 4 cm) solo cordoli a spessore.

Le analisi sono state condotte con un modello della struttura tridimensionale, nel quale le travi dei telai trasversali incompleti hanno proprietà meccaniche dei travetti o dei cordoli. Alla base è stato considerato il vincolo di incastro perfetto nelle fondazioni, tenendo conto che queste ultime sono su pali di grande diametro con travi di collegamento. Non si è tenuto conto del contributo alla resistenza ed alla rigidezza fornito dalle tamponature, realizzate con muratura di forati in laterizio a doppia cassa. In realtà in una zona con sismicità non elevata queste ultime possono fornire un contributo non trascurabile; tuttavia, nel caso in esame, esse sono state ritenute insufficienti a correggere le carenze di concezione della struttura sia per il consistente numero di piani, sia per la particolare funzione strategica dell'edificio. Lo schema di calcolo è riportato in figura 6.3.

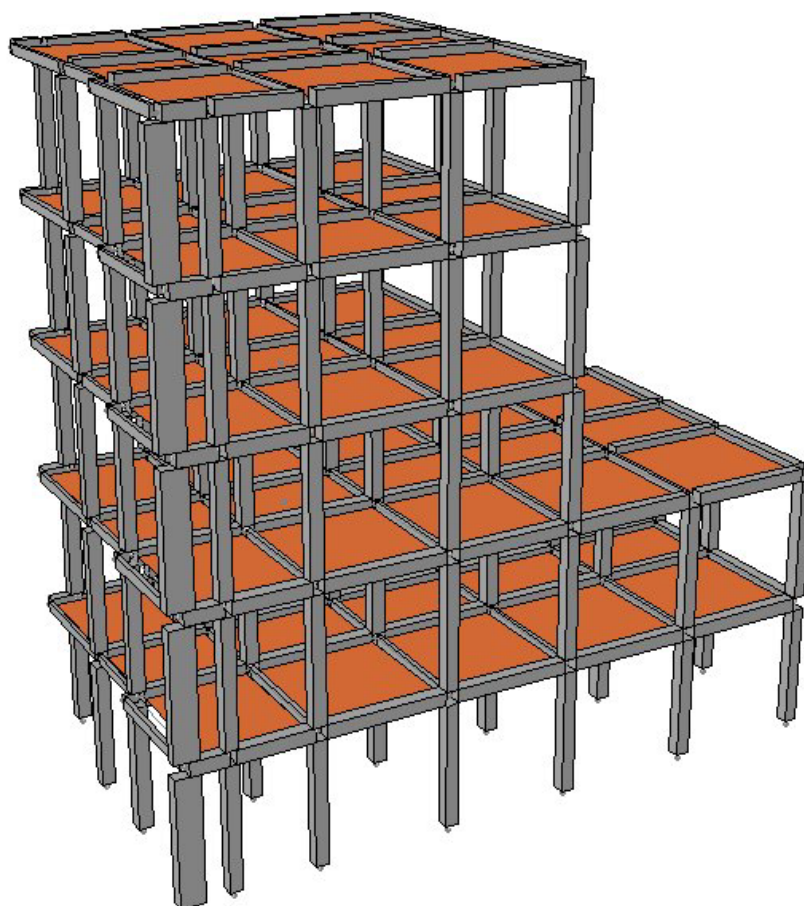


Fig.6.3 Schema del modello di calcolo

L'analisi condotta è di tipo statico non lineare (*pushover*) descritta nel precedente capitolo 4. A causa della irregolarità della struttura sarebbe stata più appropriata un'analisi dinamica. Tuttavia gli interventi previsti per correggerne il comportamento sono primariamente indirizzati a ridurre l'irregolarità; pertanto le valutazioni del grado di sicurezza raggiunto dopo gli interventi possono essere ritenute attendibili, mentre possono essere ritenute un pò meno affidabili quelle riguardanti il grado di sicurezza attuale.

Le analisi di spinta sono state condotte sia in direzione trasversale che longitudinale, con una distribuzione di forze proporzionale rispettivamente al 1° e al 2° modo di vibrazione della struttura elastica.

I componenti strutturali sono stati modellati con elementi *frame* il cui comportamento in campo non lineare è stato concentrato nelle cerniere di estremità, descritte dai modelli previsti dalle FEMA 273. Si è tenuto conto della plasticizzazione per presso-flessione e per taglio nelle colonne, mentre è stata trascurata la verifica dei nodi.

L'azione sismica considerata è descritta da uno spettro elastico coerente con quello determinato dalle analisi di pericolosità sismica del sito, tenendo conto degli effetti di amplificazione locale nel campo di periodi di interesse.

L'obiettivo di progetto è stato limitato al non collasso della struttura per un sisma avente probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Poiché l'analisi dello stato di fatto ha mostrato che tale obiettivo non è garantito dalla struttura attuale sono stati studiati interventi correttivi che ne consentissero il raggiungimento. Prima di tutto si è puntato a regolarizzare il comportamento per sisma trasversale, poi sono state via via modificate le caratteristiche di resistenza e duttilità delle colonne. Dopo ogni modifica è stata ripetuta l'analisi di spinta identificando i componenti critici per la sicurezza, sui quali era ancora necessario intervenire.

Lo studio ha voluto essenzialmente illustrare le potenzialità del metodo di analisi, mentre non sono stati sviluppati in dettaglio gli interventi e lo studio dei dettagli costruttivi.

Il programma di calcolo utilizzato è SAP2000, versione non lineare, nel quale è stata implementata in gran parte la procedura di analisi di spinta descritta nell'ATC40.

6.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CARICHI DI PROGETTO

Le caratteristiche dei materiali e dei carichi sono desunte dal progetto originale dell'edificio. Si è ritenuto perciò opportuno utilizzare, in qualche caso, le vecchie unità di misura del sistema tecnico.

Tab.6.1 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	$f_c = 0.83 R_{ck} = 16.6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{amm} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 270 \text{ N/mm}^2$
Secondo le prescrizioni dell'EC2: $f_{ctm} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} = 1.95 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 1.1 \cdot 9.500 \cdot (f_c + 8)^{1/3} = 30392 \text{ N/mm}^2$ Secondo le prescrizioni dell'ATC40: per le travi: $E_c^* = 0.5E_c = 15196 \text{ N/mm}^2$ per il pilastri: $E_c^* = 0.7E_c = 21274.4 \text{ N/mm}^2$ $G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} = 0.4E_c \text{ quindi } \nu = 0.25$		Il valore assegnato a f_y è quello medio per il materiale, dedotto considerando le minime tensioni di snervamento ($> 230 \text{ N/mm}^2$) e le tensioni di rottura previste per l'acciaio 42-50 dalle norme vigenti negli anni '60 (N.T.1939). Nel calcolo di f_y si è tenuto conto che l'acciaio utilizzato per l'edificio presenta caratteristiche intermedie a quelle di un Feb22k e quelle di un Feb32k.	

Il calcestruzzo ha resistenza caratteristica cubica di 20 N/mm^2 , mentre l'acciaio, di tipo liscio, è un AQ 42-50. Si tratta di materiali molto diffusi fino a tutti gli anni 60.

Tab.6.2 Calcolo dei carichi lineari da applicare al modello

Travi	Carichi lineari al 1°-2°-3°-4° piano		Carichi lineari al 5° piano	
	Permanente (KN/m)	Accidentale (KN/m)	Permanente (KN/m)	Accidentale (KN/m)
Travi di bordo in direzione x	$G_{s+t} \cdot l_{ext} \approx 6.67$	$s \cdot Q_k \cdot l_{ext} \approx 1.63$	$G_s \cdot l_{ext} \approx 5.02$	$s \cdot Q_k \cdot l_{ext} \approx 1.63$
Travi interne in direzione x	$G_{s+t} \cdot l_{int} \approx 10.77$	$s \cdot Q_k \cdot l_{int} \approx 2.63$	$G_s \cdot l_{int} \approx 8.11$	$s \cdot Q_k \cdot l_{int} \approx 2.63$
Travi perimetrali	$G_{tam1} \cdot h_1 \cdot s_1 \approx 10.76$	-	$G_{tam2} \cdot h_2 \cdot s_2 \approx 3.68$	-

Dove:

$G_{s+t} = 405 \text{ kg/m}^2$: permanente solaio G_s (305 kg/m^2) + permanente tramezzi G_t (100 kg/m^2);

$Q_k = 300 \text{ kg/m}^2$ sovraccarico accidentale;

$l_{ext} = 3.36/2 = 1.68 \text{ m}$, lunghezza d'influenza del permanente del solaio sulle travi esterne;

$l_{int} = (2.06 + 3.36)/2 = 2.71 \text{ m}$, lunghezza d'influenza del permanente del solaio sulle travi interne;

$G_{tam1} = 1490 \text{ kg/m}^3$ peso specifico tamponature nei piani 1-2-3-4;

$G_{tam2} = \text{kg/m}^3$ peso specifico tamponature nel piano 5;

$h_1 = 3.2 \text{ m}$ altezza della tamponatura ai piani 1-2-3-4;

$h_2 = 1 \text{ m}$ altezza della tamponatura al piano 5;

$s_1 = 0.23 \text{ m}$ spessore tamponatura ai piani 1-2-3-4;

$s_2 = 0.25 \text{ m}$ spessore tamponatura al piano 5;

$s = 0.33$ coefficiente di riduzione dell'accidentale

Le analisi sono state condotte considerando carichi verticali e sismici congruenti fra loro: in particolare l'aliquota di accidentali è in entrambi i casi pari a 0.33. A questo riguardo occorre precisare che essa è stata ridotta rispetto al valore 0.5 che occorrerebbe utilizzare per edifici ospedalieri, aventi un elevato grado di occupazione, sulla base della ricognizione dello stato effettivo dei luoghi.

6.3 CALCOLO DELLE MASSE PER L'ANALISI DINAMICA

Tab.6.3 Masse di piano dovute ai permanenti

Piano	Calcolo peso solaio	Peso (KN)	Massa (t)	Calcolo peso tamponature	Peso (KN)	Massa (t)
1	$G_{s+t} \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}$	590.4	60.19	$P_{tam1} \cdot (2l_{eff} + b_{eff} + b')$	476.6	48.59
2	$G_{s+t} \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}$	590.4	60.19	$\frac{P_{tam1}}{2} \cdot (2l_{eff} + b_{eff} + b')^*$	238.3	24.29
				$\frac{P_{tam1}}{2} \cdot (2l_{eff}^i + b_{eff} + b')^{**}$	168.1	17.14
3	$G_{s+t} \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}^i$	345.0	35.17	$P_{tam1} \cdot (2l_{eff}^i + b_{eff} + b')$	336.3	34.28
4	$G_{s+t} \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}^i$	345.0	35.17	$P_{tam1} \cdot (2l_{eff}^i + b_{eff} + b')$	336.3	34.28
5	$G_s \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}^i$	259.8	26.48	$\frac{P_{tam1}}{2} \cdot (2l_{eff}^i + b_{eff} + b') + P_{tam2} \cdot (2l_{tot}^i + b_{tot})$	279.2	28.46

Dove:

b' = 5.15 m sviluppo tamponature lungo il lato minore dell'edificio

b_{eff} = 8.58 m dimensione minore in pianta dell'edificio a meno dello spessore dei pilastri

b_{tot} = 9.94 m dimensione minore in pianta dell'edificio complessiva

l_{eff} = 15.28 m dimensione maggiore in pianta dell'edificio a meno dello spessore dei pilastri

l_{tot} = 17.32 m dimensione maggiore in pianta dell'edificio complessiva

l_{eff}^i = 8.76 m dimensione maggiore in pianta dei piani 3-4-5 a meno dello spessore dei pilastri

l_{tot}^i = 10.12 m dimensione maggiore in pianta dei piani 3-4-5 complessiva

P_{tam1} = carico lineare dovuto alle tamponature dei piani 1-2-3-4

P_{tam2} = carico lineare dovuto alle tamponature del piano 5

Nota: *indica la quota di peso dovuto alle tamponature del 2°livello, ** la quota del 3°

Tab.6.4 Masse di piano dovute agli accidentali

Piano	Calcolo quota accidentale	Peso (KN)	Massa (t)
1-2	$s \cdot Q_k \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}$	144.3	14.71
3-4-5	$s \cdot Q_k \cdot b_{eff} \cdot l_{tot}^i$	84.3	8.60

Tab.6.5 Baricentri delle masse

Piani	Calcolo x	x_g (m)	Calcolo y	y_g (m)	Nodo Sap2000
1-2*	$x_g = \frac{l_{tot}}{2}$	8.32	$y_g = \frac{b_{tot}}{2} - 0.17$	4.8	1-2A
2*-3-4-5	$x_g = \frac{l_{tot}^i}{2}$	4.72	$y_g = \frac{b_{tot}}{2} - 0.17$	4.8	2B-3-4-5

Nota : 2* sta ad indicare che nel 2° piano i contributi di massa dovuti ai permanenti delle tamponature (quota parte del 2° livello e quota parte del 3° livello) fanno riferimento ai due diversi baricentri calcolati.

