Ufficio tecnico Comunale - Settore LL.PP.

COMUNE DI PALAZZO ADRIANO
PROVINCIA DI PALERMO

UNIVERSITÀ "KORE" DI ENNA

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PLESSO DELLA
SCUOLA ELEMENTARE E MEDIA "F.CRISPI" DI PALAZZO ADRIANO PALERMO
(PA)

PROGETTO ESECUTIVO

Redatto ai sensi dell'Art.33 D.P.R. n.207/2010

IL PROGETTISTA
Università "Kore" di Enna

Ing. Dario Ticali

Ing. Mario Denaro

IL R.U.P

Geom. Giuseppe Cuccia

IL SINDACO

Ing. Carmelo Nicola Cuccia

Tav.A.1.1

RELAZIONE DI CALCOLO STATO DI FATTO

Sommario

1. PREMESSA 2
2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO 3
2.1 Corpo strutturale A 3
2.2 Corpo strutturale B 4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
3.1 Azioni sulle strutture 5
3.2 Riferimenti tecnici essenziali 5
4. MATERIALI 6
5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI 8
5.1 Carichi del progetto originario 8
5.2 Rilievo strutturale ed analisi dei carichi unitari ai sensi del D.M.14/01/2008 10
6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA 12
6.1. Definizione dell'azione sismica 12
6.2. Vita nominale 13
6.3. Classe d'uso 13
6.4. Periodo di riferimento dell'azione sismica 14
6.5. Parametri di pericolosità sismica 14
6.6. Stati limite per le verifiche sismiche 15
6.7. Suolo di fondazione 16
6.8. Spettro elastico 16
7. METODO DI ANALISI 17
7.1. Analisi statica non lineare 17
7.2. Modelli di capacità per la valutazione degli elementi duttili 18
7.2.1 Stato limite di collasso 18
7.2.2 Stato limite di danno severo (DS) 19
7.2.3 Stato limite di danno limitato (DL) 20
7.3. Modelli di capacità per la valutazione degli elementi fragili 20
7.3.1 Travi e pilastri sollecitati a taglio 20
7.3.2 Nodi trave-pilastro 20
7.4. Curva di capacità 21
7.5. Indici di rischio e sintesi dei risultati 23
7.5.1 Corpo strutturale A 24
7.5.2 Corpo strutturale B 33

1. PREMESSA

La presente relazione descrive le modalità, i modelli e le specifiche impiegate per le verifiche tecniche finalizzate alla valutazione della sicurezza sismica delle strutture in c.a. dell'edificio denominato "PLESSO SCOLASTICO ELEMENTARE E MEDIA "F.CRISPI" DI PALAZZO ADRIANO PALERMO (PA)".

Le verifiche sono condotte nel rispetto dei criteri generali e delle regole applicative previste dalla vigente normativa tecnica ed in particolare del D.M. 14 gennaio 2008, delle Istruzioni alle Norme tecniche e dell'Ordinanza P.C.M. 3431/2005 quali riferimenti tecnici essenziali.

Oggetto delle verifiche di sicurezza sismica sono i due corpi strutturali che costituiscono l'edificio, denominati nel seguito "Corpo B" di superficie in pianta pari a 130 mq circa e "Corpo A" di superficie in pianta da 510 mq circa.

I due corpi strutturali sono tra di loro fisicamente separati da un giunto tecnico di dimensioni pari a 12 cm. Tale giunto, in linea generale, non assicura la completa separazione strutturale in caso di sisma qualora i corpi strutturali si muovano in condizioni di opposizione di fase. Tuttavia l'altezza degli edifici e le caratteristiche costruttive similari rendono la probabilità di fenomeni di martellamento sufficientemente remota. Per tale motivo, anche alla luce della complessità di studio del fenomeno di *"pounding"*, la risposta sismica dei due corpi strutturali è stata valutata separatamente (ved.fig.1).

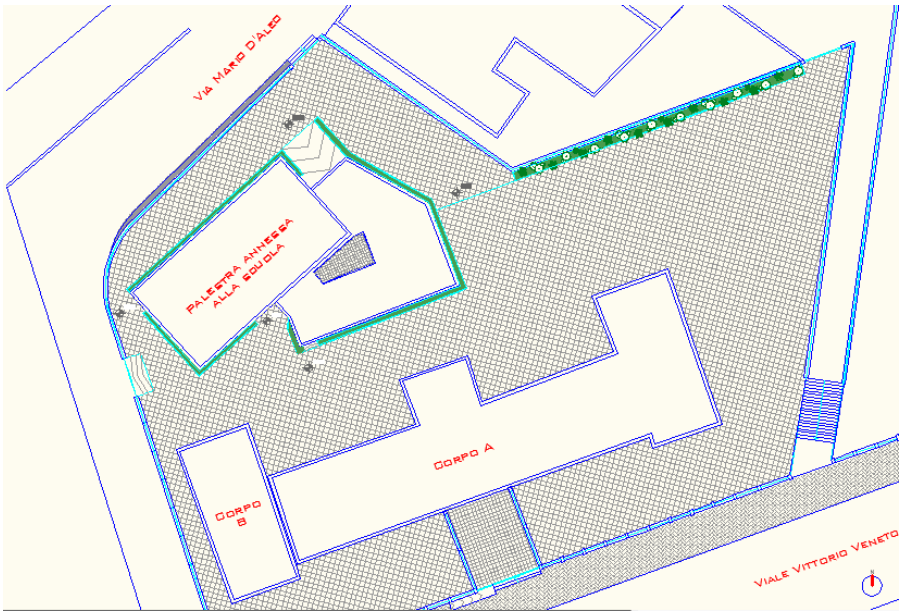

Figura 1: Planimetria con indicazione edificio scolastico e corpi strutturali

2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'EDIFICIO

2.1 Corpo strutturale A

Il corpo strutturale A, struttura realizzata negli anni °50, ha tre elevazioni fuori terra. Le altezze di interpiano sono, dal basso verso l'alto, pari a 4,05m, 4,15m e 4,25m. La superficie dei tre impalcati è di circa 1530 m^2 ed il volume è 6350 m^3. Le strutture sono realizzate in cemento armato, la tipologia costruttiva è del tipo a telaio. Sono presenti complessivamente 36 pilastri e 17 travate per il piano terra e 13 travate per il piano primo e secondo.

I telai sono disposti prevalentemente in direzione longitudinale; nella direzione trasversale sono presenti le travi di testata e travi di collegamento a pilastri alterni. E' anche presente un nucleo ascensore giuntato alla struttura esistente, realizzato in acciaio che interessa tutte e tre le elevazioni.

Le strutture di fondazione sono realizzate a plinti isolati; come nella prassi costruttiva dell'epoca.

Il plinto è approfondito sino al raggiungimento di un terreno di sedime sufficientemente consistente.

I solai sono realizzati con solette in latero-cemento di spessore variabile in funzione della campata presa in considerazione. Nello specifico nelle campate di luce 600-700 cm lo spessore del solaio è pari a 30 cm mentre per le campate di luce 300 cm lo spessore del solaio si riduce a 25 cm.

Le sezioni geometriche degli elementi strutturali principali sono state desunte da verifiche a campione in fase di rilievo.

Tabella 1: Caratteristiche geometriche blocco A

Piani fuori terra		3
Superficie di piano	m^2	510
Pilastri		36
Nuclei montacarichi		1
Travate per piano		13
Travate per rampa di accesso al piano primo		4

2.2 Corpo strutturale B

Il corpo strutturale B, struttura realizzata negli anni °80, ha tre elevazioni fuori terra. Le altezze di interpiano sono, dal basso verso l'alto, pari a 4,05m, 4,15m e 4,25m. La superficie dei tre impalcati è di circa 390 m^2 ed il volume è 1620 m^3. Le strutture sono realizzate in cemento armato, la tipologia costruttiva è del tipo a telaio. Sono presenti complessivamente 8 pilastri e 4 travate per piano.

I telai sono disposti prevalentemente in direzione longitudinale; nella direzione trasversale sono presenti le travi di testata e travi di collegamento dei pilastri.

Le strutture di fondazione sono realizzate a travi rovesce; come nella prassi costruttiva dell'epoca.

Suddetta fondazione è approfondito sino al raggiungimento di un terreno di sedime sufficientemente consistente.

I solai sono realizzati con solette in latero-cemento di spessore pari a 30 cm con luce per singola campata di 700 cm.

Le sezioni geometriche degli elementi strutturali principali sono state desunte da verifiche a campione in fase di rilievo.

Tabella 2: Caratteristiche geometriche blocco B

Piani fuori terra		3
Superficie di piano	m^2	130
Pilastri		8
Travate per piano		8

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 Azioni sulle strutture

- **D.M. 14 gennaio 2008** - Norme tecniche per le costruzioni
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

3.2 Riferimenti tecnici essenziali

- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n.3274 –** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003 n.3316 –** Modifiche e integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 5 maggio 2005 n.3431**
- **UNI ENV 1992-1-1** Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 206-1/2001** - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- **UNI EN 1993-1-1** - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-1** – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- **UNI EN 1998-5** – Fondazioni ed opere di sostegno
- **CNR 10011** – Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- **Legge 5.11.1971 n. 1086** – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso e a struttura metallica.
- **Legge 2.02.1974 n. 64** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

4. MATERIALI

A base di calcolo sono stati assunti i parametri ottenuti dalle prove sperimentali condotte sui materiali calcestruzzo ed acciaio. Le resistenze sperimentali sono state ridotte mediante il Fattore di Confidenza FC. Avendo maturato un livello di conoscenza adeguata LC2, il fattore di confidenza da applicare ai valori medi delle resistenze dei materiali è:

FC = 1.20

Il fattore di confidenza FC serve:

- per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili.
- per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili.

Le verifiche di sicurezza delle strutture nei confronti dell'azione sismica attesa saranno condotte con riferimento alle resistenze medie dei materiali ridotte per il fattore di confidenza. In particolare nelle formule relative alla capacità degli elementi strutturali ove ricorrono la resistenza cilindrica f_c del calcestruzzo e la resistenza di snervamento f_y dell'acciaio, tali valori si intendono come i valori medi ottenuti dalle indagini ridotti mediante il fattore di confidenza.

I parametri meccanici a base di calcolo sono riportati nelle successive tabelle.

Tabella 3: Parametri meccanici del calcestruzzo a base di calcolo Corpo A

Parametro	Simbolo	Fattore di confidenza FC	Coefficiente parziale	Pilastri [MPa]	Travi [MPa]
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	1,20	1,50	13,00	20,00

Tabella 4: Parametri meccanici dell'acciaio a base di calcolo Corpo A

Parametro	Simbolo	Valore medio	Fattore di confidenza FC	Coefficiente parziale	Valore a base calcolo
Tensione di snervamento	f_y [MPa]	315,0	1,20	1,15	228,26
Modulo elastico	E_s *[MPa]*	2.00×10^5	-	-	$2,00 \times 10^5$

Tabella 5: Parametri meccanici del calcestruzzo a base di calcolo Corpo B

Parametro	Simbolo	Fattore di confidenza FC	Coefficiente parziale	Pilastri [MPa]	Travi [MPa]
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	1,20	1,50	15,00	20,00

Tabella 6: Parametri meccanici dell'acciaio a base di calcolo Corpo B

Parametro	Simbolo	Valore medio	Fattore di confidenza FC	Coefficiente parziale	Valore a base calcolo
Tensione di snervamento	f_y [MPa]	375,0	1,20	1,15	271,73
Modulo elastico	E_s *[MPa]*	2.00×10^5	-	-	$2,00 \times 10^5$

5. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

5.1 Carichi del progetto originario

I carichi unitari di progetto sono stati desunti da indagini e saggi in campo:

Corpo A:

SOLAIO TIPO campata 700 cm H=25+5

ANALISI DEI CARICHI SOLAI

	Larghezze			Altezze			Peso Spec		Peso	COMPOSIZIONE CARICO PERMANENTE						
Car. N.ro	Trav cm	Cald cm	Pign cm	Cald cm	Pign cm	Copp cm	Trav kg/ml	Pign kg/ml	Propr kg/mq	Strato N.ro	Descrizione strato	Spess cm	Peso Sp kg/mc	Posiz	Peso kg/mq	TotStr kg/mq
2	8	41	33	5	25	0	2500	800	408	1	massetto	2	2200	Sup.	44	98
										2	pavimentazione	2	1800	Sup.	27	
										3	intonaco	2	1800	Inf.	27	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0		0	0

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO

Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NON strut kg/mq	Variabile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	408	98	300	1210	Categ. C	0,7	0,7	0,6	S2	Solaio1-orizz
3	350	150	400		Categ. C	0,7	0,7	0,6		scala
7	408	100	50	121	CopNeve<1k	0,5	0,2	0,0		Solaio copertura
8	408	100	300	121	CopNeve<1k	0,5	0,2	0,0		rampa di accesso piano 1