Tab.6.6 Masse totali di piano

Piano	Solaio (t)	Tamponature (t)	Accidentale (t)	TOTALE (t)
1	60.19	48.59	14.71	123.49
2	60.19	41.43	14.71	116.33
3	35.17	34.28	8.60	78.05
4	35.17	34.28	8.60	78.05
5	26.48	28.46	8.60	63.54

6.4 SEZIONI E ARMATURE DEI COMPONENTI STRUTTURALI

Tab.6.7 Parametri di modellazione delle travi

Piano	trave	Sezione (cm ²)	Armatura Sx	Armatura Dx	Aree ferri (mm ²)	Aree ferri (mm ²)	Elemento Sap2000
1/2	30-31/47-46	34x35	4φ18+2φ10 3φ18+2φ12	4φ18+2φ10 3φ18+2φ12	1175 990	1175 990	TRAVE1
1/2	31-32/46-45	34x35	4φ18+2φ10 3φ18+2φ12	3φ18+2φ10 3φ18+2φ12	1175 990	920 990	TRAVE2
1/2	35-34/34-33 41-40/40-39	34x45	4φ16+2φ10 2φ12	4φ16+2φ10 2φ12	961 226	961 226	TRAVE3
1/2	32-33	34x35	2φ16+2φ10 1φ16+2φ12	2φ16+2φ10 2φ12	559 427	559 226	TRAVE4
1/2	33-39	34x35	2φ16+2φ10 2φ12+1φ10	2φ16+2φ10 2φ12+1φ10	559 305	559 305	TRAVE5
1/2 2/3/4/5	39-45 35-41	34x35	2φ16+2φ10 2φ12+1φ10	2φ16+2φ10 1φ16+2φ12	559 305	559 427	TRAVE6
1/2/3/4	51-50	34x35	2φ18+2φ10 2φ12	2φ18+2φ10 1φ18+2φ12	666 226	666 481	TRAVE7
1/2/3/4	27-27A	34x35	2φ18+2φ10 2φ12	2φ18+2φ10 2φ12	666 226	666 226	TRAVE17
1/2/3/4	50-49/27-28	34x35	2φ18+2φ10 1φ18+2φ12	5φ18+2φ10 3φ18+2φ12	666 481	1429 990	TRAVE8
1/2/3/4	49-48/28-29	34x35	5φ18+2φ10 3φ18+2φ12	4φ18+2φ10 3φ18+2φ12	1429 990	1175 990	TRAVE9
1/2/3/4	48-47/29-30	34x35	4φ18+2φ10 3φ18+2φ12	4φ18+2φ10 3φ18+2φ12	1175 990	1175 990	TRAVE1
1/2/3 4/5	38-37/44-33	34x45	3φ16+2φ10 1φ16+2φ12	4φ16+2φ10 2φ12	760 427	961 226	TRAVE10
1/2/3 4/5	37-36/43-42	34x45	4φ16+2φ10 2φ12	5φ16+2φ10 2φ12	961 226	1162 226	TRAVE11
1/2/3 4/5	36-35/42-41	34x45	5φ16+2φ10 2φ12	4φ16+2φ10 1φ16+2φ12	1162 226	961 427	TRAVE12
2/3/4/5	30-35	34x35	2φ16+2φ10 1φ16+2φ12	2φ16+2φ10 2φ12	559 427	559 226	TRAVE4
2/3/4/5	41-47	34x35	2φ16+2φ10 2φ12+1φ10	2φ16+2φ10 1φ16+2φ12	559 305	559 427	TRAVE6
5	51-50	34x35	2φ16+2φ10 2φ12	2φ16+2φ10 1φ16+2φ12	559 226	559 427	TRAVE13
5	27-27A	34x35	2φ16+2φ10 2φ12	2φ16+2φ10 2φ12	559 226	559 226	TRAVE18
5	50-49/27-28	34x35	2φ16+2φ10 1φ16+2φ12	5φ16+2φ10 3φ16+2φ12	559 427	1162 427	TRAVE14
5	49-48/28-29	34x35	5φ16+2φ10 3φ16+2φ12	4φ16+2φ10 3φ16+2φ12	1162 829	1162 829	TRAVE15
5	48-47/29-30	34x35	4φ16+2φ10 3φ16+2φ12	3φ16+2φ10 3φ16+2φ12	961 829	760 829	TRAVE16

Tab.6.8 Parametri di modellazione dei pilastri

Livello	Pilastri	Sezione (cm ²)	Armatura	Area di una barra (mm ²)	Elemento Sap2000
1	27-28-29-30-47-48-49-50	34x34	4φ18	254	PIL1
	31-32-33-39-45-46	34x34	4φ16	201	PIL2
	34-40	34x40	4φ14	154	PIL3
	41-42-43-44-35-36-37-38	34x40	4φ18	254	PIL4
	51	64x34	4φ16	201	PIL5
2	51	64x34	4φ16	201	PIL5
	altri	34x34	4φ16	201	PIL2
3	51	64x34	4φ16	201	PIL5
	38-44	34x34	4φ16	201	PIL2
	altri	34x34	4φ14	154	PIL6
4	51	64x34	4φ14	154	PIL7
	38-44	34x34	4φ16	201	PIL2
	altri	34x34	4φ14	154	PIL6
5	51	64x34	4φ12	113	PIL8
	38-44	34x34	4φ14	154	PIL6
	altri	34x34	4φ12	113	PIL9

6.4.1 Rappresentazioni grafiche del modello di calcolo

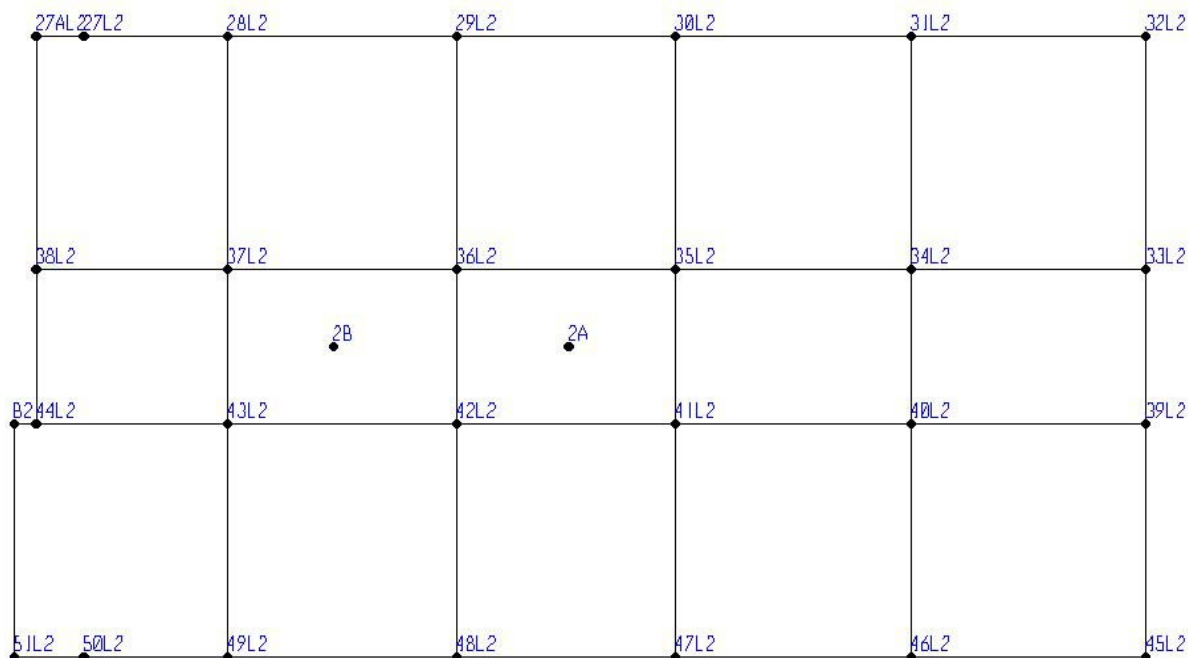


Fig.6.4 Numerazione dei nodi trave-pilastro del 2° piano

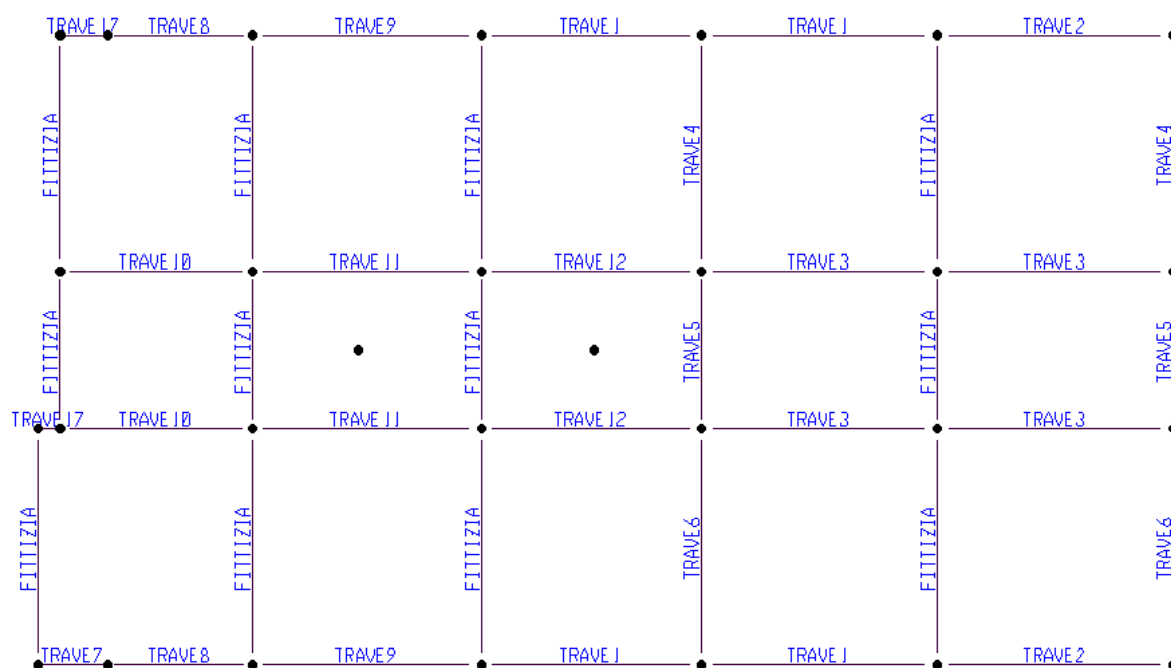


Fig.6.5 Travi del 1° livello

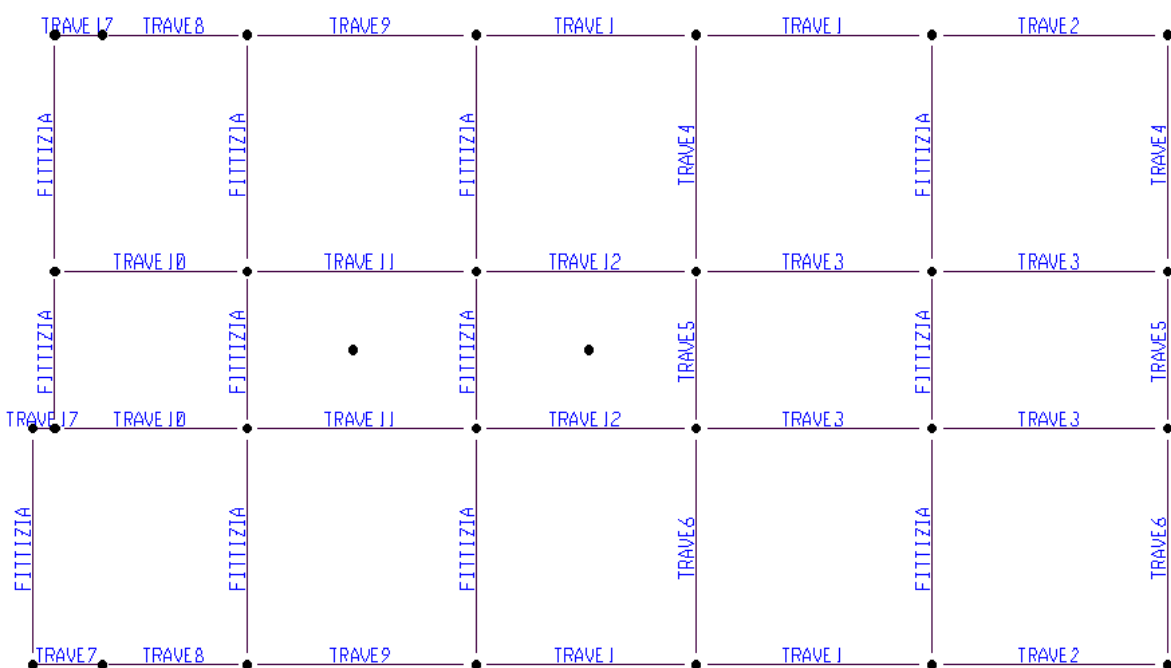


Fig.6.6 Travi del 2° livello

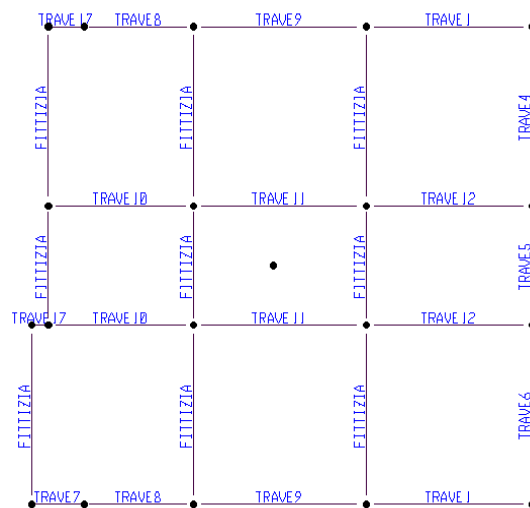


Fig.6.7 Travi del 3°livello

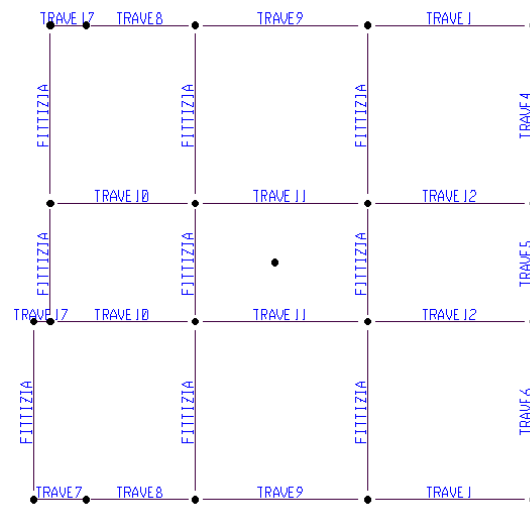


Fig.6.8 Travi del 4°livello

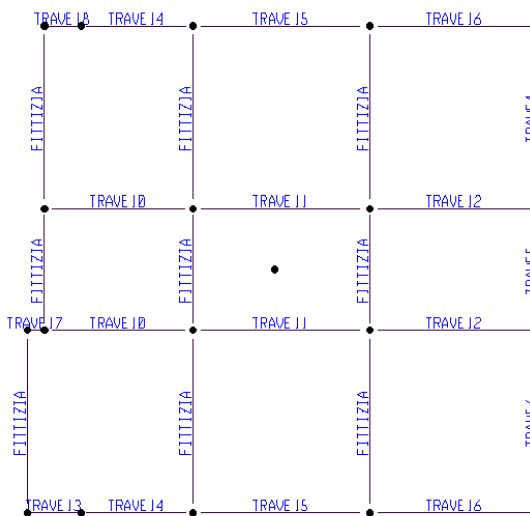


Fig.6.9 Travi del 5°livello

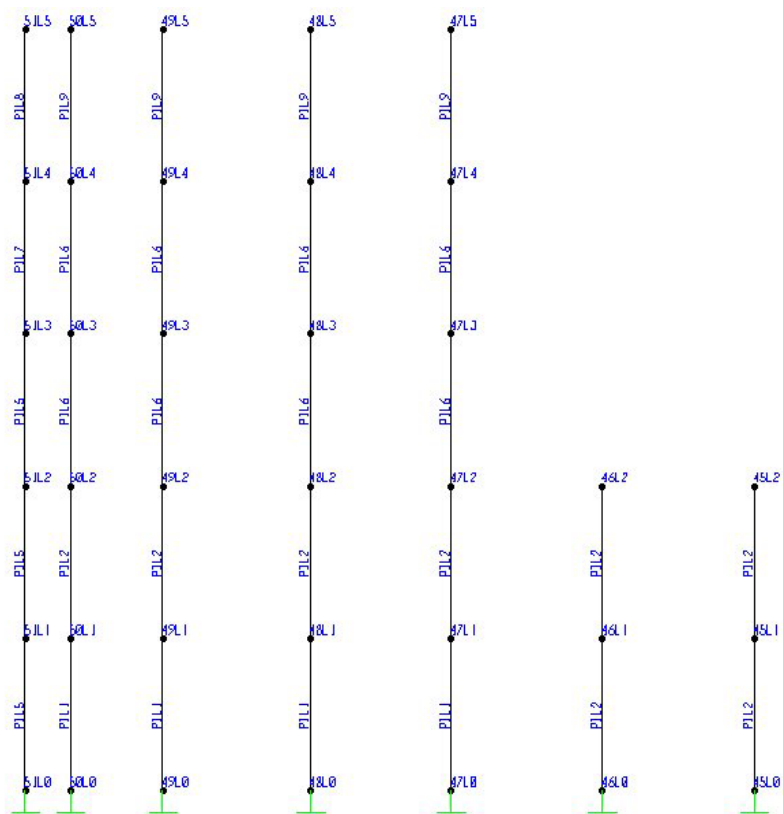


Fig.6.10 Pilastri del telaio ad $x = 0$

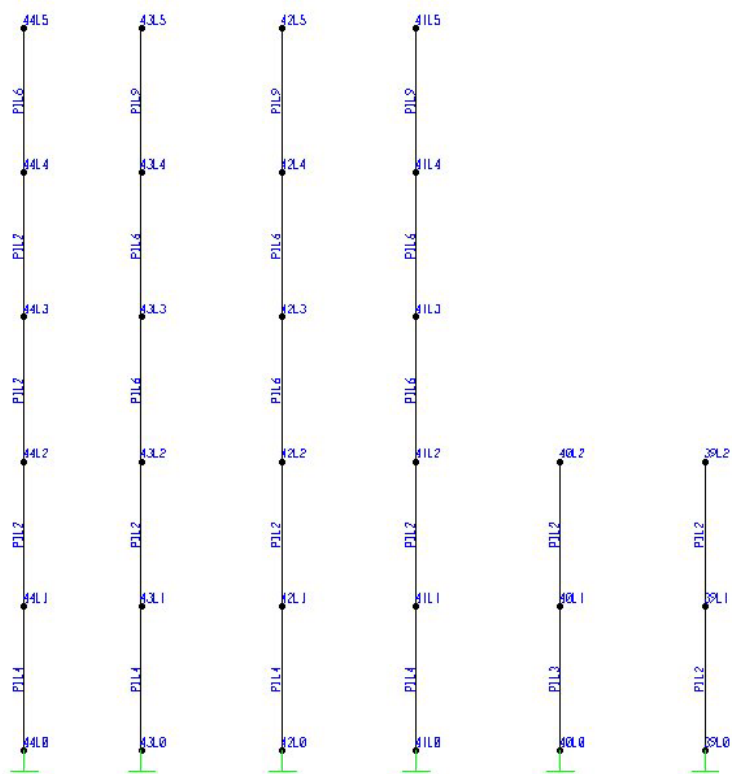


Fig.6.11 Pilastri del telaio ad $x = 3.6$

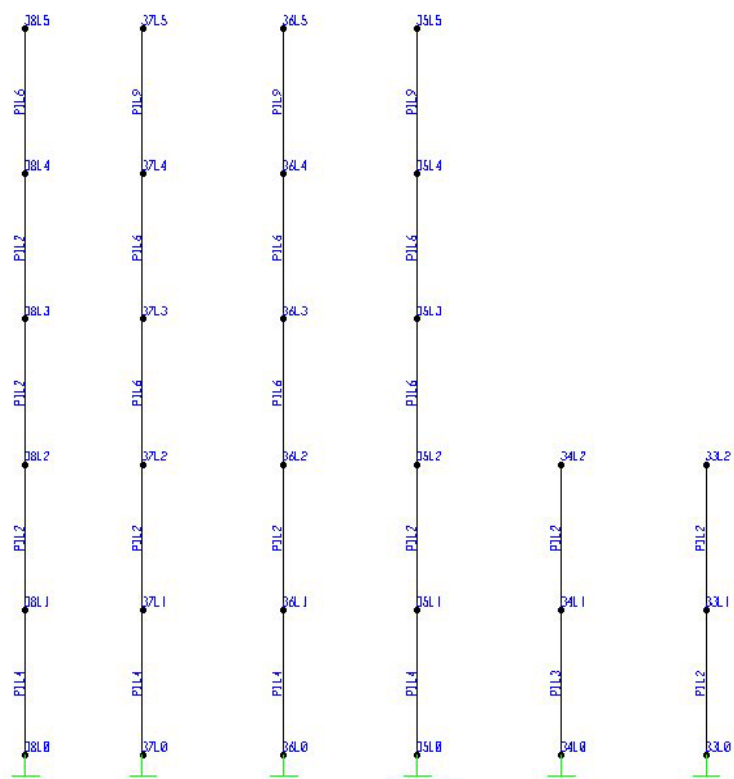


Fig.6.12 Pilastrì del telaio ad $x = 7$

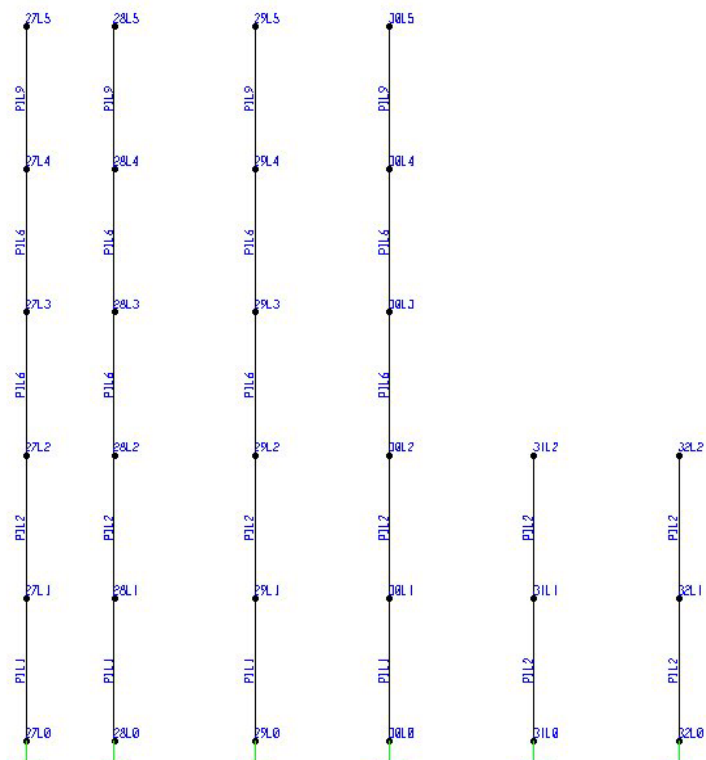


Fig.6.13 Pilastrì del telaio ad $x = 10.6$

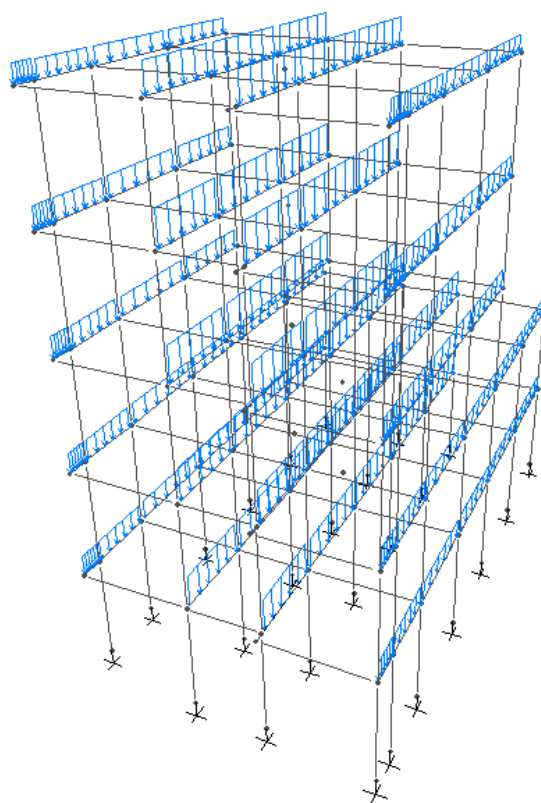


Fig.6.14 Rappresentazione dei carichi permanenti e accidentali dei solai (SOLAI-ACC)

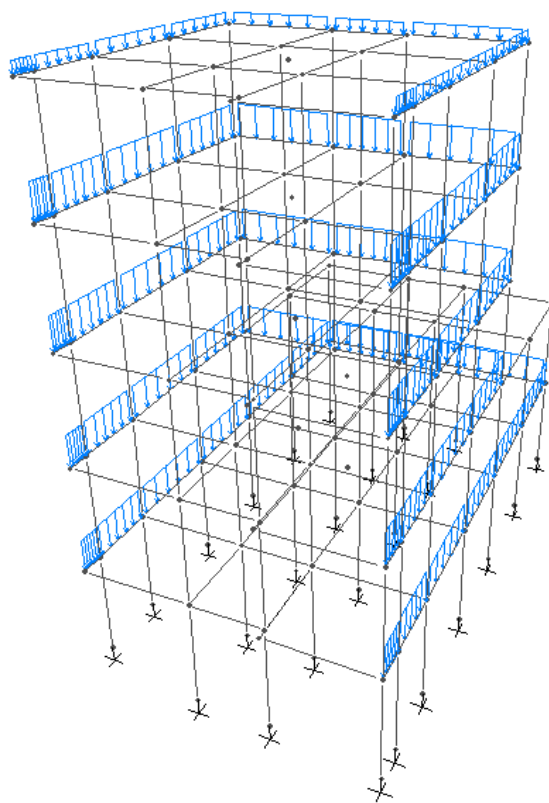


Fig. 6.15 Rappresentazione dei carichi relativi alle tamponature (TAMP)

6.5 LEGAMI COSTITUTIVI

I componenti strutturali sono stati considerati controllati dalla deformazione, quindi dotati di una duttilità tale da consentire loro di continuare a sopportare i carichi di gravità anche una volta superato il limite elastico. Il modello generale di comportamento per questi elementi è quello schematizzato nella figura seguente:

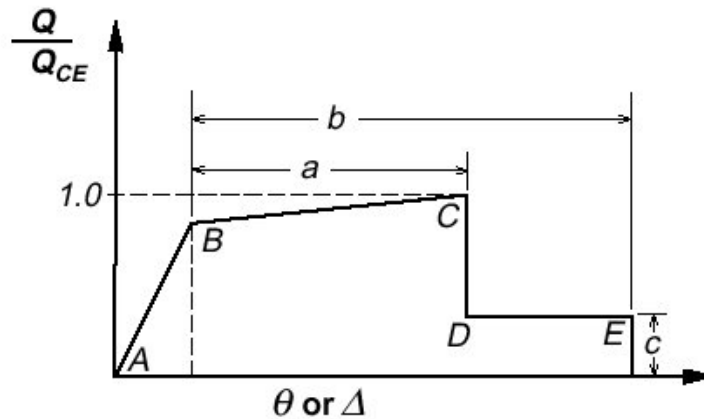


Fig.6.16 Legame costitutivo di riferimento

La quantità a rappresenta la rotazione della cerniera plastica che si sviluppa all'estremità del componente dal superamento dello snervamento (B) e per tutta la fase di incrudimento (B-C). La quantità b rappresenta la rotazione plastica a rottura (E), considerando anche la deformazione che si sviluppa dopo la degradazione della resistenza del componente (D-E).

La quantità c indica il rapporto tra la resistenza residua e quella iniziale del componente.

Le FEMA 273 forniscono i valori dei parametri a , b e c in funzione delle seguenti quantità:

- $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$, dove ρ e ρ' rappresentano i rapporti geometrici di armatura tesa e compressa nella sezione; ρ_{bal} indica il rapporto geometrico di armatura in zona tesa che realizza una rottura bilanciata ($\epsilon_{cu}=0.003$ e $\epsilon_{su}=0.01$) ed è calcolato mediante le seguenti relazioni:

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot 0.85 \cdot b_w \cdot x$$

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}} \cdot d$$

Poiché secondo le norme ACI 318-99 $\epsilon_{cu} = 0.003$ e $\epsilon_{su} = 0.01$, si ottiene l'equazione che permette di calcolare ρ_{bal} :

$$\rho_{bal} = 0.1667 \cdot \frac{f_c'}{f_y}$$

- $\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}}$, dove V indica il taglio di progetto del componente. Tale quantità viene calcolata considerando la somma del taglio dovuto ai carichi di gravità e di quello massimo equilibrato con i momenti resistenti che sono in grado di offrire le cerniere plastiche, dunque:

$$V = \frac{M_u^{sx} + M_u^{dx}}{L} \pm \frac{p \cdot L}{2}$$

- Conformità dell'armatura trasversale. Sono dichiarata conformi le staffe chiuse con passo $< d/3$ e che assorbono uno sforzo di taglio superiore ai 3/4 di quello di progetto. Nell'analisi dello stato di fatto sono state considerate tutte le staffe non conformi, per la mancanza di tali requisiti.

Nella seguente tabella si riportano le rotazioni (in radianti) relative alla modellazione e alla verifica delle cerniere plastiche dei componenti strutturali con staffe non conformi.

Tab.6.9 Parametri di modellazione e verifica delle cerniere plastiche delle travi

Parametri di riferimento		Parametri di modellazione			Parametri di verifica				
					Tipo di componente				
					Primario		Secondario		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}}$	a	b	c	Livelli di prestazione				
					IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.0	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01

Nota: per valori intermedi a quelli specificati sono consentite interpolazioni lineari

Tab.6.10 Parametri di modellazione e verifica delle cerniere plastiche dei pilastri

Parametri di riferimento		Parametri di modellazione			Parametri di verifica				
					Tipo di componente				
					Primario		Secondario		
					Livelli di prestazione				
$\frac{P}{A_g \cdot f_c'}$	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'}}$	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.1	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	≥ 6	0.005	0.005	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	≤ 3	0.005	0.005	-	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	≥ 6	0.0	0.0	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota: per valori intermedi a quelli specificati sono consentite interpolazioni lineari

A seguito delle prime analisi effettuate sono state assegnate alle colonne le seguenti rotazioni plastiche: $a = 0.0035$, $b = 0.005$. I valori limite di verifica per i differenti stati limite sono dunque: IO = 0.0035, LS = 0.005, CP = 0.005.