Peso proprio solaio	*408*	*kg/mq*	
Massetto 2 cm	*44*	*kg/mq*	
Intonaco	*27*	*kg/mq*	
Pavimento	*27*	*kg/mq*	
	506	*kg/mq*	
Sovraccarico	*300*	*kg/mq*	*(50 kg/mq per le coperture)*
Totale	*806*	*kg/mq*	*(556 kg/mq per le coperture)*

SCALA (carichi riferiti ad una larghezza di 30 cm)

Peso proprio	*60*	*kg/m*
Pietra + gres	*40*	*kg/m*
Soletta 22cm	*190*	*kg/m*
	290	*kg/m*
Sovraccarico	*120*	*kg/m*
Totale	*410*	*kg/m*

Corpo B:

SOLAIO TIPO H=25+5

ANALISI DEI CARICHI SOLAI

	Larghezze			Altezze			Peso Spec		Peso	COMPOSIZIONE CARICO PERMANENTE							Peso
Car. N.ro	Trav cm	Cald cm	Pign cm	Cald cm	Pign cm	Copp cm	Trav daN/ml	Pign daN/ml	Propr daN/m	Strato N.ro	Descrizione strato	Spess cm	Peso Sp daN/mc	Posiz	Peso daN/m	TotStr daN/m	Tram.
2	8	41	33	5	25	0	2500	800	408	1	massetto	2	2200	Sup.	44	98	0
										2	pavimentazione	2	1800	Sup.	27		
										3	intonaco	2	1800	Inf.	27		

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO

Car. N.ro	Peso Strut dN/mq	Perman. NON strut dN/mq	Variabile dN/mq	Neve dN/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	408	98	300	121	Categ. C	0,7	0,7	0,6	S2	Solaio interpiano
7	408	100	50	121	CopNeve<1k	0,5	0,2	0,0		Solaio di copertura

Peso proprio solaio	*408*	*kg/mq*	
Massetto 2 cm	*44*	*kg/mq*	
Intonaco	*27*	*kg/mq*	
Pavimento	*27*	*kg/mq*	
	506	*kg/mq*	
Sovraccarico	*300*	*kg/mq*	*(50 kg/mq per le coperture)*
Totale	*806*	*kg/mq*	*(556 kg/mq per le coperture)*

5.2 Rilievo strutturale ed analisi dei carichi unitari ai sensi del D.M.14/01/2008

Sulla scorta del rilievo effettuato degli elementi strutturali e non strutturali sono stati desunti i seguenti pesi impiegati nelle verifiche sismiche, concordemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008.

Pesi propri

I pesi degli elementi strutturali e nono strutturali presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.I. del D.M. 14/01/2008 di seguito riportata.

Tabella 7: Peso unitario dei materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Sovraccarichi variabili

I sovraccarichi variabili presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.II. del D.M. 14/01/2008 (*Tabella 8*). In particolare trattandosi di edificio ospedaliero la norma prevede l'utilizzo del sovraccarico relativo ad ambienti suscettibili di affollamento:

- categoria C1. 3.00 ..... kN m^{-2}

Tabella 8 : Sovraccarichi variabili di normativa

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale.** Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	**Uffici.**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	**Ambienti ad uso commerciale.**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	**Rimesse e parcheggi.**			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	**Coperture e sottotetti**			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
*	non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati			
**	per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

Per la combinazione dei carichi variabili con le altre azioni si considerano i coefficienti di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3. del D.M. 14.01.2008 e riportati in *Tabella 9*.

Tabella 9: Coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

6.1. Definizione dell'azione sismica

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture è effettuata mediante il confronto tra la domanda e la capacità sia negli elementi duttili sia negli elementi/meccanismi fragili.

La domanda – ovvero l'azione sismica di progetto per un determinato stato limite – è commisurata all'importanza dell'opera in questione secondo i principi richiamati dal D.M. 14.01.2008 al § 3.2.3. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel § 2.4 dello stesso decreto.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri spettrali per l'edificio in questione sono definiti sulla scorta dei valori forniti dall'Appendice B al D.M. 14/01/2008 relativi ad una griglia di lato 30 km rispetto ai quali è eseguita una interpolazione lineare.

6.2. Vita nominale

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata in *Tabella 10*.

Tabella 10: Vita nominale degli edifici

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

Per l'edificio in questione, trattandosi di edificio di caratteristiche ordinarie, si è assunto:

$$\boldsymbol{V_N = 50 \text{ anni}}$$

6.3. Classe d'uso

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

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'edificio in questione, trattandosi di opera di importanza strategica ai fini di protezione civile, si è assunto il coefficiente d'uso Cu:

$$\boldsymbol{C_U = 1.5 \text{ (Classe III)}}$$

6.4. Periodo di riferimento dell'azione sismica

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

$$\boldsymbol{V_R = 75 \text{ anni}}$$

6.5. Parametri di pericolosità sismica

Noto il periodo di riferimento per l'azione sismica su determinato ed nota l'esatta ubicazione dell'edificio rispetto alla griglia di valori prevista dal D.M. 14./01.2008 sono stati definiti i valori dei parametri di pericolosità sismica relativi ai diversi stati limite. Detti valori sono riportati di seguito (*Figura 2*).

Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	120	0.054	2.481	0.292
[illegible]	201	0.065	2.522	0.318
Salvag. Vita (SLV)	1898	0.139	2.658	0.372
Collasso (SLC)	3899	0.15	2.67	0.378

Figura 2: Parametri di pericolosità sismica

6.6. Stati limite per le verifiche sismiche

Per la verifica di edifici esistenti il D.M. 14.01.2008 prevede che siano eseguite verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di salvaguardia della vita umana (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva *Tabella 11*.

Tabella 11 : Probabilità di superamento per gli stati limite

Stati limite	P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLO (o DO)	81%
SLD (o DL)	63 %
SLU (o DS)	10 %
SLC (o CO)	5 %

Nella fattispecie, trattandosi di struttura ospedaliera le verifiche sono state condotte con riferimento prevalentemente allo Stato Limite di Collasso, per quanto concerne gli stati limite ultimi, e allo Stato Limite di Operatività, per quanto concerne gli stati limite di esercizio.

6.7. Suolo di fondazione

Le indagini sismiche condotte sul suolo di fondazione hanno consentito di determinare la velocità delle onde di taglio nello spessore di 30 m dal piano di fondazione:

$$\mathbf{V_{s,30} = 258\ m/s}$$

I dati ottenuti dall'indagine sono stati confrontati e validati da altre indagini geologico-geognostiche condotte nella stessa area. Tutte le risultanze confermano che il terreno è classificabile come **suolo di tipo C** secondo quando previsto dal D.M. 14.01.2008 al paragrafo 3.2.2.; infatti trattasi di *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)."*.

Si rimanda per ulteriori dettagli al report dell'indagine.

6.8. Spettro elastico

Noti il tipo di suolo ed i parametri del sito sono definiti tutti gli altri parametri correlati per la determinazione dello spettro elastico come di seguito richiamato.

$$S_T = 1.00 \text{ (categoria T1)} \qquad S_S = 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20 \qquad S = S_S \times S_T$$

$$C_C = 1.10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.20} \qquad T_B = T_C / 3 \qquad T_C = C_C \cdot T_C^* \qquad T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Gli spettri così determinati sono riportati nella sottostante *Figura 3*.

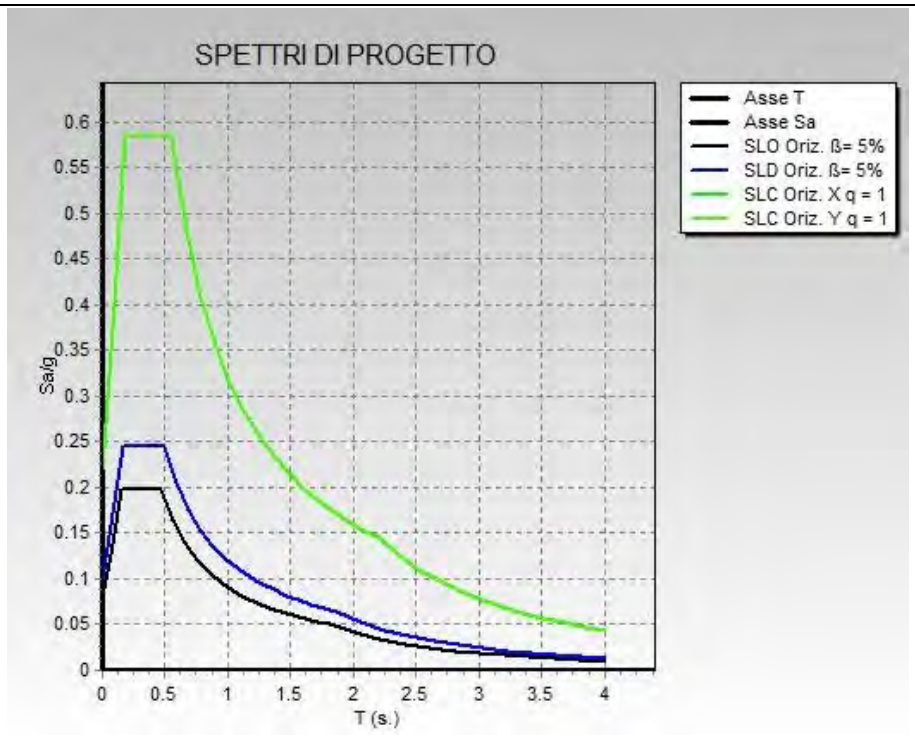

Figura 3 : Spettri elastici

7. METODO DI ANALISI

7.1. Analisi statica non lineare

La valutazione della risposta sismica dell'organismo strutturale è stata effettuata mediante l'analisi statica non lineare (*pushover*).

Tale analisi prevede l'applicazione incrementale di assegnate distribuzioni di forze (analisi non adattiva) allo schema strutturale sino al raggiungimento delle resistenza plastica in una sezione critica di travi o pilastri. Raggiunto tale valore in quella sezione non può aversi un incremento delle sollecitazioni che rimarranno costanti e pari al valore resistente; tale sezione sarà libera di ruotare sino all'eventuale raggiungimento del limite di rotazione previsto per lo stato limite in questione. Se non si verificano rotture delle cerniere plastiche che si formano nello schema le forze statiche possono crescere sino alla formazione di un meccanismo di collasso ottenuto mediante una distribuzione di cerniere plastiche tali da generare un cinematismo (labilità della struttura).

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili da utilizzare per le verifiche sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi duttili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di deformazioni.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi fragili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili, dove questa sia confrontata con la domanda per la verifica di sicurezza come sopra indicato, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute dalle prove in sito, divise per i fattori di confidenza. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi *pushover* con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

1. nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
2. nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
   - dall'analisi *pushover* del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu};
   - si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio
   - se lo spostamento d_{max} relativo ad un dato SL è minore di d_{cu}, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max}
   - se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu}.

7.2. Modelli di capacità per la valutazione degli elementi duttili

Per le travi e i pilastri soggette a flessione con e senza sforzo normale, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio:

$$L_V = M/V$$

Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

7.2.1 Stato limite di collasso

Per le verifiche allo SL di collasso (CO) la capacità ultima $\square_u$ è definita mediante la relazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \cdot \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c \right]^{0{,}225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0{,}35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \left(1{,}25^{100\,\rho_d} \right)$$

dove:

- γ_{el} = 1.5 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari,
- ν = N / (A_c f_c) è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione Ac,
- $\omega = \frac{A_s f_y}{(b_x h_x f_c)}$ e $\omega' = \frac{A'_s f_y}{(b_x h_x f_c)}$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione;
- b, h sono base ed altezza della sezione;
- f_c, f_y e f_{yw} sono le resistenza medie a compressione del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale, divise per il fattore di confidenza;
- $\rho = \frac{A_{sx}}{(b_w x s_h)}$ è la percentuale di armatura trasversale,
- s_h è l'interasse delle staffe nella zona critica),
- ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,
- α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$$

essendo b_o e h_o le dimensioni della nucleo confinato, e b_i le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Per le pareti oppure in caso di acciaio incrudente il valore ottenuto deve essere diviso per 1.6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0.85.

In presenza di barre lisce e di condizioni di ancoraggio insoddisfacenti il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0.575.

7.2.2 Stato limite di danno severo (DS)

Per le verifiche allo SL di danno severo (DS) la capacità è valutata come il 75% della capacità ultima θ_u valutata per lo stato limite di collasso.