Per le travi invece sono state eseguite delle singole analisi (par.6.5) che hanno permesso di stabilire in maniera più dettagliata le precedenti grandezze.

Per maggiore completezza si riportano in seguito le tabelle fornite dalle FEMA 273 per la modellazione delle cerniere plastiche delle travi (fig.6.17) e dei pilastri (fig.6.18).

Table 6-6 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
						Performance Level				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. Under the heading "Transverse Reinforcement," "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic region, closed stirrups are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Fig.6.17

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
						Performance Level				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
I. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	–	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	–	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
II. Columns controlled by shear ^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
Other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
III. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	1	1	1	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	1	1	1	0.005	0.01
IV. Columns with axial loads exceeding 0.70P _o ^{1,3}										
Conforming reinforcement over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.001	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. Under the heading "Transverse Reinforcement," "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming details, respectively. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, closed hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the stirrups (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, hoops must not be lap spliced in the cover concrete, and hoops must have hooks embedded in the core or other details to ensure that hoops will be adequately anchored following spalling of cover concrete.
4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.

Fig.6.18

6.6 VERIFICA DEI PARAMETRI DI MODELLAZIONE

Sono stati controllati i valori dei momenti di snervamento delle travi che il programma di calcolo Sap2000 determina sulla base delle norme ACI 318-99. Lo schema seguente illustra la situazione di riferimento di una sezione.

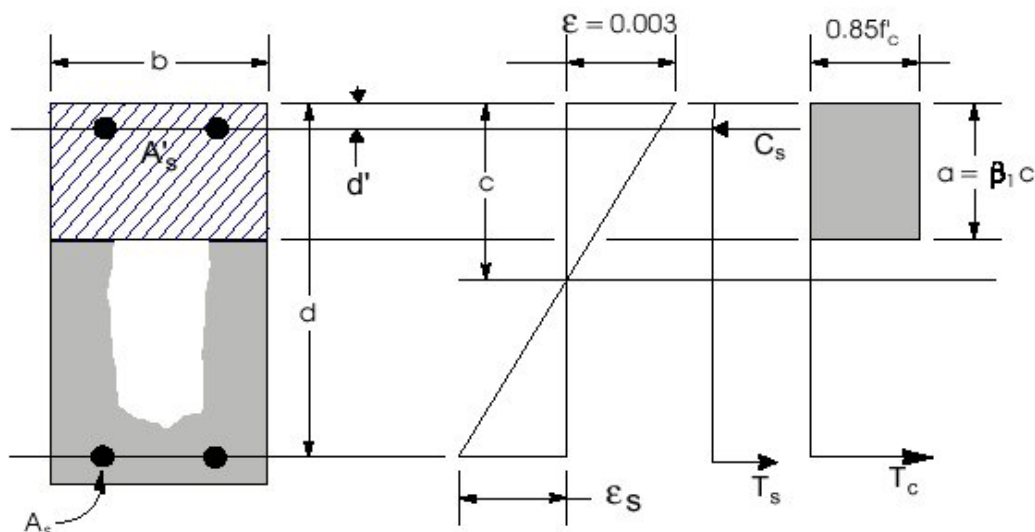


Fig.6.19 Diagrammi di deformazione e tensione di una sezione in cemento armato

La profondità dello *stress block*, ossia della parte di sezione in cui si considera lo sviluppo di tensioni di compressione uniformi è data dalla seguente relazione:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot |M_u|}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi \cdot b}}$$

Si è fatto riferimento ad un valore unitario di ϕ (fattore di riduzione della resistenza).

Il momento di snervamento relativo ad una sezione semplicemente armata è pari a:

$$M_u = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Dalle precedenti relazioni è possibile ricavare l'equazione finale del momento:

$$M_u = \frac{A_s^2 \cdot f_y^2}{4} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{A_s \cdot f_y} - \frac{2}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Per quanto riguarda i pilastri si fa riferimento al dominio di interazione fornito dalle stesse norme ACI 318-99, calcolato in automatico dal programma Sap2000. Nei seguenti tabulati si riporta un esempio di determinazione dei parametri della cerniera a partire dalle caratteristiche dei materiali e dalle sollecitazioni, nonché la tabella riassuntiva dei parametri adottati per le

travi del modello di calcolo. Le grandezze calcolate fanno riferimento alla trave 13 del 5° livello, di dimensioni 34x35, lunghezza pari a 2.2 m. e armata come già specificato in tab.6.7.

Tab.6.11 Analisi dei carichi

Carico peso proprio.....	2.92	KN/m
Carico tamponature.....	3.68	KN/m
Carico permanente.....	5.02	KN/m
Carico accidentale.....	1.63	KN/m
Carico totale p.....	13.51	KN/m

Tab.6.12 Grandezze per il calcolo di V

Momento di snervamento M_u^{sx-}	45.92	KNm
Momento di snervamento M_u^{sx+}	19.14	KNm
Momento di snervamento M_u^{dx-}	45.92	KNm
Momento di snervamento M_u^{dx+}	35.51	KNm
Contributo statico $pl/2$	14.57	KNm

Tab.6.13 Quantità di riferimento per il calcolo delle rotazioni plastiche

Trave 14 L=2.2 m.	ρ	ρ'	ρ_{bal}	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	V	V (KN)	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}$
Sezione sinistra sottoposta a momento negativo	0.0051	0.0039	0.0102	0.118	$\frac{M_u^{sx-} + M_u^{dx+}}{L} + \frac{p \cdot L}{2}$	51.59	1.401
Sezione sinistra sottoposta a momento positivo	0.0039	0.0051	0.0102	-0.118	$\frac{M_u^{sx+} + M_u^{dx-}}{L} + \frac{p \cdot L}{2}$	42.54	1.156
Sezione destra sottoposta a momento negativo	0.0107	0.0039	0.0102	0.659	$\frac{M_u^{dx-} + M_u^{sx+}}{L} + \frac{p \cdot L}{2}$	71.68	1.947
Sezione destra sottoposta a momentopositivo	0.0039	0.0107	0.0102	-0.659	$\frac{M_u^{dx+} + M_u^{sx-}}{L} + \frac{p \cdot L}{2}$	22.44	0.610

Tab.6.14 Parametri di modellazione e verifica delle cerniere plastiche delle travi

Travi	Parametri rotazionali per momento negativo						Parametri rotazionali per momento positivo						Sigla cerniera SAP2000
	a	b	c	IO	LS	CP	a	b	c	IO	LS	CP	
3-10-11-12-14	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	A
7-8-9-18	0.0121	0.0182	0.2	0.005	0.01	0.0121	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	B
4-13-15-17	0.014	0.021	0.2	0.005	0.01	0.014	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	C
2-5-6	0.0154	0.0231	0.2	0.005	0.01	0.0154	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	D
1	0.0167	0.025	0.2	0.005	0.01	0.0167	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	E
16	0.0176	0.0264	0.2	0.005	0.01	0.0176	0.0188	0.0281	0.2	0.005	0.01	0.0188	F
fittizia	0.012	0.018	0.2	0.005	0.01	0.012	0.02	0.03	0.2	-	0.01	0.02	G

6.7 AZIONI SISMICHE

Come illustrato nei capitoli 3 e 4 la definizione degli obiettivi di sicurezza è determinata dall'incrocio fra le prestazioni richieste ed i livelli di azione sismica per i quali le stesse sono richieste. L'obiettivo base della progettazione (*BSO*) è definito nelle FEMA 273 dalla contemporanea soddisfazione della tutela della vita (*LS*) per *BSE1* (sisma con probabilità di superamento del 10% in 50 anni) e della assenza di collasso (*CP*) per *BSE2* (2% in 50 anni). Le FEMA individuano, peraltro, un'ampia gamma di obiettivi, più o meno ambiziosi del *BSO*, che possono essere presi a riferimento da politiche di mitigazione del rischio sismico.

In particolare il documento ATC-51 (ATC, 2000), che ha riguardato proprio le raccomandazioni per il miglioramento della sicurezza sismica degli ospedali esistenti in Italia, ha suggerito che per gli edifici ospedalieri esistenti si possano scegliere anche obiettivi meno ambiziosi, cosiddetti *limitati*. Tali obiettivi devono essere coerenti con strategie più generali, nelle quali sia previsto un graduale spostamento delle funzioni essenziali in edifici di nuova costruzione ed il *miglioramento* degli edifici che continueranno a restare in esercizio per periodi di tempo limitati.

Per l'edificio oggetto dello studio si è deciso di perseguire un obiettivo di sicurezza definito dalla sola verifica di non collasso (NC) a fronte di un evento con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

In una prosecuzione dello studio è previsto anche il controllo della prestazione di operatività immediata (IO) a fronte di un evento con probabilità di superamento del 50% in 50 anni.

La verifica effettuata prevede l'utilizzazione di uno spettro standard caratterizzato da un ramo ad accelerazione costante ed uno a velocità costante. Esso è stato scelto in modo da inviluppare le ordinate dello spettro di sito per un periodo di ritorno di 500 anni.

In figura 6.20 è riportato lo spettro utilizzato, a confronto con quelli a pericolosità uniforme su sito rigido (Romeo e Pugliese, 1998) per periodi di ritorno di 500 e 1000 anni. Si vede che esso, nel campo di periodi di interesse per la struttura, supera anche lo spettro di hazard a 1000 anni. Tuttavia se si tiene conto della modificazione prodotta dagli effetti locali (Fig. 6.21) si vede che lo spettro utilizzato è adeguato, con buon margine, a coprire l'evento con periodo di ritorno di 500 anni (cioè caratterizzato da una probabilità di superamento di poco inferiore al 10% in 50 anni).

I valori di C_A e C_V che definiscono lo spettro di riferimento sono entrambi pari a 0.165 g. Tale spettro presenta un'intensità costante tra 0.08 e 0.4 secondi, per poi decrescere con T^{-1} , è quindi simile ad uno spettro EC8 per suolo tipo A ancorato a 0.165g. La struttura ipotizzata è quella indicata come tipo *C* nell'ATC 40 (Tab.4.2), rappresentativo di strutture a bassa duttilità, con comportamento isteretico assai limitato e quindi di modesta capacità dissipativa.

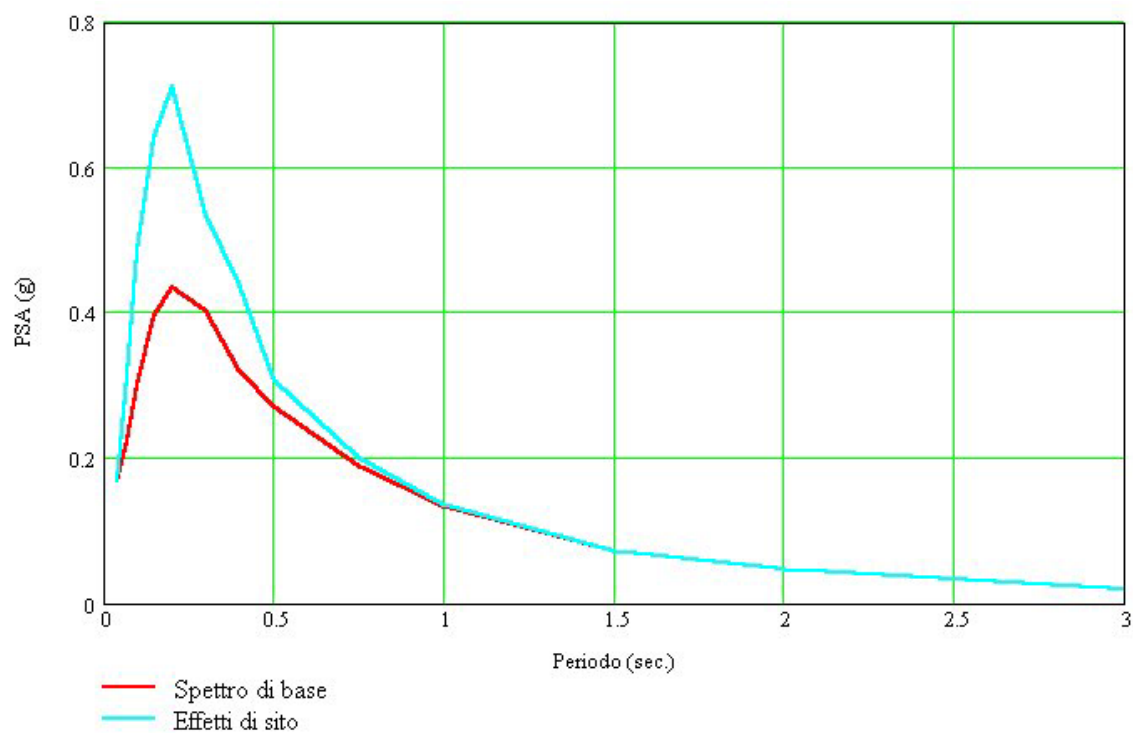


Fig.6.20 Spettro di base ed effetti di sito

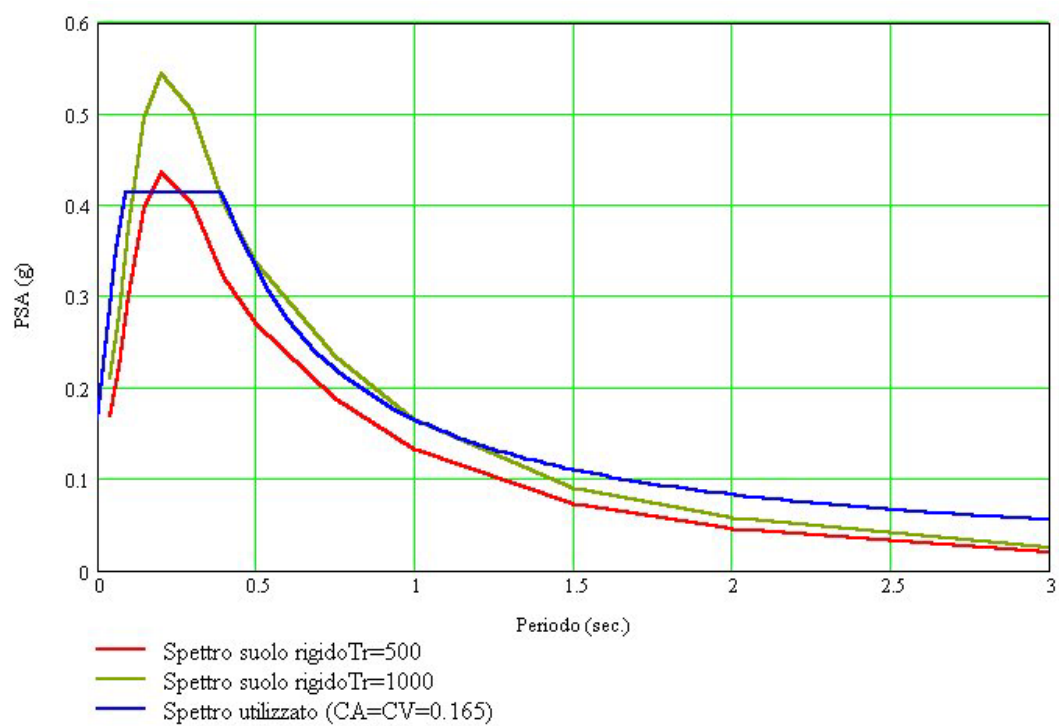


Fig.6.21 Confronto tra spettri con diverso periodo di ritorno

6.8 ANALISI NON LINEARE DI SPINTA NELLO STATO DI FATTO

Sull'edificio sono state eseguite analisi di spinta in direzione longitudinale e trasversale considerando per ognuna due versi di spinta. I risultati sono riassunti di seguito in due tipi di tabelle:

- nella prima sono riportati, per ciascun passo di calcolo (*step*), lo spostamento della sommità dell'edificio Δ_{cop} , il taglio totale alla base ed il numero di cerniere che si trovano nei diversi stati possibili (A-B = elastico, B-IO = fra elastico ed operativo, IO-LS = fra Operativo e sicurezza per la vita, LS-CP = fra sicurezza per la vita e collasso, v. fig. 6.26);
- nella seconda sono riportati, sempre per ogni passo di calcolo, il periodo equivalente della struttura, lo smorzamento equivalente (v. par. 4.3.4), i punti C e D della curva di capacità tradotti nel formato ADRS (v. par. 4.3.1).

L'esame della prima tabella consente di capire quando qualche componente non è più in grado di offrire la prestazione richiesta. Nel caso in esame lo stato che interessa non superare è il collasso, quindi sono evidenziati con fondo grigio i passi di calcolo nei quali qualche cerniera eccede il punto C. Inoltre i dati riportati nelle colonne 2 e 3 (spostamento e taglio) consentono di tracciare immediatamente la curva di capacità della struttura, cioè l'evoluzione della sua resistenza globale al sisma al crescere della deformazione.

L'esame della seconda tabella consente di avere una misura dell'impegno globale in campo plastico attraverso la modificazione del periodo equivalente e la crescita dello smorzamento al di sopra del valore attribuito allo stato elastico (5%). Inoltre i punti C e D in formato ADRS consentono un immediato confronto con lo spettro di domanda ridotto in funzione dello smorzamento.

Per seguire meglio nell'analisi l'effetto degli interventi, a partire dallo stato di fatto, si è apportata una variante alla metodologia classica fino ad ora illustrata, che prevede di confrontare la domanda di progetto con le curve di capacità aggiornate in funzione degli interventi stessi. In sostanza la domanda è stata di volta in volta variata in modo che il *performance point* fosse sempre possibile e tale da rappresentare la massima prestazione della struttura. In tal modo si esprime in ogni analisi la massima capacità fruibile in termini della domanda che la attiva. Per questo motivo le tabelle riportano anche l'indicazione dei valori di C_a e C_v corrispondenti alla domanda massima sostenibile.

Alcuni risultati riportati di seguito sono di immediata comprensione:

- a) dalle curve di capacità si nota che la struttura ha una capacità massima in senso trasversale di poco superiore ai 200 KN, quindi pari circa ad 1/3 di quella in direzione longitudinale; a questa differenza di capacità corrisponde una deformabilità limite della struttura molto superiore in senso trasversale;

- b) dall'esame dei periodi fondamentali si vede che anche la rigidezza longitudinale è superiore a quella trasversale

Nelle tabelle lo step 0 corrisponde all'applicazione dei carichi verticali statici, che, a causa della non simmetria della struttura, causano piccoli spostamenti orizzontali.

6.8.1 Verifica in direzione longitudinale

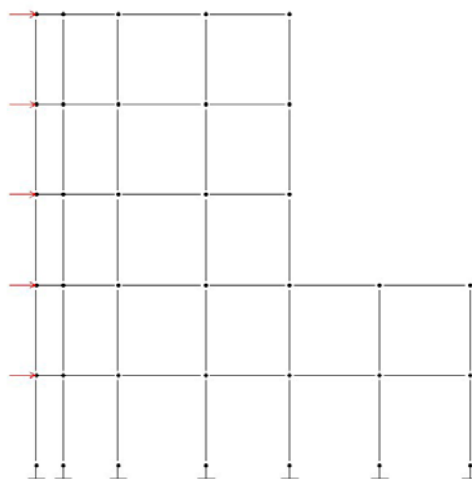


Fig.6.22 Spinta a destra (sezione longitudinale del modello)

Tab.6.15 Curva di capacità per spinta longitudinale a destra

Step	Δ_{cop} (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	0.073	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.335	241.84	527	1	0	0	0	0	0	0	528
2	3.180	549.91	471	57	0	0	0	0	0	0	528
3	4.390	655.94	422	105	0	0	0	1	0	0	528
4	4.390	613.59	418	106	0	0	0	0	0	4	528

Tab.6.16 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.152$) e capacità per spinta longitudinale a destra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	0.866	0.05	0.073	0	3.268	0.176	1	1
1	0.866	0.05	0.975	0.052	3.268	0.176	0.684	1.369
2	0.897	0.054	2.356	0.118	3.33	0.167	0.691	1.35
3	0.967	0.077	3.268	0.141	3.268	0.140	0.691	1.343
4	1.006	0.096	3.285	0.131	3.186	0.127	0.695	1.337

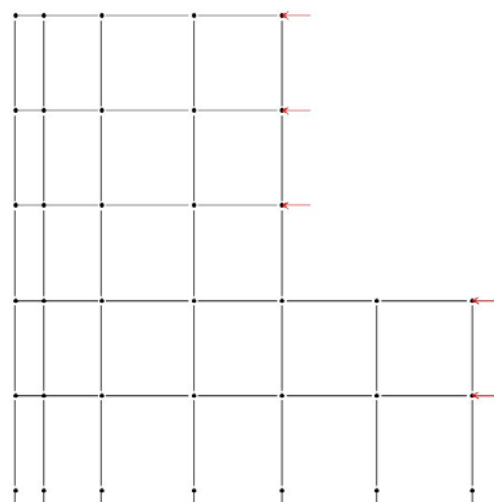


Fig.6.23 Spinta a sinistra (sezione longitudinale del modello)

Tab.6.17 Curva di capacità per spinta longitudinale a sinistra

Step	Δ_{cop} (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	0.073	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.753	349.88	526	2	0	0	0	0	0	0	528
2	3.052	546.78	463	65	0	0	0	0	0	0	528
3	4.225	634.44	425	102	0	0	0	1	0	0	528
4	3.883	425.73	417	101	0	0	0	1	0	9	528

Tab.6.18 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.147$) e capacità per spinta longitudinale a sinistra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	0.851	0.05	0.073	0	3.109	0.173	1	1
1	0.851	0.05	1.286	0.071	3.109	0.173	0.725	1.362
2	0.894	0.058	2.25	0.113	3.144	0.158	0.714	1.356
3	0.963	0.079	3.114	0.135	3.123	0.135	0.694	1.353

6.8.2 Verifica in direzione trasversale

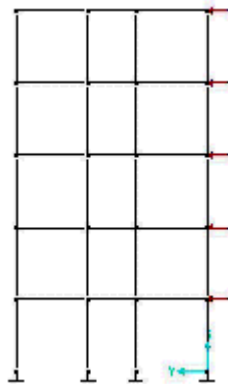


Fig.6.24 Spinta a sinistra (sezione trasversale del modello)

Tab.6.19 Curva di capacità per spinta trasversale a sinistra

Step	Δ_{cop} (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	0.017	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.146	64.98	527	1	0	0	0	0	0	0	528
2	3.271	155.45	452	49	27	0	0	0	0	0	528
3	5.063	193.17	406	75	47	0	0	0	0	0	528
4	6.790	214.08	396	78	53	0	0	1	0	0	528
5	3.281	92.57	396	86	44	0	0	0	0	2	528

Tab.6.20 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.115$) e capacità per spinta trasversale a sinistra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	1.567	0.05	0.017	0	4.459	0.073	1	1
1	1.567	0.05	0.795	0.013	4.459	0.073	0.739	1.442
2	1.69	0.061	2.323	0.033	4.569	0.064	0.703	1.408
3	1.861	0.085	3.58	0.042	4.602	0.054	0.687	1.414
4	2.007	0.099	4.743	0.047	4.743	0.047	0.669	1.432

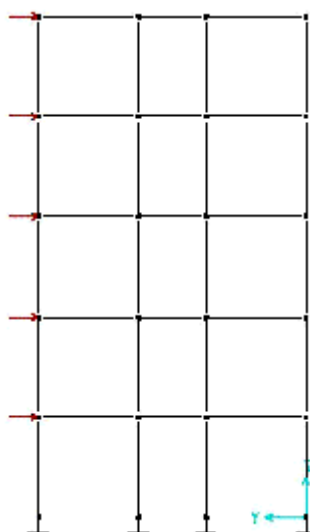


Fig.6.25 Spinta a destra (sezione trasversale del modello)

Tab.6.21 Curva di capacità per spinta trasversale a destra

Step	Δ_{cop} (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	-0.017	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.126	62.01	527	1	0	0	0	0	0	0	528
2	3.442	155.78	447	51	30	0	0	0	0	0	528
3	5.001	190.22	407	75	46	0	0	0	0	0	528
4	7.219	216.44	392	80	55	0	0	1	0	0	528
5	7.219	206.30	392	79	55	0	0	0	0	2	528

Tab.6.22 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.124$) e capacità per spinta trasversale a destra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	1.531	0.05	0.017	0	4.717	0.081	1	1
1	1.531	0.05	0.841	0.014	4.717	0.081	0.636	1.34
2	1.707	0.066	2.514	0.035	4.887	0.067	0.664	1.369
3	1.85	0.085	3.626	0.043	4.952	0.058	0.661	1.379
4	2.041	0.103	5.154	0.05	5.154	0.05	0.644	1.401
5	2.086	0.115	5.159	0.048	5.1	0.047	0.64	1.399

Nelle figure precedenti (da fig.6.10 a fig.6.13) si è indicato la direzione ed il verso delle curve di spinta.

6.8.3 Rappresentazione grafica delle curve di spinta

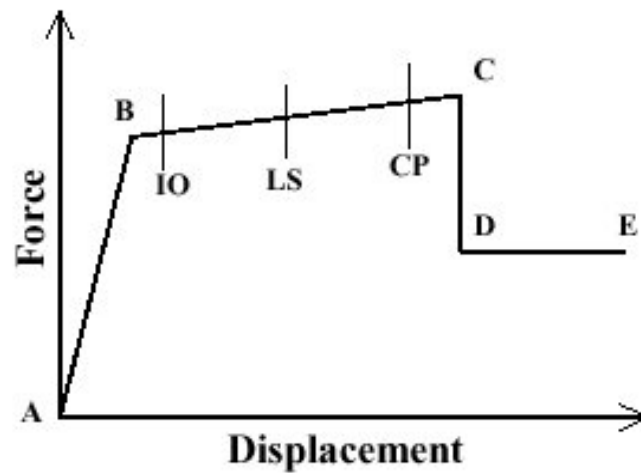


Fig. 6.26

Tab.6.23 Legenda colori prestazioni

Prestazione	<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
Colore	magenta	blu	azzurro	verde	giallo	arancione	rosso

Tab.6.24 Legenda sigle analisi di spinta

Sigla Sap2000	Spinta
PUSHSXXS	Spinta longitudinale a sinistra
PUSHSXDX	Spinta longitudinale a destra
PUSHSYSX	Spinta trasversale a sinistra
PUSHSYDX	Spinta trasversale a destra

Di seguito sono riportati in forma grafica i diversi step dell'analisi di spinta effettuata sull'edificio, nelle quali le cerniere sono colorate secondo le codifiche sopra riportate.

6.8.4 Sintesi dei risultati

Dall'analisi di spinta emerge che l'edificio non possiede una sufficiente sicurezza in direzione longitudinale; infatti il sisma massimo, compatibile con la prestazione di non collasso, è caratterizzato da una accelerazione di picco al suolo $a_g = 0.147g$, inferiore dunque a quella di progetto. Nella direzione trasversale risulta ancor più vulnerabile, in quanto il sisma massimo è caratterizzato da una accelerazione di picco al suolo $a_g = 0.115g$. Tale risultato era qualitativamente atteso, data la mancanza di travi interne in quest'ultima direzione.

L'analisi inoltre mostra un tipico comportamento degli edifici irregolari, ossia la formazione del piano soffice, come trattato nel par.2.4.5, dovuto alla crisi dei pilastri in corrispondenza del livello in cui si ha discontinuità strutturale (fig.6.27).

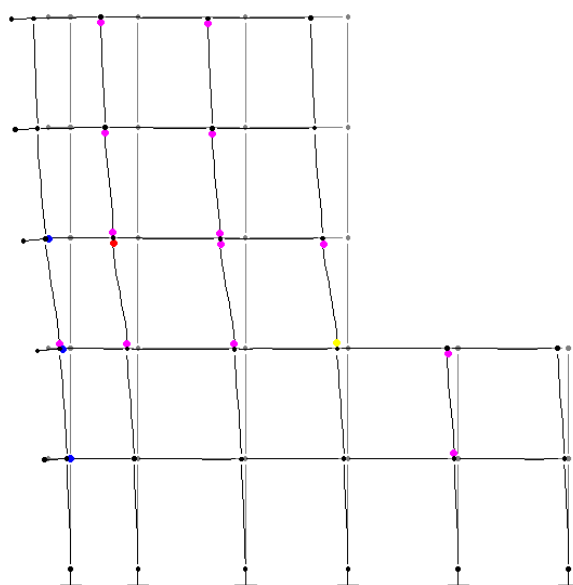


Fig.6.27 Analisi di spinta PUSHXDX Step 4 , telaio ad $y=0$

Per la spinta longitudinale a sinistra, la struttura riesce ad assorbire un sisma con $a_g = 0.145g$, con uno spostamento massimo raggiunto dalla copertura pari a 4.225 cm, mentre per la spinta a destra, assorbe un sisma con $a_g = 0.152g$, con uno spostamento massimo pari a 4.39 cm. Entrambi i *performance point* coincidono con lo step 3 delle rispettive curve di spinta, fatto che dipende, come già spiegato, dall'aver modificato opportunamente la domanda. Se si fosse lasciata la domanda fissa e pari al valore di progetto, come è usuale, il *performance point* sarebbe stato individuato come compreso fra due step successivi, oppure non sarebbe stato determinato per l'eccessiva differenza fra domanda e capacità. In corrispondenza del passo 3 non vi sono pilastri che raggiungono il collasso (la rotazione delle relative cerniere plastiche resta al di sotto del campo C-D) e, per la già citata variazione della domanda, è il limite massimo prima del collasso. Per la spinta trasversale a sinistra, il sisma assorbito ha $a_g = 0.115g$ e lo spostamento massimo raggiunto dalla copertura è pari a 6.79 cm; mentre per

la spinta a destra, il sisma assorbito ha $a_g = 0.124g$ e lo spostamento massimo è di 7.219 cm. Entrambi i *performance point* coincidono con lo step4 delle rispettive curve di spinta, per le ragioni già illustrate in precedenza.