7.2.3 Stato limite di danno limitato (DL)

Per le verifiche allo SL di danno limitato (DL) la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento θ_y può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0{,}0013 \cdot \left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_v}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0{,}002 \cdot \left(1 + 0{,}125\frac{h}{L_v}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \text{per pareti}$$

dove:

- $\square_y$ è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento;
- h è l'altezza della sezione,
- d_b è il diametro medio delle barre longitudinali,
- f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione divise per il fattore di confidenza .

7.3. Modelli di capacità per la valutazione degli elementi fragili

7.3.1 Travi e pilastri sollecitati a taglio

Per le travi ed i pilastri sollecitati a taglio la resistenza si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato e per il coefficiente parziale del materiale.

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

7.3.2 Nodi trave-pilastro

Per i nodi non confinati deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \le 0{,}3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0{,}5f_c$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_n indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, A_g indica la sezione orizzontale del nodo.

Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale del materiale.

7.4. Curva di capacità

La verifica dei livelli di sicurezza sismica dell'edificio è stata eseguita mediante la determinazione della curva di capacità e la conseguente valutazione del rapporto tra le accelerazioni sismiche attese e le accelerazioni al suolo corrispondenti ai differenti stati limite. Tali valutazioni, come già anticipato nei paragrafi precedenti, sono state effettuate a mezzo di analisi non lineari, in particolare mediante analisi *pushover*. Per tale analisi è stato necessario definire i modelli reologici dei materiali acciaio e calcestruzzo (*Figura 6*) individuando i seguenti parametri:

- f_c resistenza a compressione del calcestruzzo;
- f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_t resistenza a snervamento dell'acciaio.

Il legame costitutivo del calcestruzzo utilizzato è di tipo elasto-plastico a duttilità limitata a compressione ed elasto-fragile a trazione. Per l'acciaio il legame costitutivo è elasto-plastico perfetto a duttilità limitata simmetrico a compressione e a trazione.

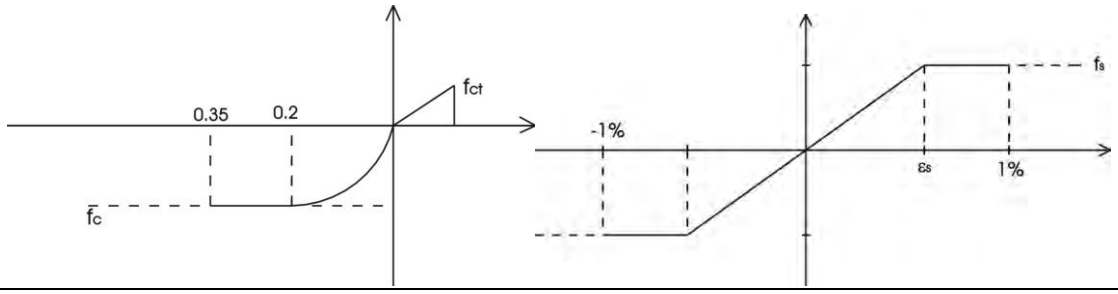

Figura 4: Legami costitutivi calcestruzzo ed acciaio

Dall'indagine sono stati desunti i valori di deformazione e di resistenza per i materiali anche alla luce delle caratteristiche costruttive rilevate (quantità e disposizione delle armature, confinamento delle staffe, etc.). Eseguite le indagini utili per l'accertamento della geometria, dei dettagli costruttivi, e dei materiali si è potuto procedere alla definizione del modello strutturale tridimensionale e, per ciascuna sezione strutturale, della geometria, delle armature ed del legame momento curvatura.

E' stata esaminata la risposta del sistema strutturale sotto l'azione di due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- distribuzione proporzionale alle masse;
- distribuzione proporzionale al prodotto della massa per la deformata del primo modo ottenuta attraverso un'analisi dinamica modale.

Le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo sono eseguite per la distribuzione di forze più sfavorevole.

Definito quale "punto di controllo" il centro di massa dell'ultimo impalcato è stato possibile tracciare il legame forza-spostamento generalizzato tra il taglio alla base V_b e lo spostamento d di tale punto. Tale legame rappresenta la cosiddetta curva di capacità dell'edificio (*Figura 5*).

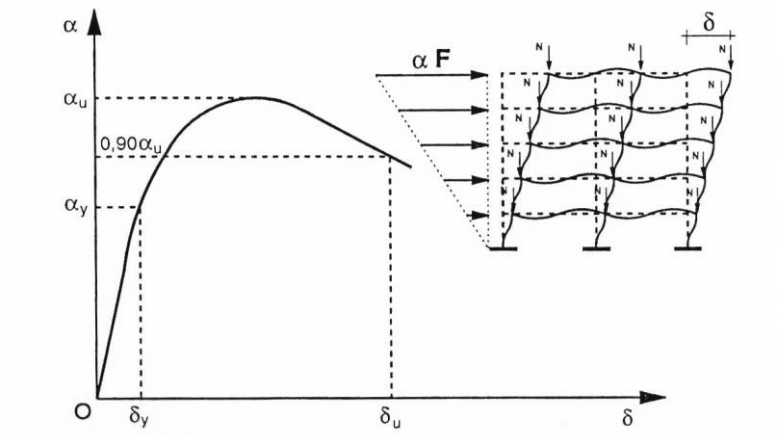

Figura 5: Curva di capacità tipo

I modelli strutturali analizzati sono costituiti dalle fondazioni su plinti isolati per il Corpo A e a travi rovesce per il Corpo B, dai pilastri, dalle travi (*Figure 6 e 7*).

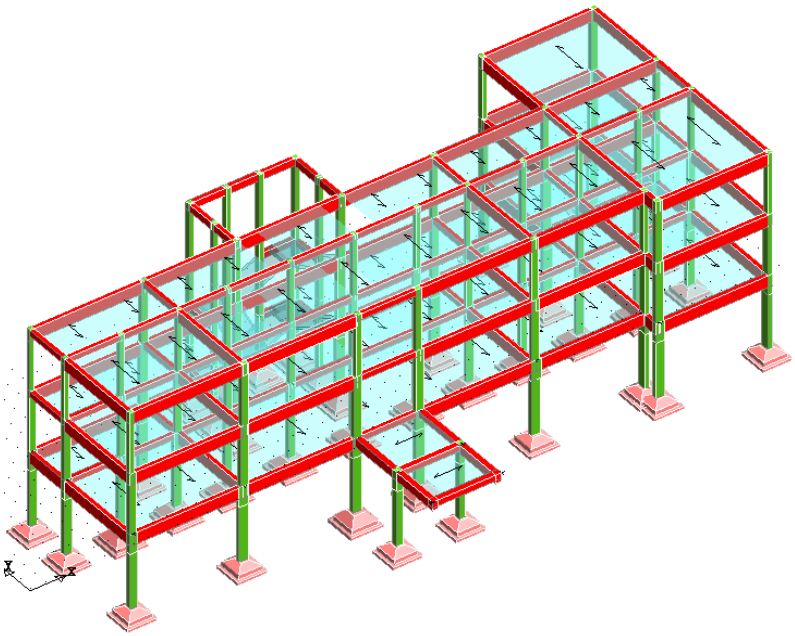

Figura 6: Modello di calcolo utilizzato corpo A

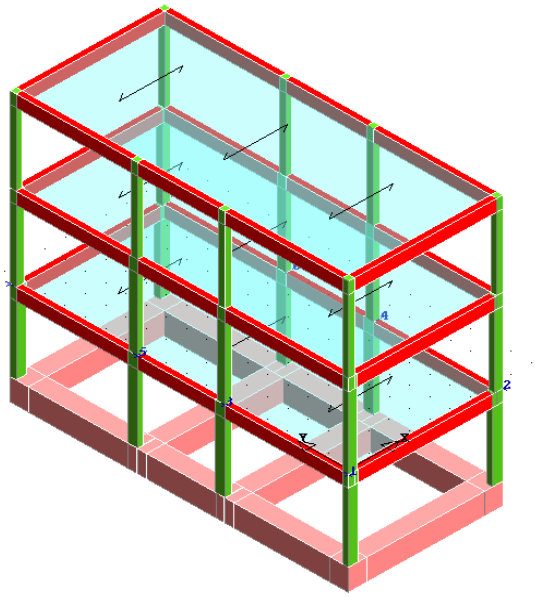

Figura 7: Modello di calcolo utilizzato corpo B

7.5. Indici di rischio e sintesi dei risultati

Attraverso la valutazione "*step by step*" del regime di sforzo e di deformazione sono state determinate le condizioni di raggiungimento di uno specifico stato limite e le relative accelerazioni sismiche ad esso associate. Come previsto dalla normativa la curva di capacità è stata confrontata con gli spettri di risposta elastica mediante il grafico ADSR al fine di ottenere gli indicatori di rischio relativi agli stati limite considerati. Di seguono sono illustrate le curve di capacità ed i relativi meccanismi di collasso associati alle diverse analisi svolte

mediante il software CDS (release 2013) distribuito dalla STS s.r.l. via Tre Torri – Sant'Agata Li Battiati (CT).

7.5.1 Corpo strutturale A

Le *Figure 8 - 23* si riferiscono alla risposta strutturale in direzione X e Y del sisma; la *Figura 24* pone gli spettri ADSR relativi alle due direzioni principali X e Y a confronto.

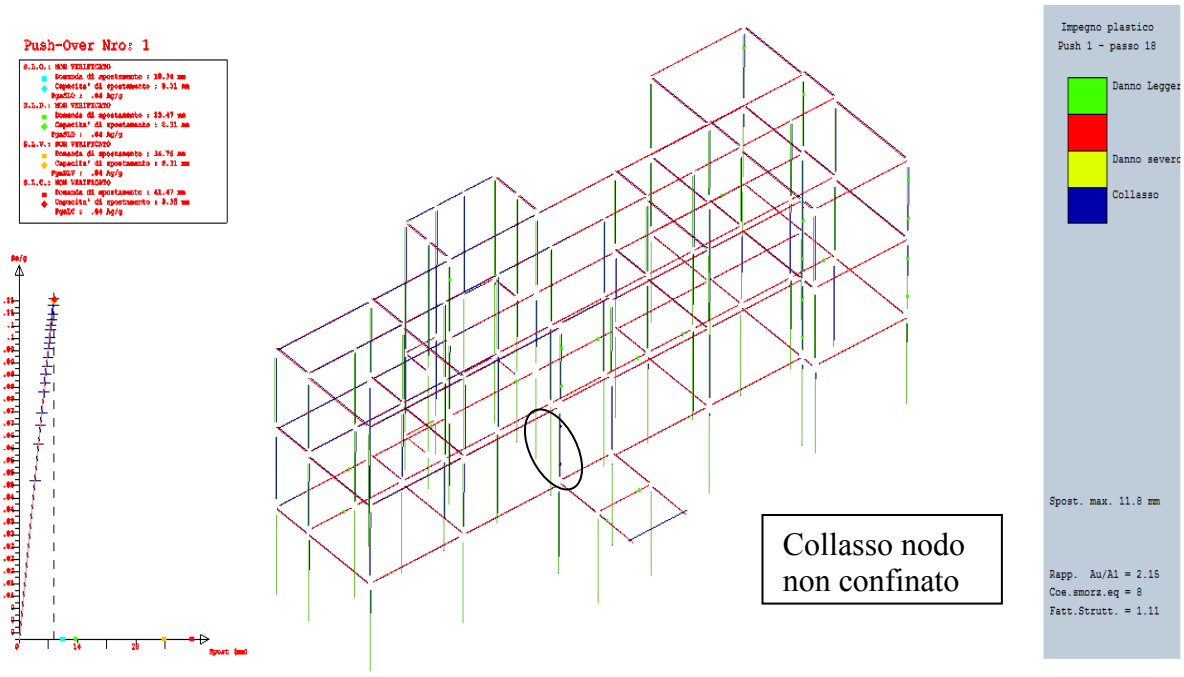

Figura 8: Curva PUSH-OVER 1 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc +5%;)

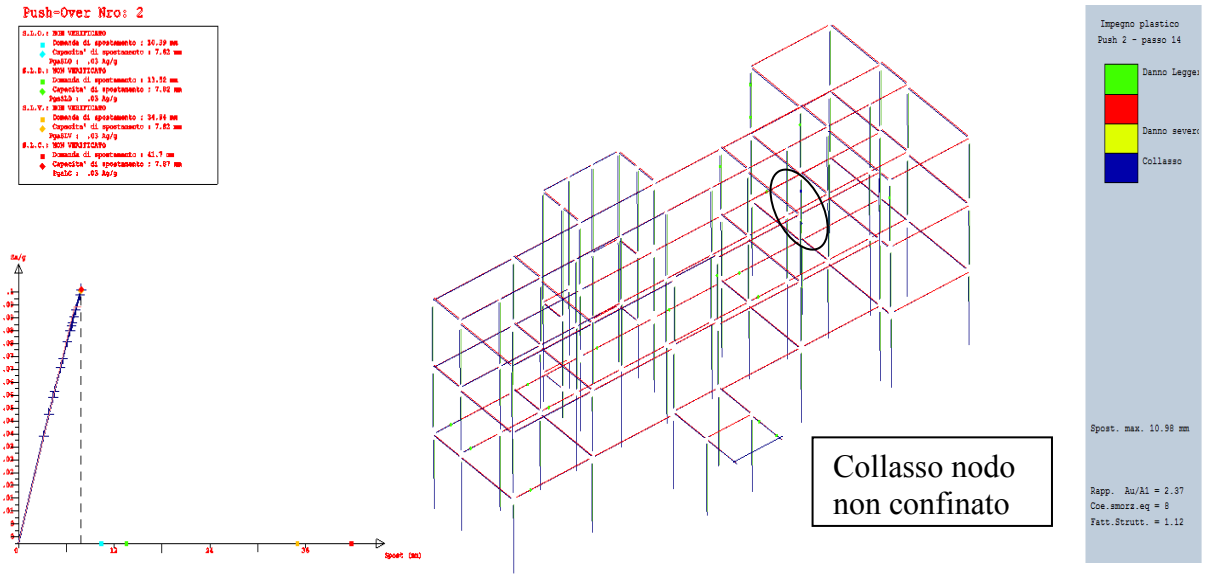

Figura 9: Curva PUSH-OVER 2 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc +5%;)

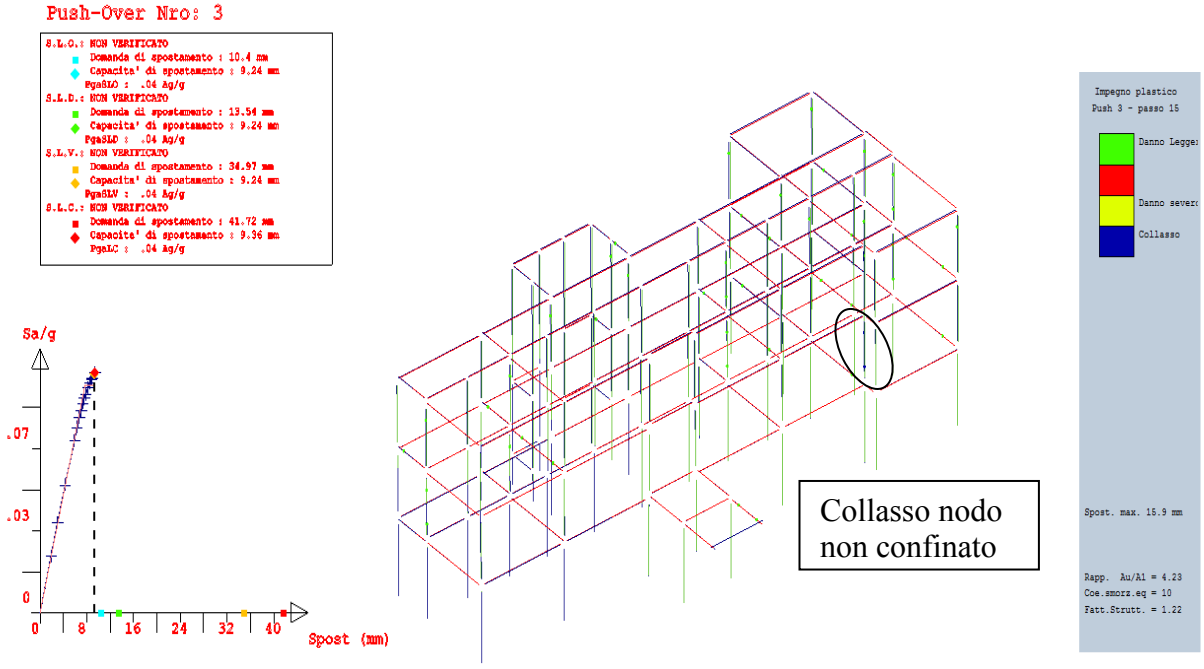

Figura 10: Curva PUSH-OVER 3 (Sisma in direzione Y; Prop. Massa; ecc +5%;)

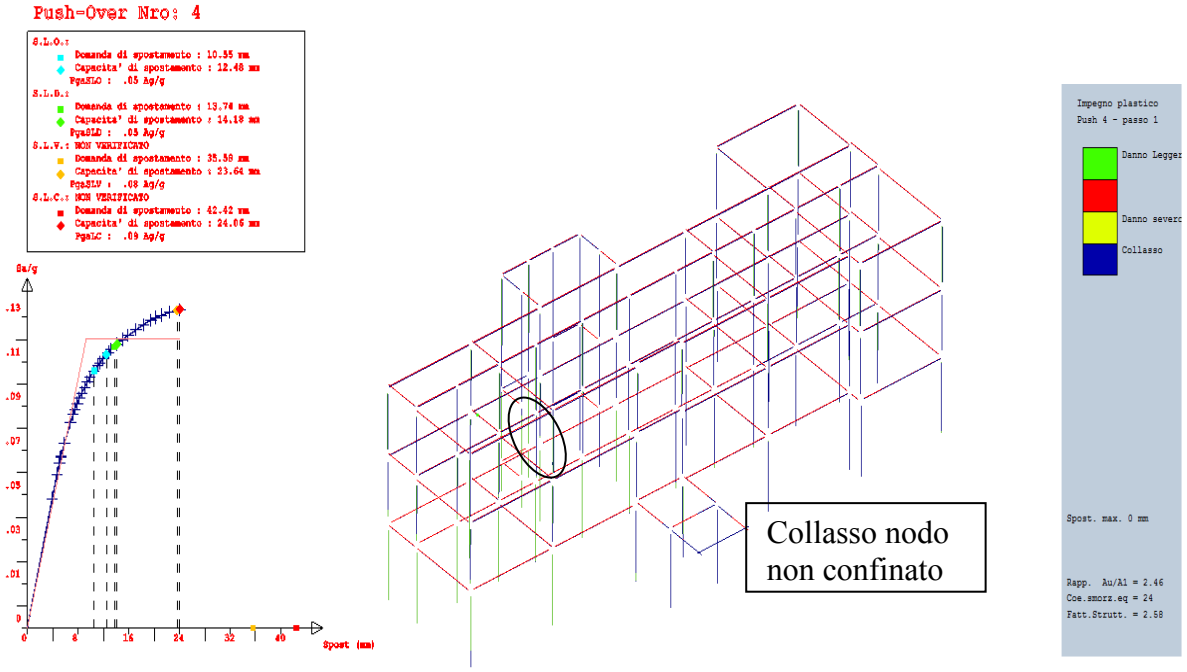

Figura 11: Curva PUSH-OVER 4 (Sisma in direzione X; Prop. Massa; ecc +5%;)

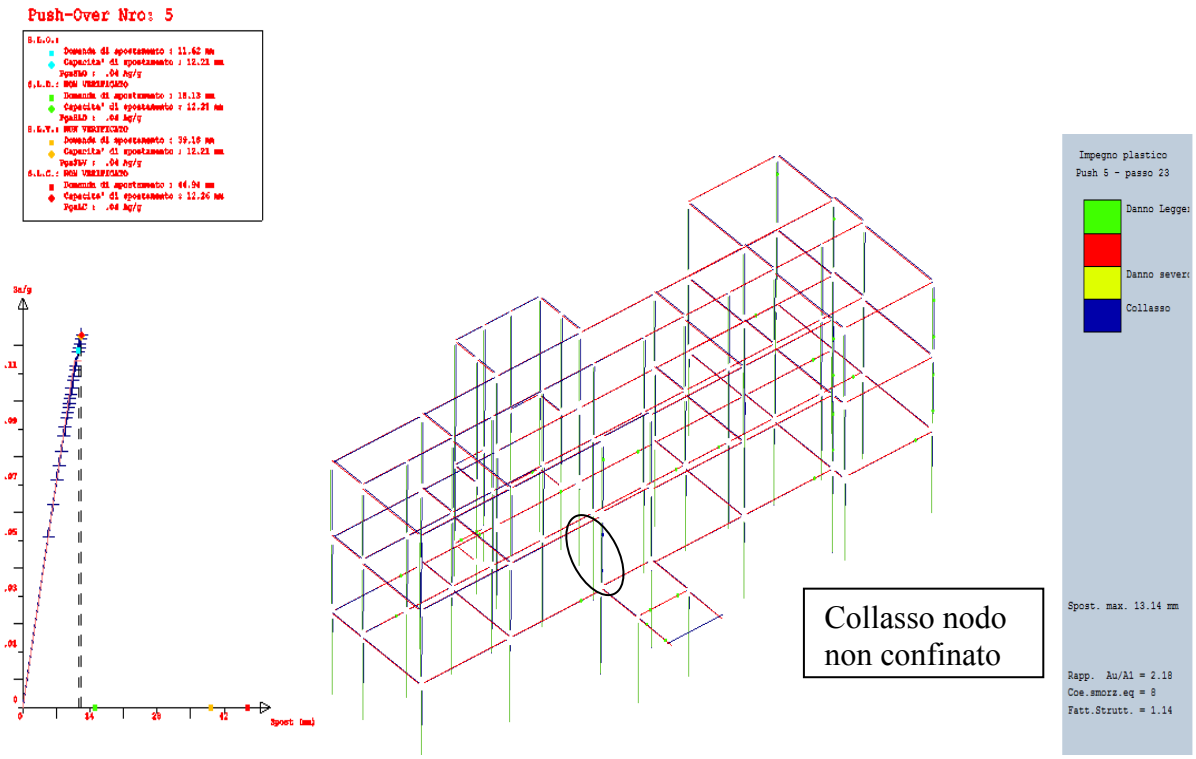

Figura 12: Curva PUSH-OVER 5 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

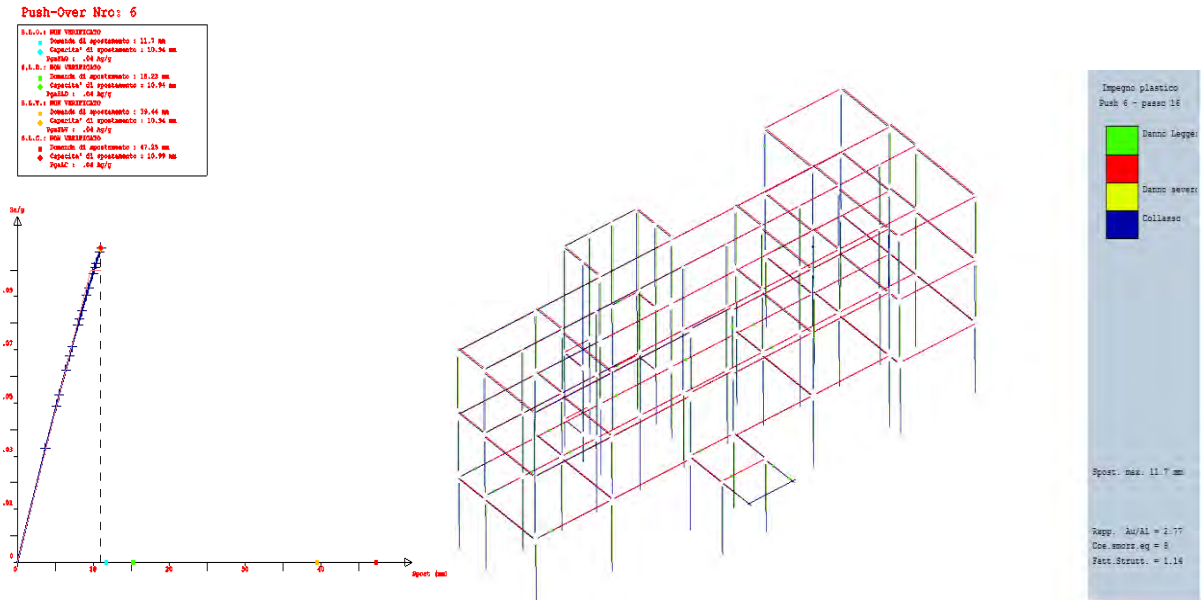

Figura 13: Curva PUSH-OVER 6 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