I risultati analizzati mostrano dunque che la struttura non soddisfa l'obiettivo di sicurezza prefissato. Le curve di capacità ottenute non riescono ad assorbire la domanda prevista, l'edificio pertanto non risulta *sicuro*, ma è in grado di raggiungere solo un *obiettivo ridotto*, a fronte di un sisma meno intenso. La struttura necessita dunque di interventi di adeguamento.

6.9 STUDIO DEGLI INTERVENTI DI RIABILITAZIONE

6.9.1 Analisi delle carenze strutturali e individuazione degli interventi

La struttura richiede anzitutto una modifica in direzione trasversale, in modo da ridurre l'asimmetria in pianta ed i conseguenti, spiccati, effetti torsionali. Si può pensare allo scopo di inserire travi sul telaio di estremità in sostituzione dei cordoli oppure disponendo un sistema di controventi concentrici in acciaio. Si analizza questa seconda opzione, con la quale si garantisce alla struttura un comportamento globale migliore. Tale soluzione, inoltre ha il vantaggio di agire sulla rigidezza della struttura senza accrescere in maniera significativa le masse in gioco.

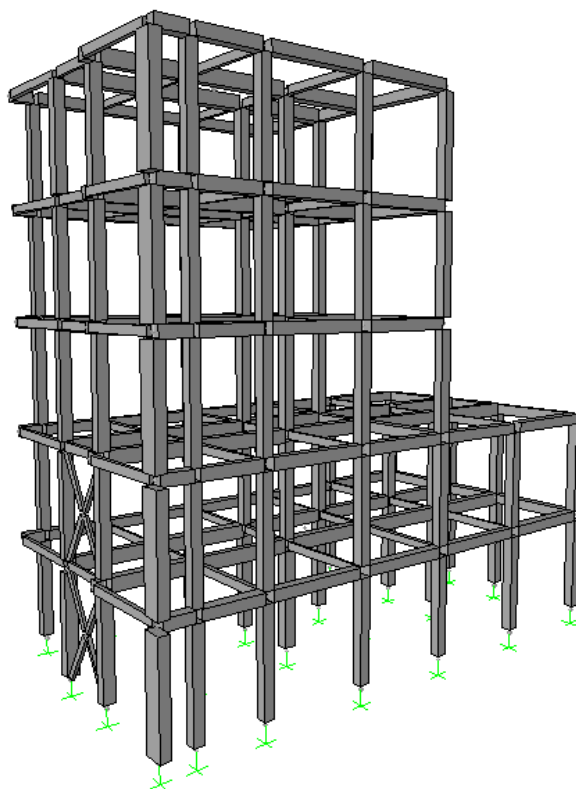


Fig.6.28 Rappresentazione del modello con l'inserimento dei controventi

La regolarizzazione del comportamento strutturale trova conferma nella modifica della prima forma modale, rappresentata nelle figure 6.29 e 6.30, il risultato è ottenuto estendendo l'intervento ai soli primi due livelli.

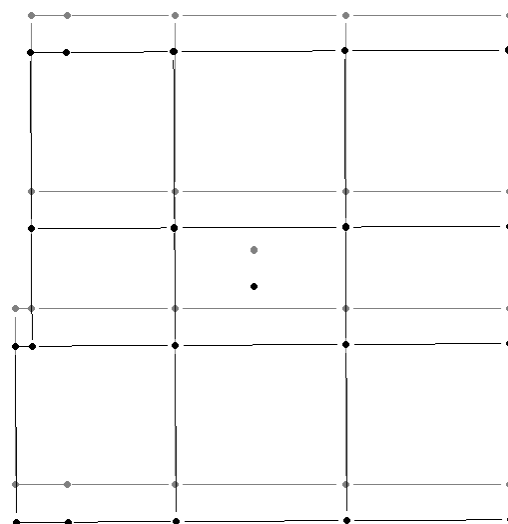
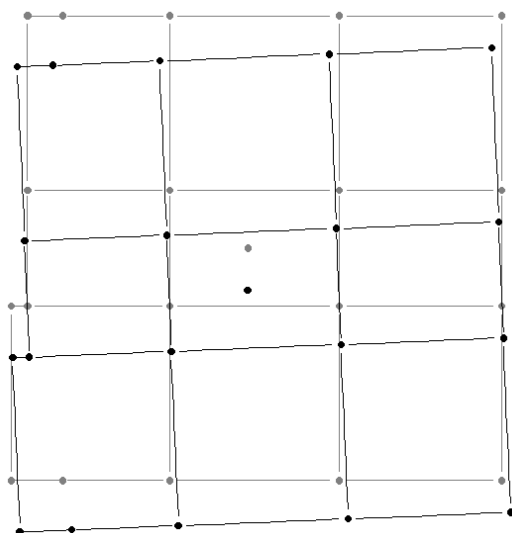


Fig.6.29 Prima deformata modale (stato di fatto) Fig.6.30 Prima deformata modale (post intervento)

I successivi interventi sull'edificio riguardano i pilastri; l'analisi dello stato di fatto mostra infatti che essi sono l'*anello debole* della struttura; vanno dunque previsti interventi che siano in grado:

- di aumentarne la capacità;
- di accrescerne la duttilità.

Per ragioni di leggerezza e per consentire, almeno parzialmente, l'esercizio dell'edificio durante i lavori, si prevede l'incamiciatura e il confinamento dei pilastri mediante calastrelli (gli esempi in figg.6.32-6.33 sono tratti da un caso effettivamente realizzato); in tal modo si evita l'innescò del piano soffice e si migliorano così le prestazioni globali dell'edificio.

Tale intervento mira ad irrobustire i pilastri senza però accrescerne le masse in gioco. I calastrelli inoltre si integrano facilmente con l'uso dei già menzionati controventi metallici, per supplire alle eventuali residue carenze di resistenza.



Fig.6.31 Particolare struttura di controvento



Fig. 6.32 Particolare intervento con calastrelli alla base del pilastro



Fig.6.33 Particolare intervento all'attacco con la trave (attesa ripresa rinforzo)

6.9.2 Progettazione e modellazione degli interventi

In questo paragrafo si illustrano in dettaglio gli interventi previsti man mano che si manifesta la necessità di incrementare le prestazioni della struttura.

6.9.2.1 Intervento 1

Il primo intervento è rappresentato dall'inserimento nel telaio *debole* di controventi, caratterizzati da profilati metallici ad L, dimensioni 100x200x10 mm., simili a quelli riportati in fig.6.31, e modellati come elementi ad X incernierati ai nodi trave-pilastro (Fig. 6.34).

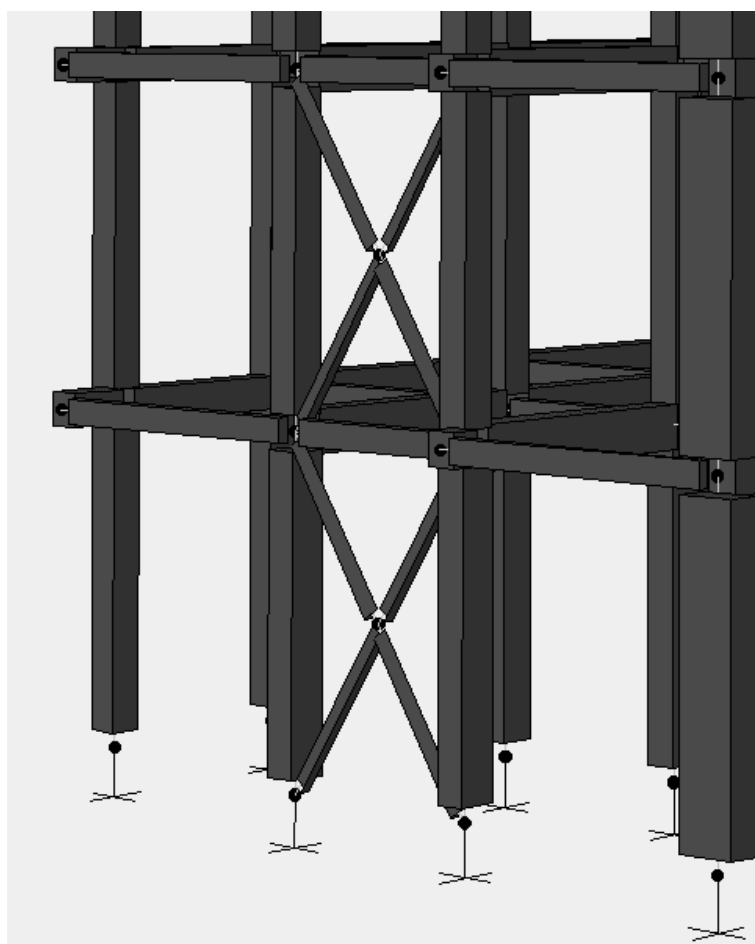


Fig.6.34 Inserimento dei controventi

Questo intervento non altera in sostanza la capacità della struttura in direzione longitudinale, che resta limitata ad un terremoto con $a_g = 0.146g$, con uno spostamento massimo pari a 4.221 cm.

In direzione trasversale la capacità diminuisce rispetto allo stato di fatto, passando a $a_g = 0.097g$, con uno spostamento massimo pari a 4.323 cm. La riduzione della capacità è

dovuta all'irrigidimento della struttura, al conseguente abbassamento del periodo proprio (da 1.541 a 1.181 secondi) ed al relativo aumento della domanda sismica.

Questo solo intervento, quindi, non è appropriato, tuttavia è opportuno in quanto funzionale al migliore sfruttamento della struttura che si può ottenere con i successivi interventi di irrobustimento dei pilastri. Infatti la regolarizzazione del comportamento strutturale globale (che rende ancor più valide le ipotesi dell'analisi non lineari) consente di distribuire meglio l'impegno fra gli elementi ed inoltre comporta una riduzione della deformabilità, con conseguente limitazione dei danni anche non strutturali.

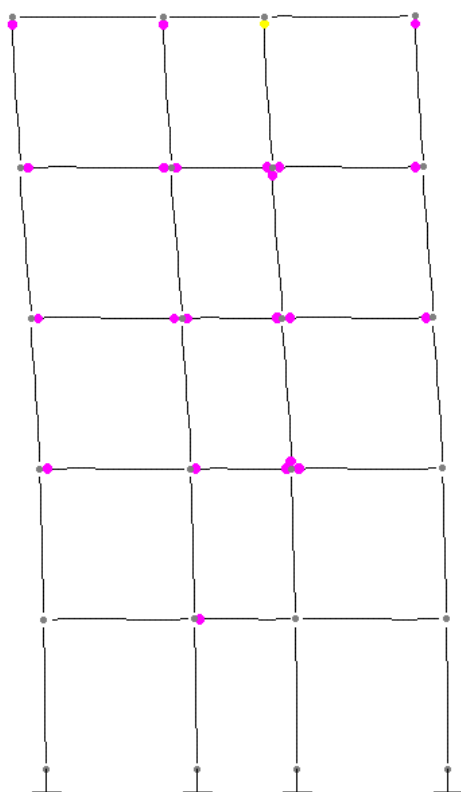


Fig.6.35 Step 4 PUSHYDX(INTERVENTO1)

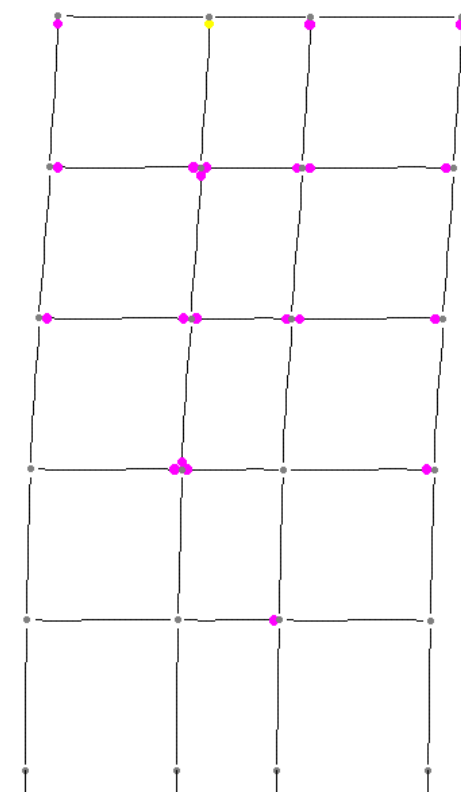


Fig.6.36 Step 4 PUSHYSX(INTERVENTO1)

6.9.2.2 Intervento 2

Il successivo tipo di intervento consiste nell'irrobustimento dei pilastri che per primi raggiungono la crisi mediante profili metallici angolari disposti ai vertici delle sezioni, calastrellati fra loro e successivamente ricoperti con calcestruzzo su rete metallica.

I calastrelli progettati per l'intervento 2 e per i quelli successivi sono dei profilati metallici ad L di dimensioni 80x80x5 mm., con un area equivalente di acciaio pari a 7.59 cm².

Nella modellazione dei pilastri confinati, si è tenuto conto dei calastrelli mediante l'aumento dell'armatura delle sezioni e soprattutto aggiornando il legame costitutivo delle relative

cerniere plastiche. Nello stato di fatto tutti i pilastri sono considerati non conformi e caratterizzati da parametri rotazionali a e b pari a 0.0035 e 0.005 rispettivamente. I pilastri sui quali si interviene sono considerati conformi, con parametri $a = 0.015$ e $b = 0.025$, secondo quanto prescritto dalle FEMA 273 (fig. 6.18).

In questo intervento e in tutti quelli successivi vengono confinati tutti i pilastri che per primi raggiungono il collasso. Le analisi non lineari di spinta vengono *rilanciate* di volta in volta tenendo conto delle modifiche apportate alla struttura e aggiornando i legami costitutivi delle cerniere plastiche dei pilastri su cui si interviene. In particolare nell'intervento 2 si prevede il confinamento di due pilastri all'ultimo livello appartenenti alle stilate con nodi 35-41, in quanto sono quelli che prima raggiungono il collasso, come evidenziato nelle figg. 6.35-6.36.