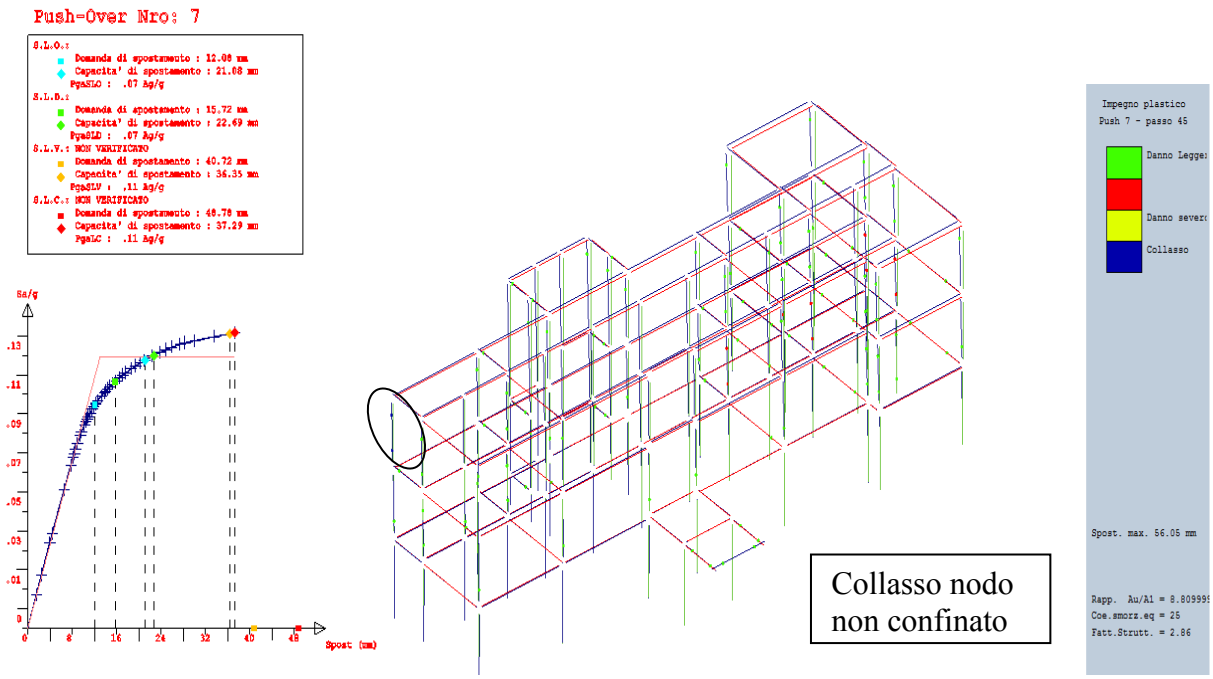

Figura 14: Curva PUSH-OVER 7 (Sisma in direzione Y; Prop. Massa; ecc -5%;)

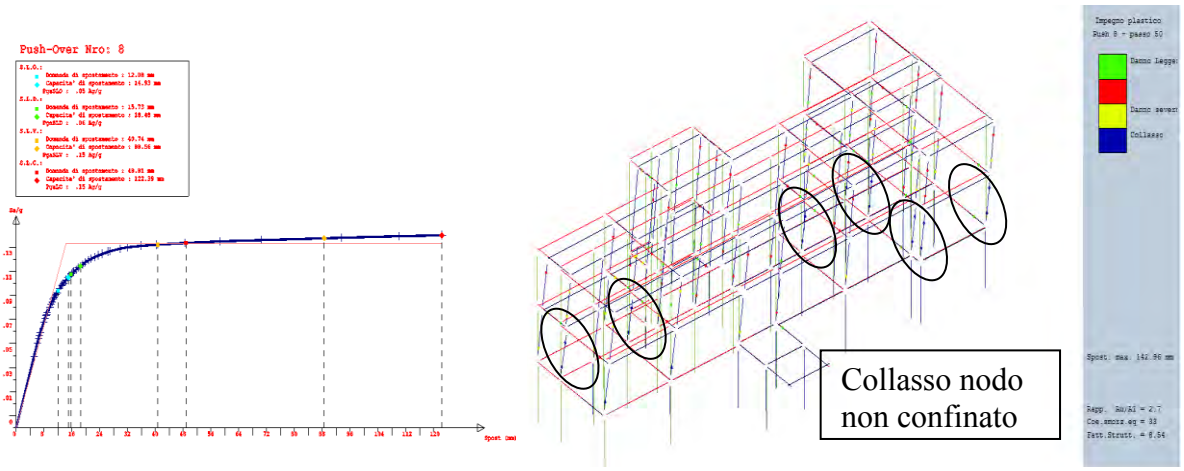

Figura 15: Curva PUSH-OVER 8 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

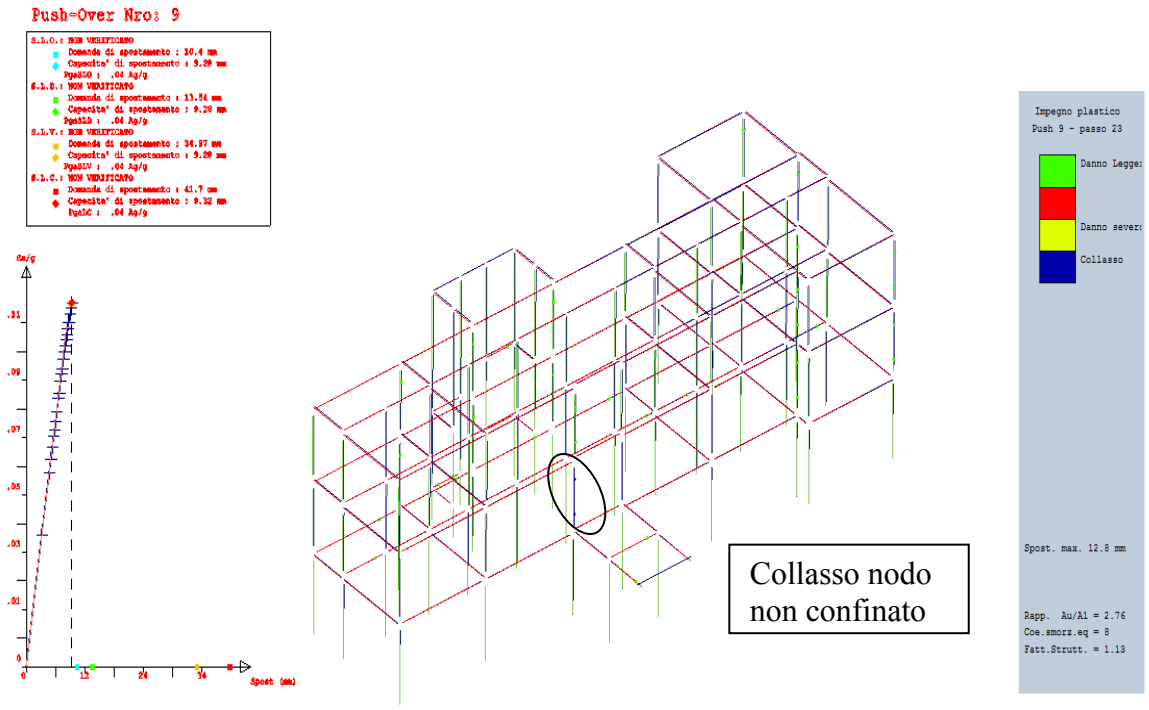

Figura 16: Curva PUSH-OVER 9 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

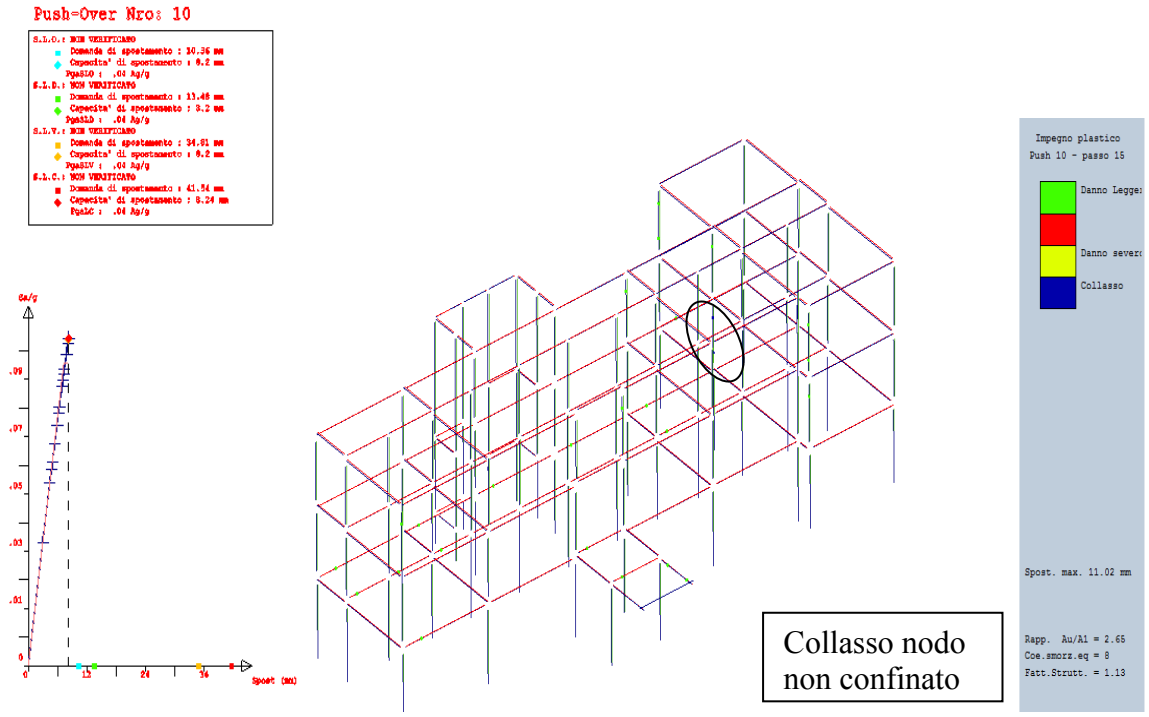

Figura 17: Curva PUSH-OVER 10 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

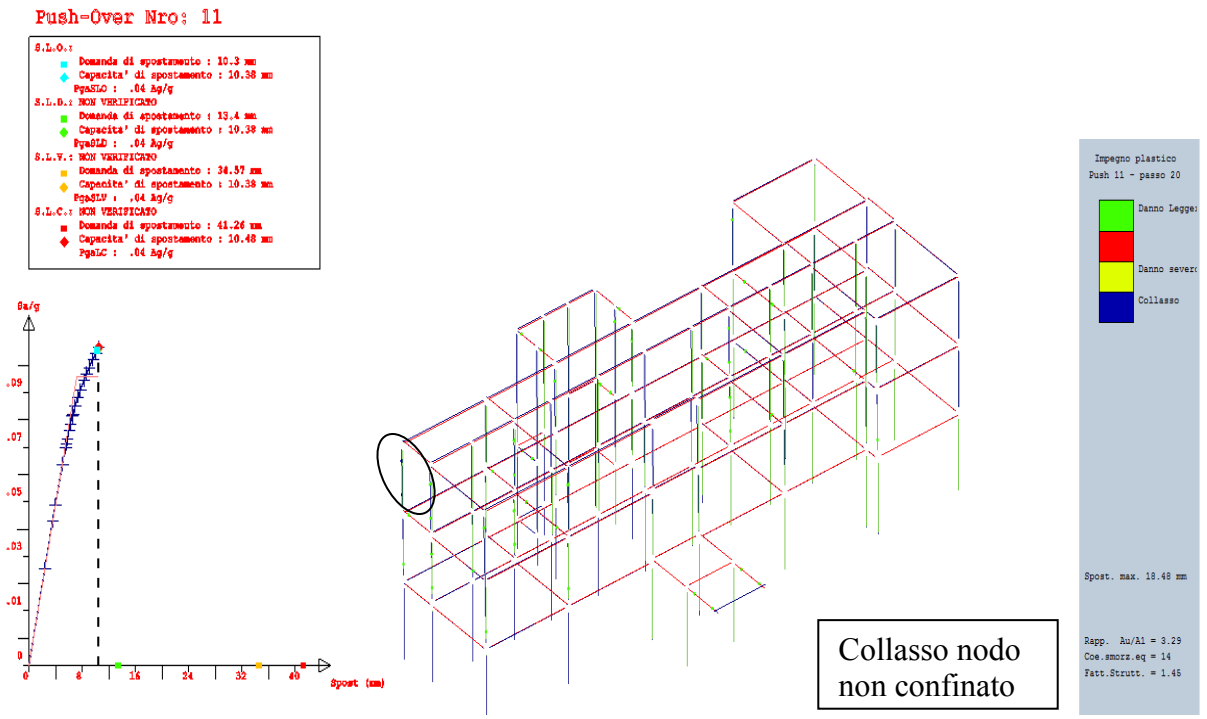

Figura 18: Curva PUSH-OVER 11 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