Nella direzione longitudinale, la capacità della struttura resta inalterata, mentre in direzione trasversale la capacità sale ed il performance point è caratterizzato da una accelerazione al suolo $a_g = 0.135g$, con uno spostamento massimo in sommità pari a 6.213 cm.

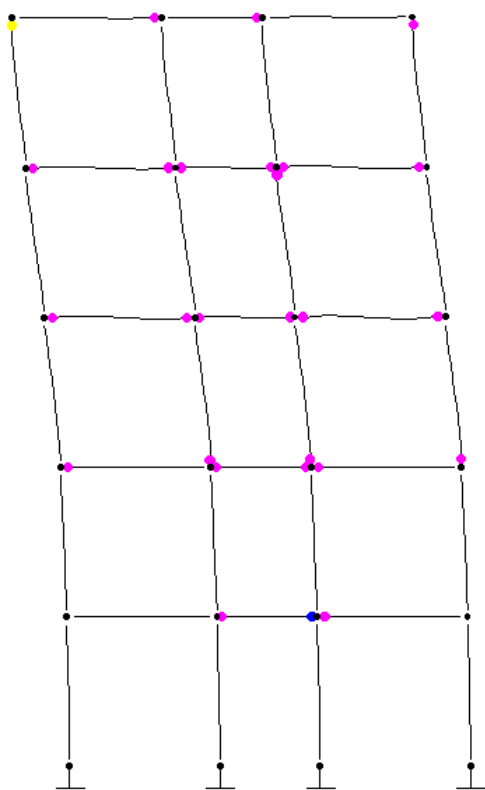


Fig.6.37 Step 4 PUSHYDX(INTERVENTO2)

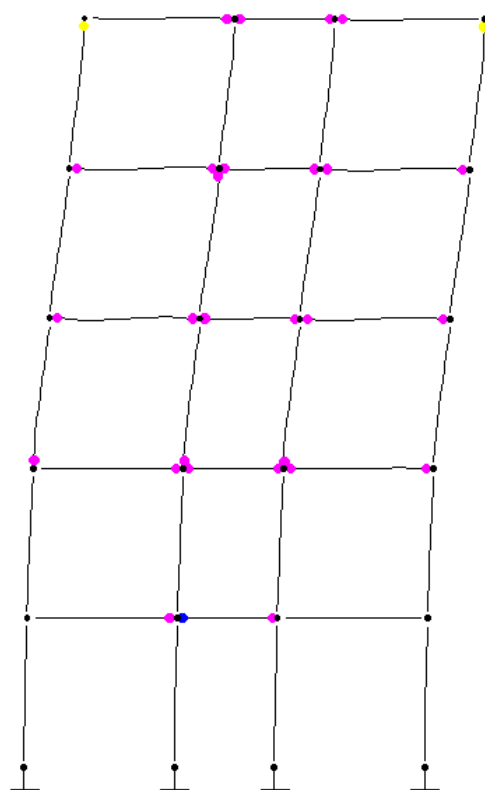


Fig.6.38 Step 4 PUSHYSX(INTERVENTO2)

6.9.2.3 Intervento 3

Nell'intervento 3 si prevede il confinamento di altri due pilastri all'ultimo livello appartenenti alle stilate con nodi 30-47. Con questo intervento la struttura è in grado di assorbire un sisma trasversale con $a_g = 0.154g$, con uno spostamento massimo pari a 6.876 cm. La capacità

complessiva viene dunque controllata dal comportamento longitudinale, la cui accelerazione è rimasta ferma a 0.146 g.

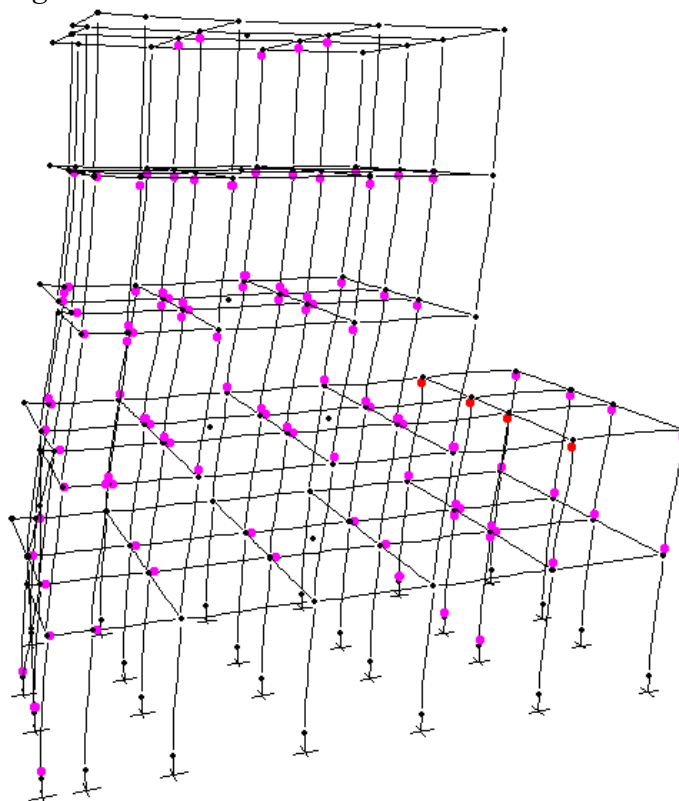


Fig.6.39 Step 4 PUSHXDX (INTERVENTO3)

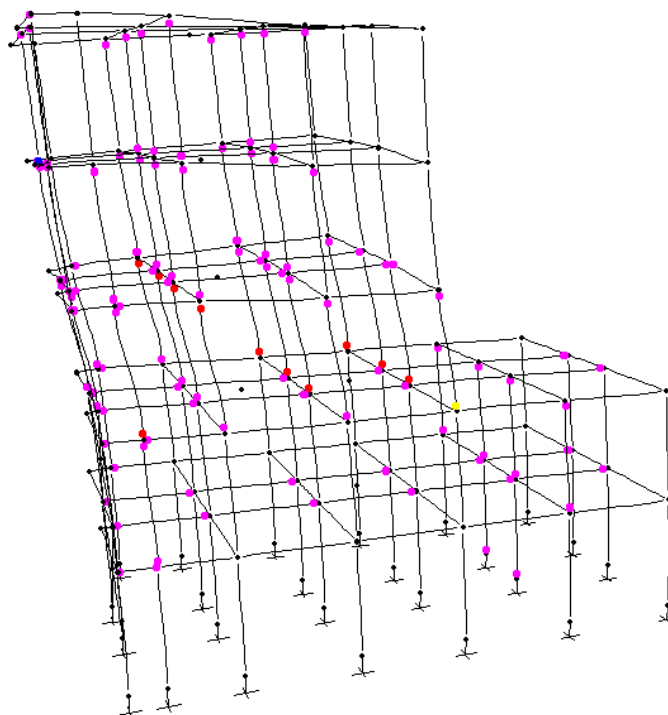


Fig.6.40 Step 4 PUSHXSX (INTERVENTO3)

6.9.2.4 Intervento 4

In questo caso si interviene su tutti i pilastri di dimensioni 34x34 del terzo livello e sui quattro pilastri del corpo *basso* al 2° livello, appartenenti alle stilate con nodi 31-34-40-46. Lo scopo che si intende raggiungere è di portare la capacità logitudinale al livello voluto, mentre non sono attese variazioni in senso trasversale.

I risultati ottenuti sono in sostanza identici a quelli dell'intervento3, solo che questa volta ad andare in crisi sono i pilastri del quarto livello.

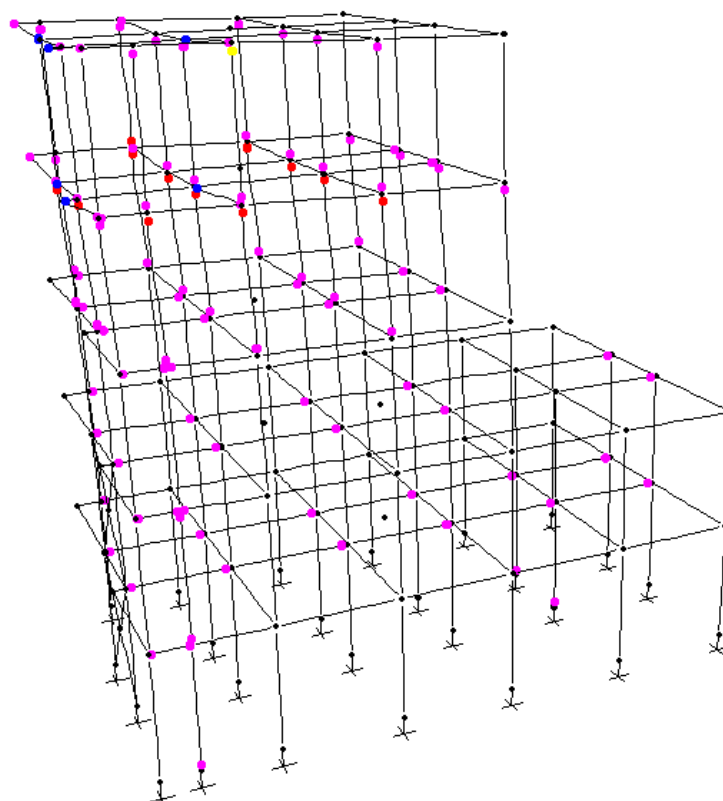


Fig.6.41 Step 4 PUSHXSX(INTERVENTO4)

6.9.2.5 Intervento 5

Nell'intervento 5 si rinforzano tutti i pilastri di dimensioni 34x34 del quarto livello.

Nella direzione longitudinale, a seguito dell'intervento, la struttura è in grado di assorbire un terremoto con $a_g=0.152g$, con uno spostamento massimo pari a 4,716 cm.

In direzione trasversale la capacità resta sostanzialmente invariata. L'intervento non è quindi sufficiente.

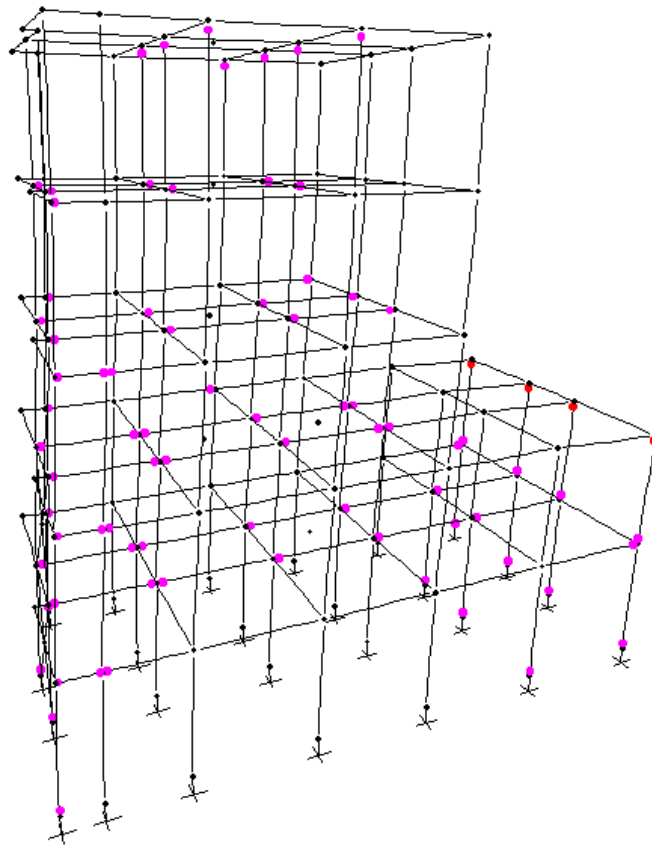


Fig.6.42 Step 5 PUSHXDX(INTERVENTO5)

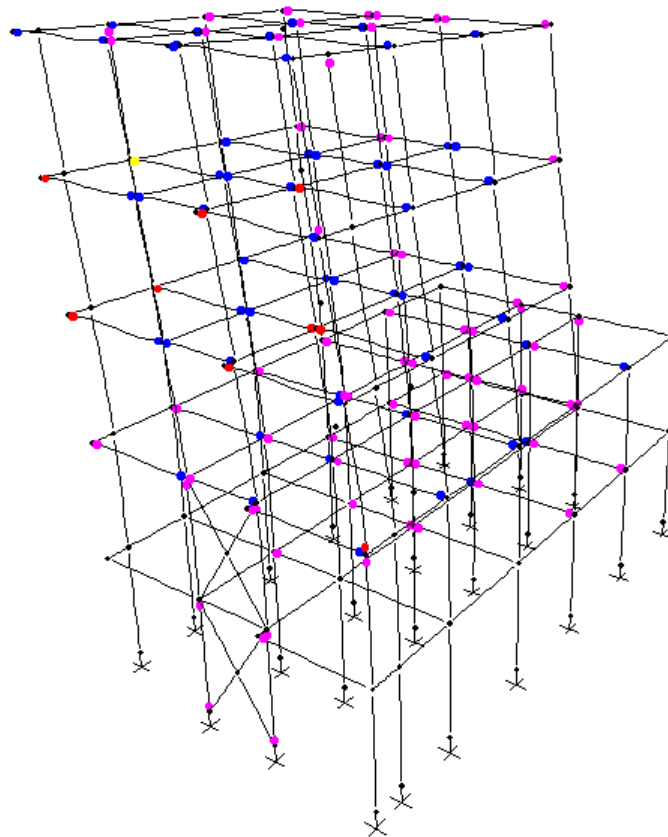


Fig.6.43 Step 11 PUSHYSX(INTERVENTO5)

6.9.2.6 Intervento 6

In questo caso si interviene su altri quattro pilastri del corpo *basso*, appartenenti alle stilate con nodi 32-33-39-45 e sul pilastro 51 (dimensioni 34x64) del 1°-2°-3°-4° livello.

La struttura è così in grado di assorbire un sisma longitudinale con una accelerazione al suolo di 0.199g, mentre in senso trasversale il sisma di collasso resta fermo a 0.169g.

La soluzione progettuale, a questo punto, può ritenersi adeguata a conseguire l'obiettivo di sicurezza definito. Tuttavia gli spostamenti sono relativamente elevati, viene quindi eseguita un'ulteriore analisi che considera anche la variazione di rigidità conseguente agli spostamenti detti (effetto $P-\Delta$). L'analisi mostra una leggera diminuzione della capacità trasversale che passa da 0.169 a 0.165g e della capacità longitudinale che passa da 0.199 a 0.198g. Il risultato reale è ancora più soddisfacente se si il fatto che lo spettro di riferimento è involuppa quello di hazard, con un certo margine nella zona di periodi di interesse per questa analisi.