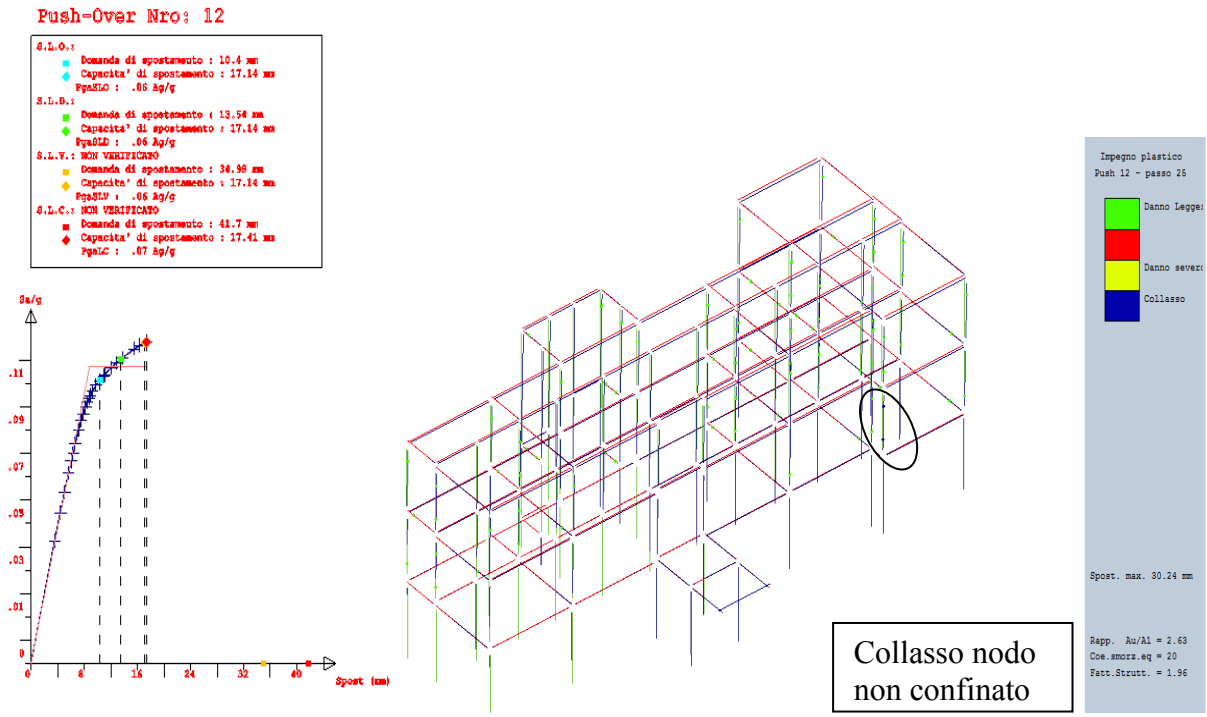

Figura 19: Curva PUSH-OVER 12 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

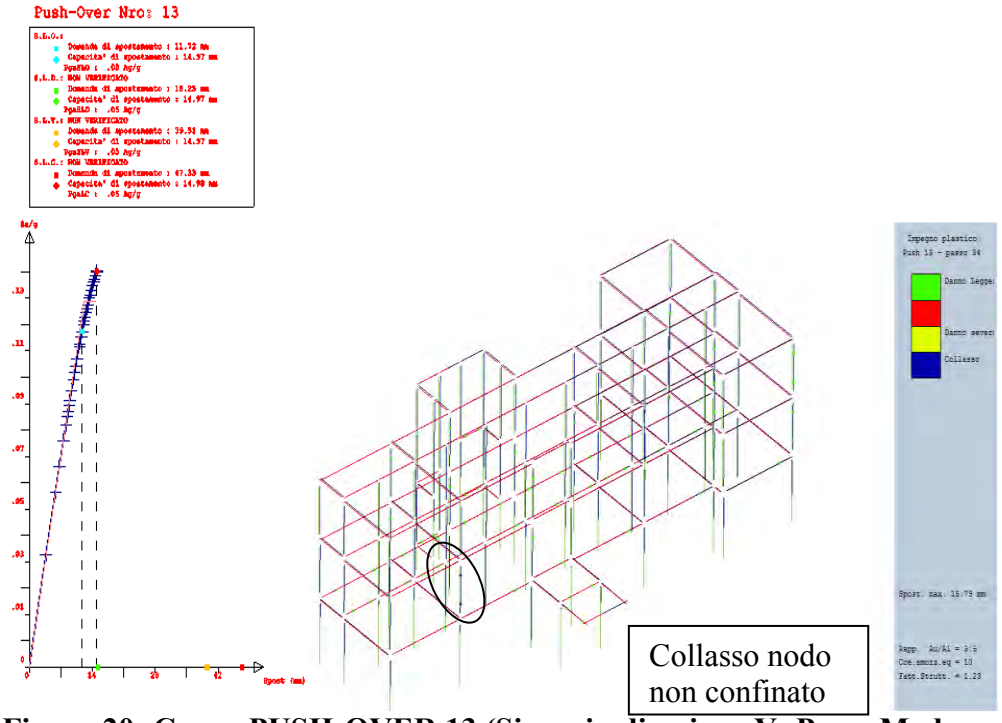

Figura 20: Curva PUSH-OVER 13 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

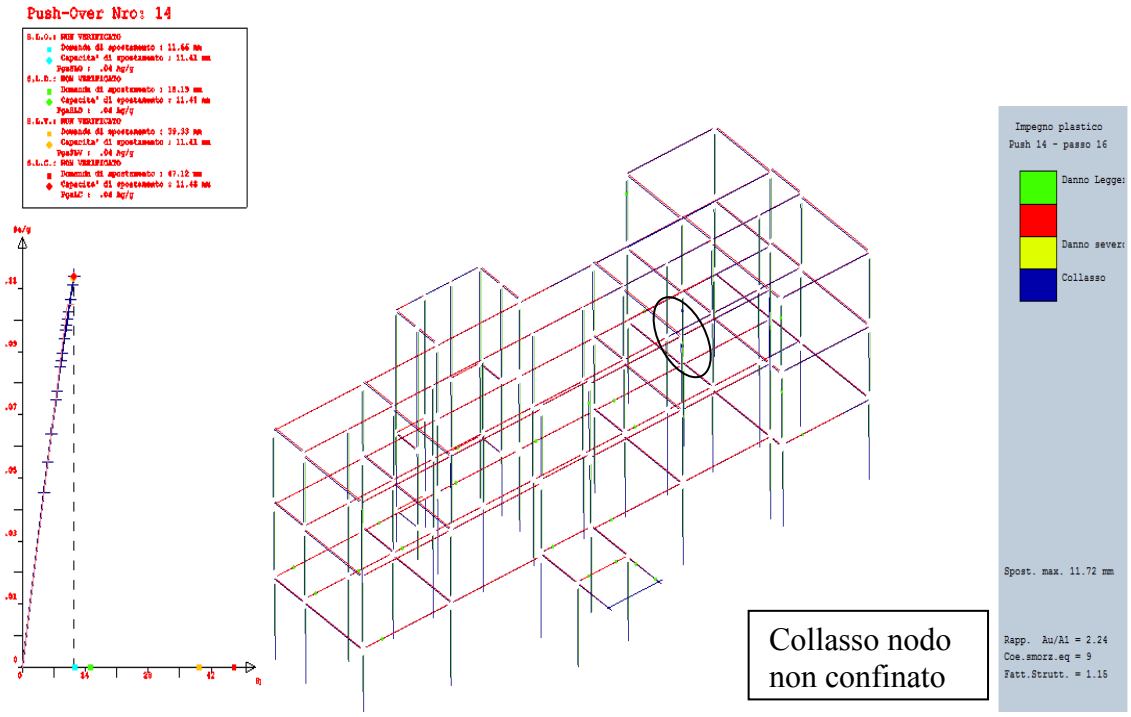

Figura 21: Curva PUSH-OVER 14 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

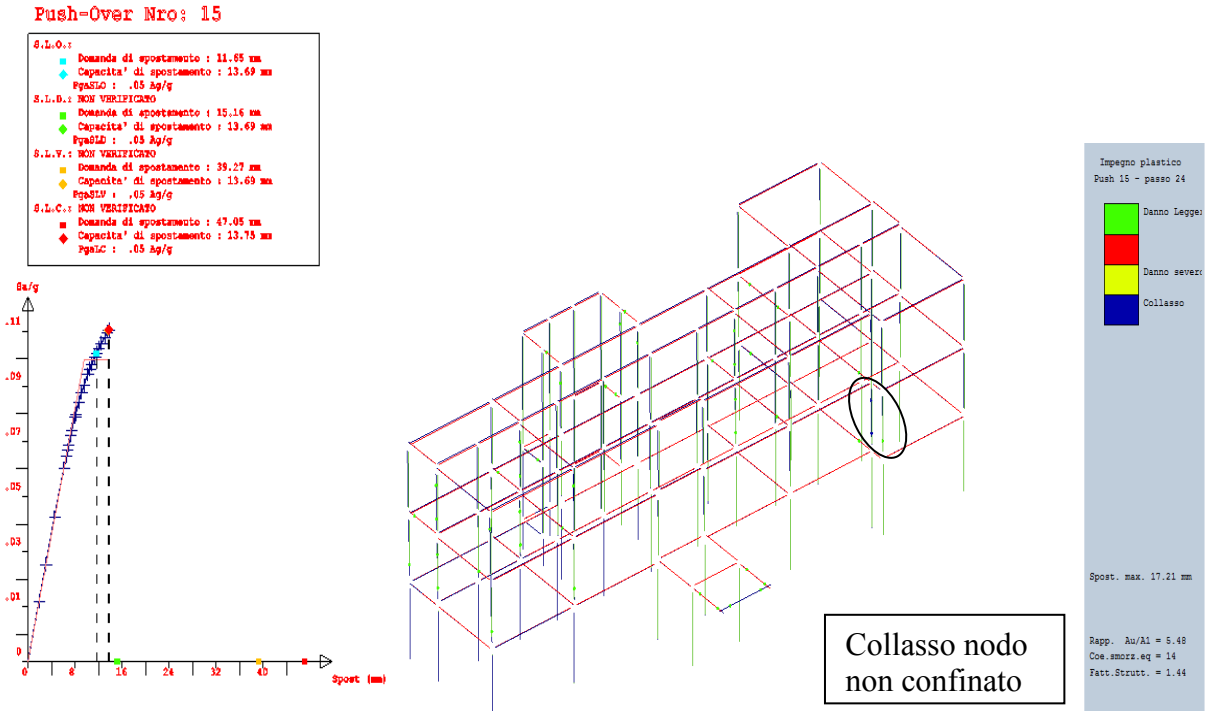

Figura 22: Curva PUSH-OVER 15 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

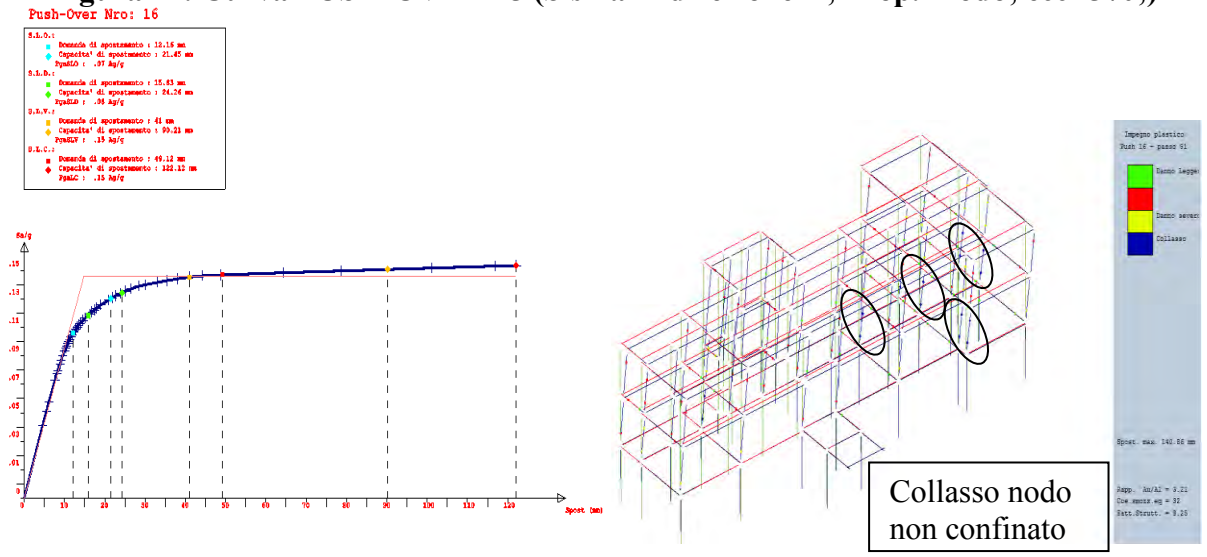

Figura 23: Curva PUSH-OVER 16 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