6.9.2.7 Sintesi dei risultati conseguiti

Per maggiore comodità di sintesi nella tabella seguente sono riassunti i risultati di ciascun intervento effettuato.

Tab. 6.25 Sintesi dei risultati

MODELLO	trasversale		longitudinale	
	a/g	s_{\max} (cm)	a/g	s_{\max} (cm)
STATO DI FATTO	0.115	6.790	0.147	4.225
<i>Azione</i>	Controvento trasversale primi due piani			
INTERVENTO 1	0.097	4.323	0.146	4.221
<i>Azione</i>	Irrobustimento di due pilastri dell'ultimo livello			
INTERVENTO 2	0.135	6.213	0.146	4.221
<i>Azione</i>	Irrobustimento di altri due pilastri dell'ultimo livello			
INTERVENTO 3	0.154	6.876	0.146	4.221
<i>Azione</i>	Irrobustimento di tutti i pilastri 34x34 del 3 livello e di 4 pilastri della parte a due piani			
INTERVENTO 4	0.155	6.928	0.146	4.317
<i>Azione</i>	Irrobustimento di tutti i pilastri 34x34 del 4 livello			
INTERVENTO 5	0.155	6.995	0.152	4.716
<i>Azione</i>	Irrobustimento di altri pilastri del corpo a due livelli			
INTERVENTO 6	0.169	8.154	0.199	6.023

6.9 ANALISI DI SPINTA NELLO STATO DI PROGETTO FINALE

In questo paragrafo si riportano per esteso i risultati dell'analisi dello stato di progetto finale (intervento 6), senza l'inclusione dell'effetto P-Δ

6.9.1 Verifica in direzione longitudinale

Tab.6.26 Curva di capacità per spinta longitudinale a sinistra

Step	Spost. (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	0.077	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.754	351.43	526	2	0	0	0	0	0	0	528
2	4.908	773.82	437	91	0	0	0	0	0	0	528
3	6.023	856.97	403	124	0	0	0	1	0	0	528
4	6.023	825.84	402	123	0	0	0	0	0	3	528
5	6.096	832.96	401	124	0	0	0	0	0	3	528

Tab.6.27 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.199$) e capacità per spinta longitudinale a sinistra

Step	Teff	β_{eff}	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	0.851	0.05	0.077	0	4.206	0.234	1	1
1	0.851	0.05	1.284	0.071	4.206	0.234	0.73	1.366
2	0.956	0.068	3.578	0.158	4.368	0.193	0.726	1.372
3	1.006	0.082	4.363	0.174	4.363	0.174	0.731	1.380
5	1.029	0.092	4.399	0.167	4.311	0.164	0.737	1.386

Tab.6.28 Curva di capacità per spinta longitudinale a destra

Step	Spost. (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	0.077	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.333	240.97	527	1	0	0	0	0	0	0	528
2	5.015	779.61	458	70	0	0	0	0	0	0	528
3	6.175	868.41	421	105	0	0	0	2	0	0	528
4	6.175	849.96	421	105	0	0	0	0	0	2	528
5	6.202	852.98	420	104	0	0	0	2	0	2	528
6	6.203	828.96	419	105	0	0	0	0	0	4	528
7	6.507	855.66	416	107	0	0	0	1	0	4	528
8	6.507	816.94	413	109	0	0	0	0	0	6	528

Tab.6.29 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.200$) e capacità per spinta longitudinale a destra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	0.873	0.05	0.077	0	4.329	0.229	1	1
1	0.873	0.05	0.958	0.051	4.329	0.229	0.705	1.392
2	0.957	0.06	3.647	0.16	4.535	0.199	0.719	1.375
3	1.006	0.075	4.483	0.178	4.483	0.178	0.721	1.377
5	1.023	0.083	4.501	0.173	4.436	0.171	0.729	1.378
7	1.05	0.092	4.704	0.172	4.415	0.161	0.737	1.383
11	1.078	0.105	4.738	0.164	4.36	0.151	0.734	1.402
15	1.095	0.112	4.776	0.16	4.339	0.146	0.727	1.420
0	0.873	0.05	0.077	0	4.329	0.229	1	1

6.9.2 Verifica in direzione longitudinale

Tab. 6.30 Curva di capacità per spinta trasversale a sinistra

Step	Spont. (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	-0.008	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.182	96.46	527	1	0	0	0	0	0	0	528
2	2.742	195.74	466	42	20	0	0	0	0	0	528
3	5.338	267.77	424	66	38	0	0	0	0	0	528
4	7.480	298.74	405	66	56	0	0	1	0	0	528
5	7.480	295.38	405	66	56	0	0	0	0	1	528
6	7.691	298.75	403	66	57	0	0	1	0	1	528
7	7.691	295.90	403	66	57	0	0	0	0	2	528
8	7.895	299.10	403	62	59	0	0	2	0	2	528
9	7.895	290.17	403	61	59	0	0	0	0	5	528
10	7.947	291.99	403	60	60	0	0	0	0	5	528
11	8.005	293.10	403	59	60	0	0	1	0	5	528
12	8.005	295.63	396	64	62	0	0	0	0	6	528
13	8.128	297.48	395	63	62	0	0	2	0	6	528
14	8.128	292.24	395	62	62	0	0	1	0	8	528
15	8.129	288.84	395	61	63	0	0	0	0	9	528
16	8.154	289.50	395	61	62	0	0	1	0	9	528

Tab. 6.31 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.169$) e capacità per spinta trasversale a sinistra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	1.206	0.05	0.008	0	5.074	0.14	1	1
1	1.206	0.05	0.78	0.022	5.074	0.14	0.661	1.515
2	1.255	0.057	1.851	0.047	5.11	0.131	0.613	1.482
3	1.439	0.086	3.622	0.07	5.236	0.102	0.563	1.474
4	1.591	0.106	5.041	0.08	5.439	0.087	0.552	1.484
6	1.609	0.109	5.182	0.081	5.458	0.085	0.549	1.484
8	1.626	0.112	5.32	0.081	5.477	0.083	0.546	1.484
13	1.643	0.114	5.458	0.081	5.498	0.082	0.541	1.489
16	1.663	0.12	5.471	0.08	5.471	0.08	0.538	1.490

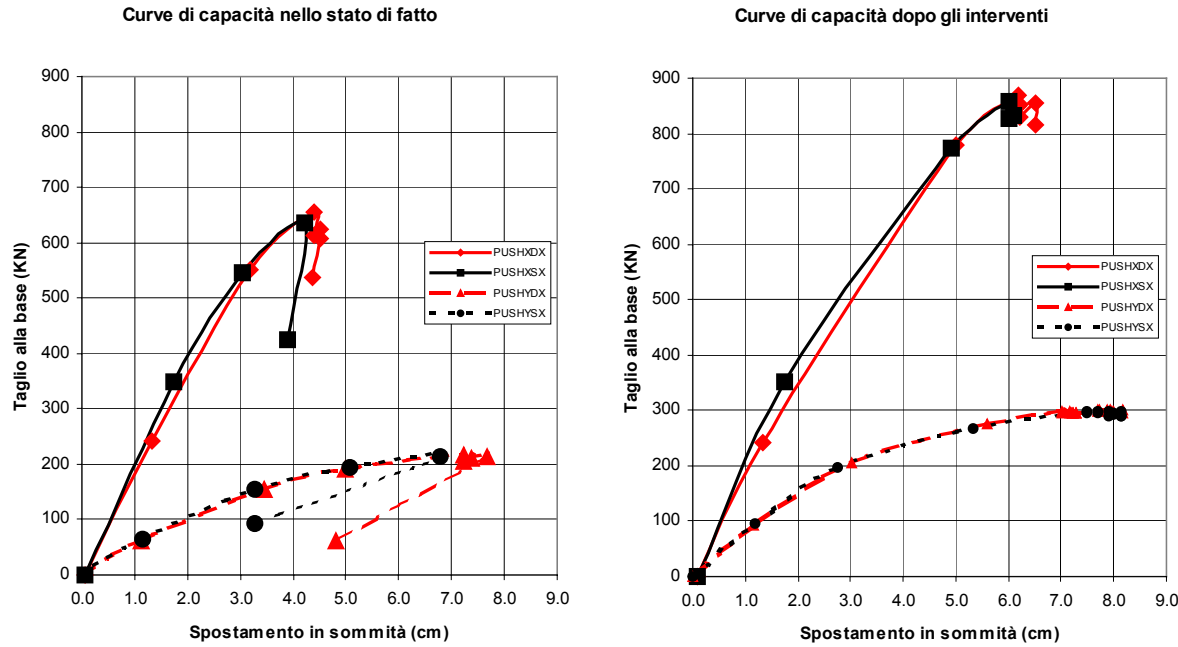
Tab. 6.32 Curva di capacità per spinta trasversale a destra

Step	Spont. (cm)	Taglio alla base (KN)	Livelli di prestazione								Totale cerniere
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
0	-0.008	0.00	528	0	0	0	0	0	0	0	528
1	1.158	93.20	527	1	0	0	0	0	0	0	528
2	3.014	205.15	462	43	23	0	0	0	0	0	528
3	5.587	275.53	423	66	39	0	0	0	0	0	528
4	7.031	297.18	412	66	49	0	0	1	0	0	528
5	7.031	294.90	412	66	49	0	0	0	0	1	528
6	7.166	297.40	412	64	50	0	0	1	0	1	528
7	7.166	295.24	412	64	50	0	0	0	0	2	528
8	7.183	295.77	412	64	50	0	0	0	0	2	528
9	7.230	296.61	412	63	50	0	0	1	0	2	528
10	7.231	294.97	412	63	50	0	0	0	0	3	528
11	7.235	295.20	412	63	50	0	0	0	0	3	528
12	7.278	295.96	412	61	51	0	0	1	0	3	528
13	7.278	294.34	412	61	51	0	0	0	0	4	528
14	7.281	294.52	412	61	51	0	0	0	0	4	528
15	7.702	301.59	409	60	54	0	0	1	0	4	528
16	7.702	298.58	408	61	54	0	0	0	0	5	528
17	7.735	299.58	407	62	54	0	0	0	0	5	528
18	7.869	301.58	405	62	55	0	0	1	0	5	528
19	7.870	299.37	405	62	55	0	0	0	0	6	528
20	7.939	300.92	405	62	54	0	0	1	0	6	528
21	7.940	296.44	405	61	54	0	0	0	0	8	528
22	7.974	297.68	405	61	54	0	0	0	0	8	528
23	7.983	297.87	405	61	53	0	0	1	0	8	528
24	7.983	295.81	405	61	53	0	0	0	0	9	528
25	8.168	299.68	405	55	57	0	0	2	0	9	528
26	8.164	296.45	405	54	58	0	0	0	0	11	528

Tab.6.33 Confronto tra domanda ($C_a=C_v=0.177$) e capacità per spinta trasversale a destra

Step	T_{eff}	β_{eff}	$S_d(C)$	$S_a(C)$	$S_d(D)$	$S_a(D)$	α_1	$PF \cdot \Phi_1$
0	1.158	0.05	0.008	0	5.117	0.154	1	1
1	1.158	0.05	0.834	0.025	5.117	0.154	0.551	1.389
2	1.253	0.064	2.108	0.054	5.202	0.133	0.562	1.430
3	1.433	0.09	3.887	0.076	5.401	0.106	0.535	1.437
4	1.531	0.103	4.883	0.084	5.552	0.095	0.525	1.440
9	1.549	0.106	5.015	0.084	5.566	0.093	0.521	1.442
11	1.552	0.107	5.019	0.084	5.559	0.093	0.521	1.441
14	1.558	0.108	5.052	0.084	5.56	0.092	0.521	1.441
15	1.579	0.109	5.338	0.086	5.625	0.091	0.518	1.443
18	1.593	0.111	5.452	0.086	5.638	0.089	0.516	1.443

Nella fig.6.44 si mettono a confronto le curve di capacità iniziali e quelle dopo gli interventi progettati. Si nota che la struttura, dopo gli interventi, ha una maggiore resistenza ed una maggiore duttilità complessive e, pur mantenendo un comportamento diverso nelle due direzioni, ha ora capacità adeguate alla domanda e relativamente più vicine fra loro. Inoltre la struttura è complessivamente più regolare e meno deformabile, quindi anche meno



danneggiabile.

Fig.6.44 Confronto tra la curva di capacità iniziale e quella di progetto

6.9.3 Conclusioni

L'edificio nello stato attuale è in grado di sopportare un sisma caratterizzato da una accelerazione al suolo pari circa a 0.115 g e spettro di risposta approssimabile con una forma tipo EC8-A. Lo spettro di risposta a pericolosità uniforme per il sito in cui l'edificio è ubicato e per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni può essere approssimato con una forma spettrale dello stesso tipo ma ancorata ad un'accelerazione al suolo di 0.165g.

L'edificio, dunque, non rispetta l'obiettivo di sicurezza prefissato (NC per sisma con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni), sia in direzione longitudinale, sia, soprattutto, in direzione trasversale.

Le ragioni principali sono la non regolarità, planimetrica ed altimetrica, e l'insufficiente resistenza e duttilità di molte colonne.

Con l'aiuto della modellazione statica non lineare sono stati individuati i punti critici della struttura e sono stati definiti interventi volti a:

- ridurre l'irregolarità planimetrica mediante controventi in acciaio;
- irrobustire le colonne del 3° livello, al quale si innesca un meccanismo di piano soffre;
- irrobustire ed aumentare la duttilità di altre colonne che hanno un collasso prematuro.

Definito ciascun intervento si sono aggiornate le proprietà strutturali del modello e si è ripetuta l'analisi di spinta, individuando i successivi componenti critici.

Alla fine del processo la struttura è risultata in grado di sopportare senza collassate un evento caratterizzato da:

- una accelerazione di picco al suolo pari $a_g = 0.199g$ in direzione trasversale (0.198g considerando l'effetto P- Δ);
- una accelerazione di picco pari a $a_g = 0.169g$ in direzione longitudinale (0.165g considerando l'effetto P- Δ).

Ovviamente in una progettazione *vera* la scelta degli interventi dovrebbe tenere conto anche di aspetti qui non considerati: ad esempio quelli legati all'organizzazione del cantiere, alle necessità costruttive, all'eventuale interferenza con l'esercizio della struttura, alla continuità strutturale di alcune soluzioni, etc. L'esempio svolto, tuttavia, illustra come lo strumento dell'analisi statica non lineare consenta un costante controllo delle migliorie apportate con gli interventi, e quindi una più accorta definizione degli interventi stessi.