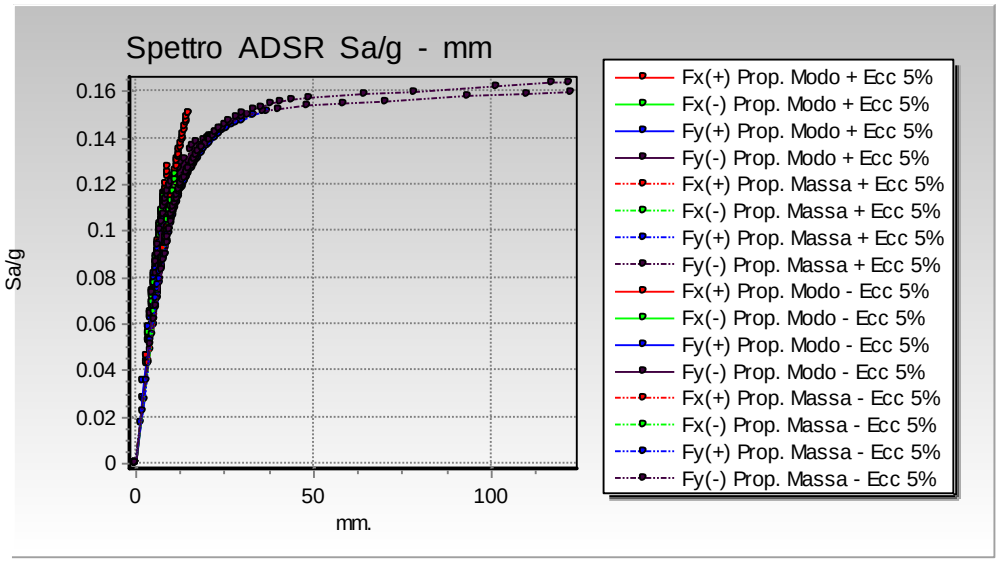

Figura 24: Curve PUSH-OVER (Sisma in entrambe le direzioni)

L'analisi dei meccanismi di rottura evidenzia un comportamento poco duttile del corpo strutturale (in particolare per i nodi non confinati privi di staffe e per i pilastri con modesta armatura a taglio).

L'intersezione della curva di capacità con gli spettri inelastici (in formato ADSR), corrispondenti agli stati limite di interesse, ha consentito di calcolare i valori di accelerazione al suolo ed tempi di ritorno ad essi associati.

7.5.2 Corpo strutturale B

Le *Figure 25 - 40* si riferiscono alla risposta strutturale in direzione X e Y del sisma; la *Figura 41* pone gli spettri ADSR relativi alle due direzioni principali X e Y a confronto.

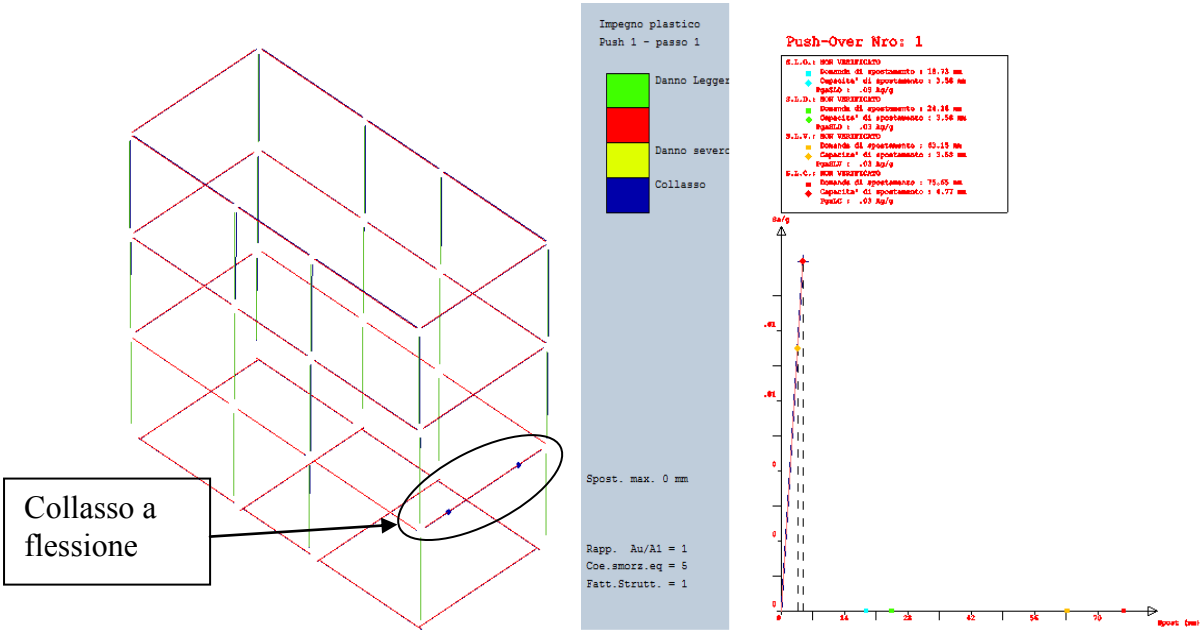

Figura 25: Curva PUSH-OVER 1 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc +5%;)

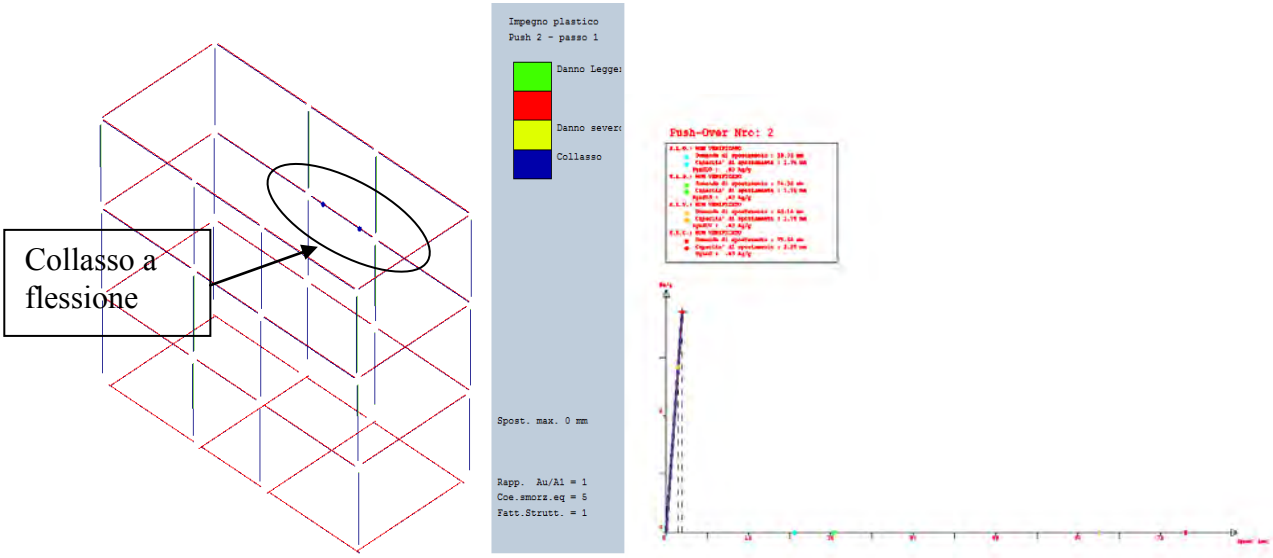

Figura 26: Curva PUSH-OVER 2 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc +5%;)

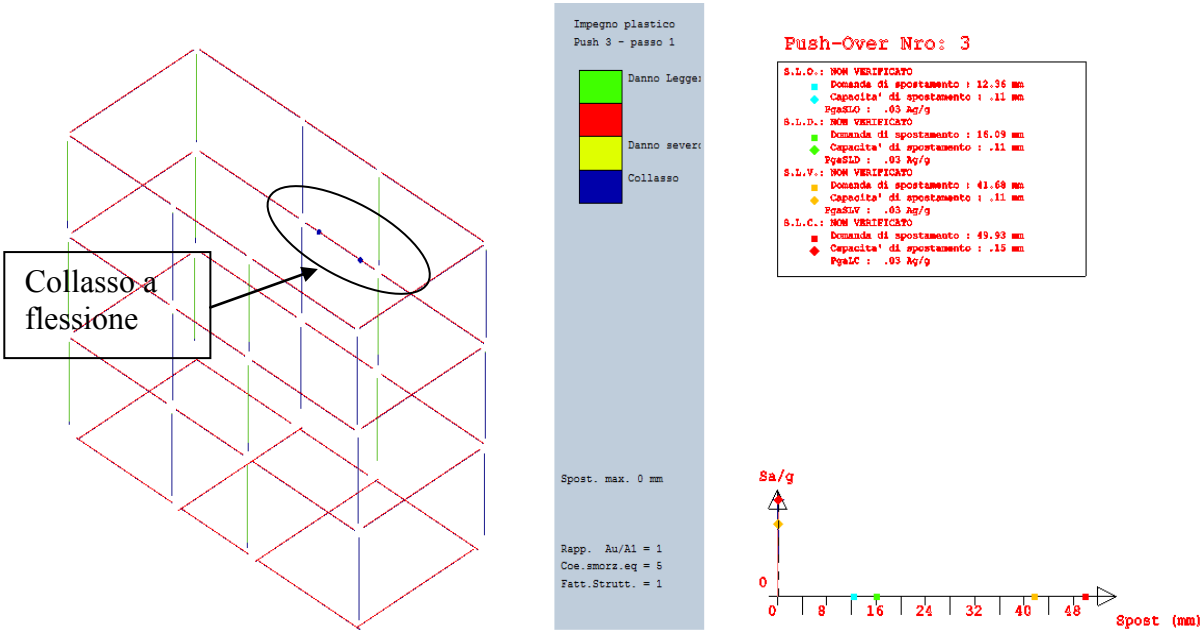

Figura 27: Curva PUSH-OVER 3 (Sisma in direzione X; Prop. Massa; ecc +5%;)

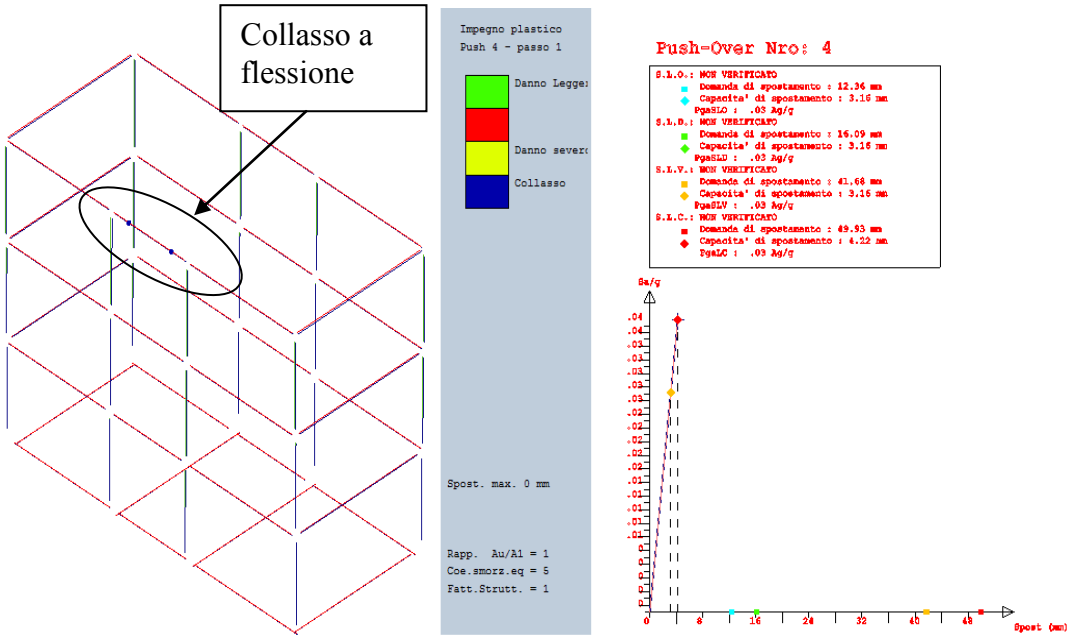

Figura 28: Curva PUSH-OVER 4 (Sisma in direzione X; Prop. Massa; ecc +5%;)

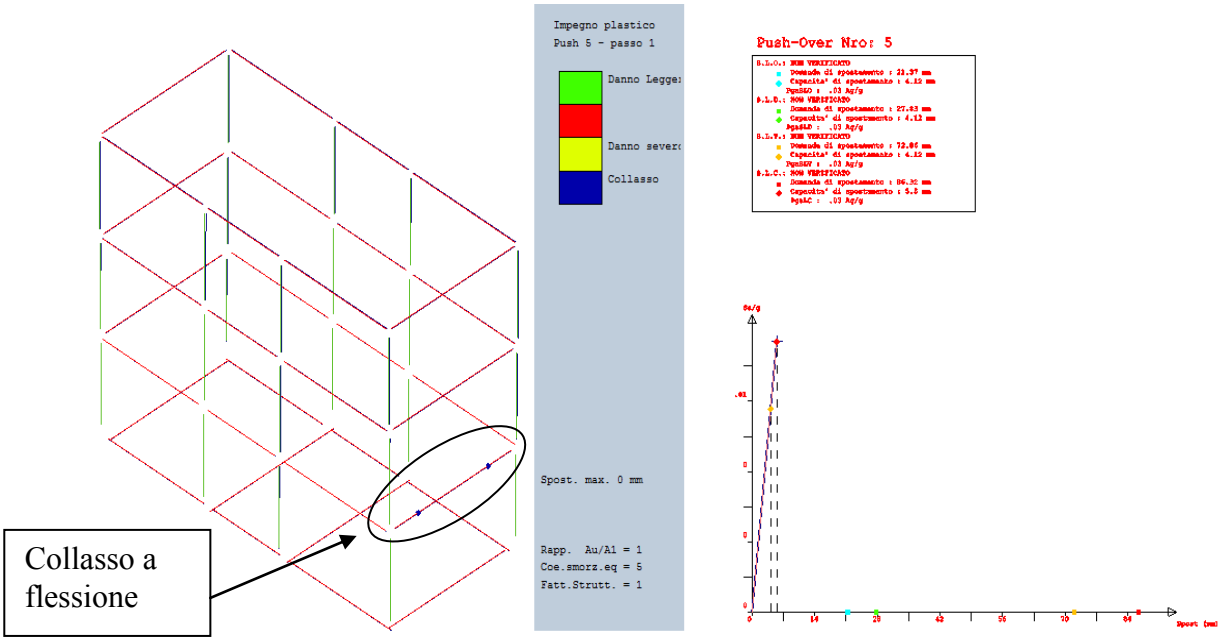

Figura 29: Curva PUSH-OVER 5 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

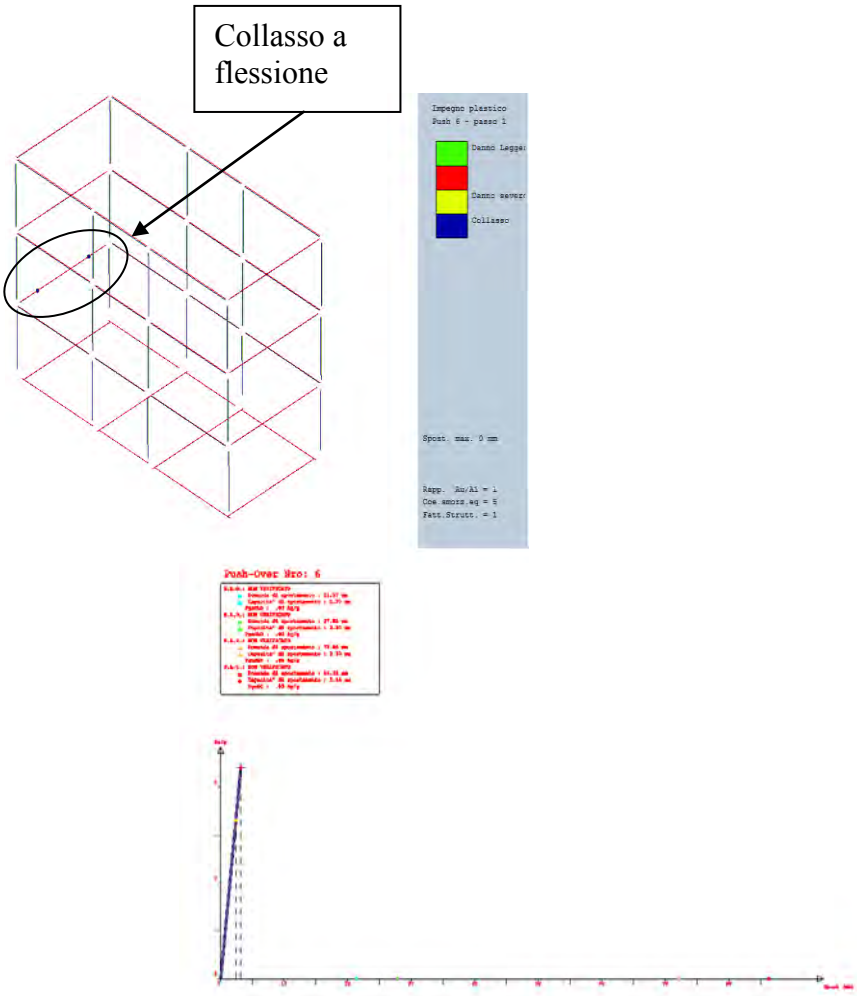

Figura 30: Curva PUSH-OVER 6 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

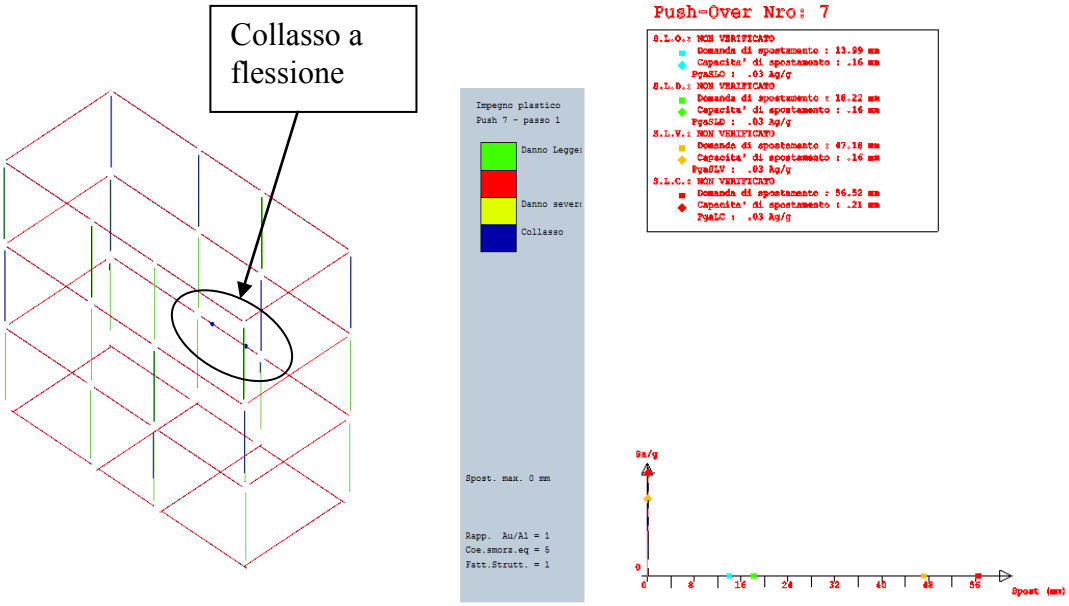

Figura 31: Curva PUSH-OVER 7 (Sisma in direzione X; Prop. Massa; ecc -5%;)

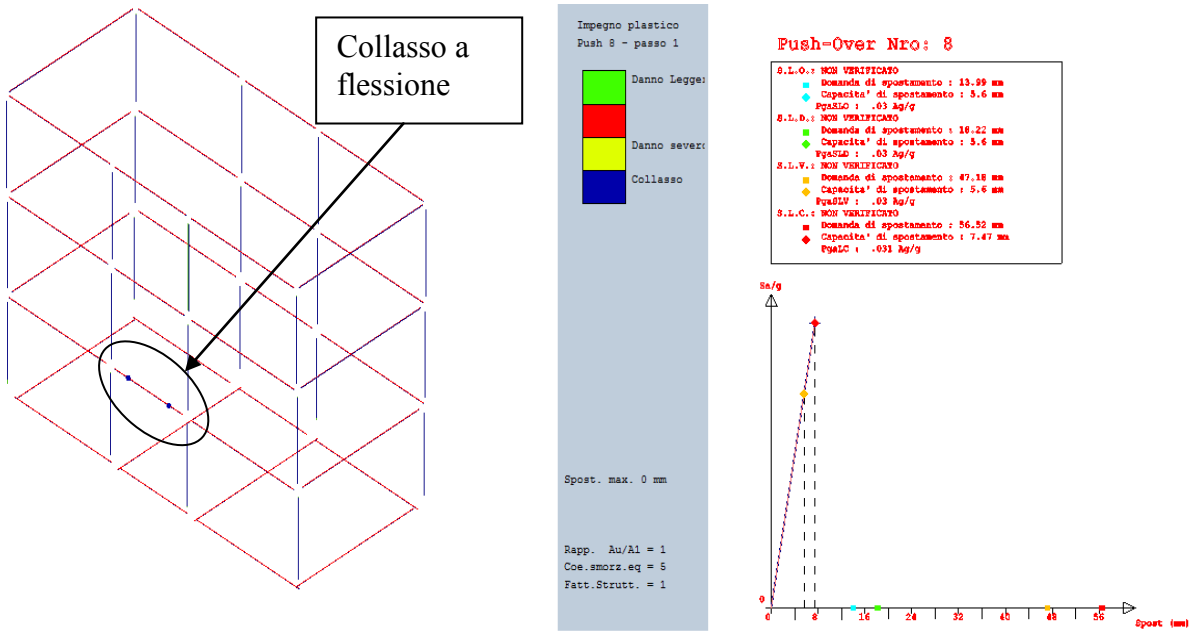

Figura 32: Curva PUSH-OVER 8 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

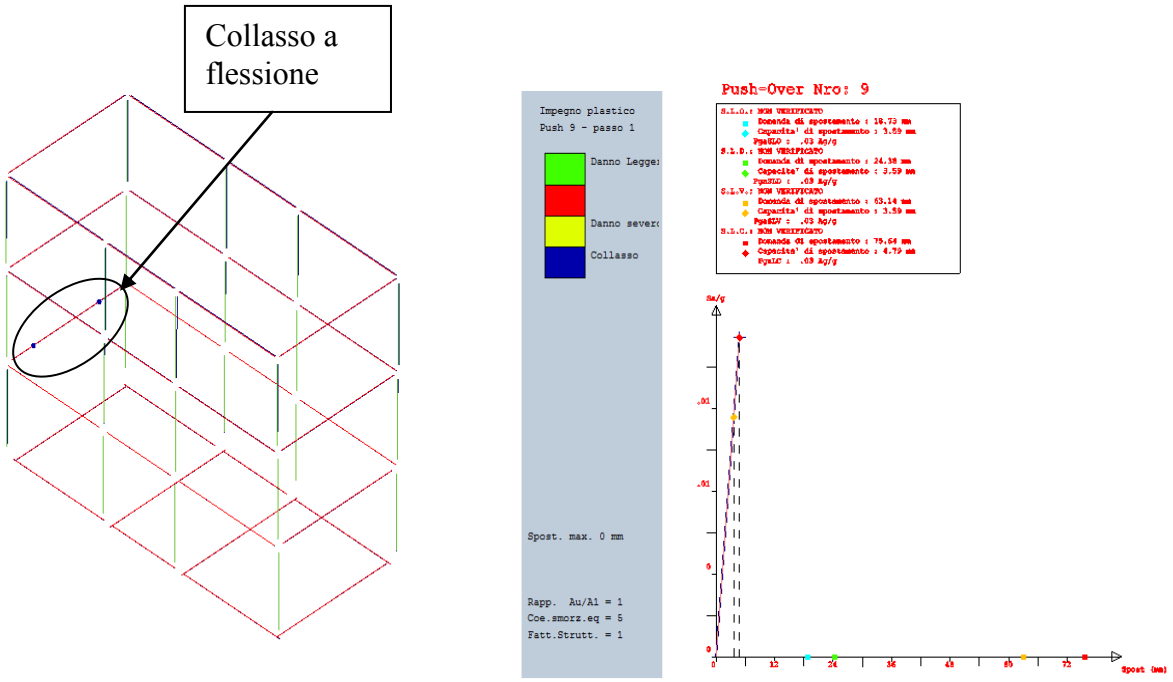

Figura 33: Curva PUSH-OVER 9 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

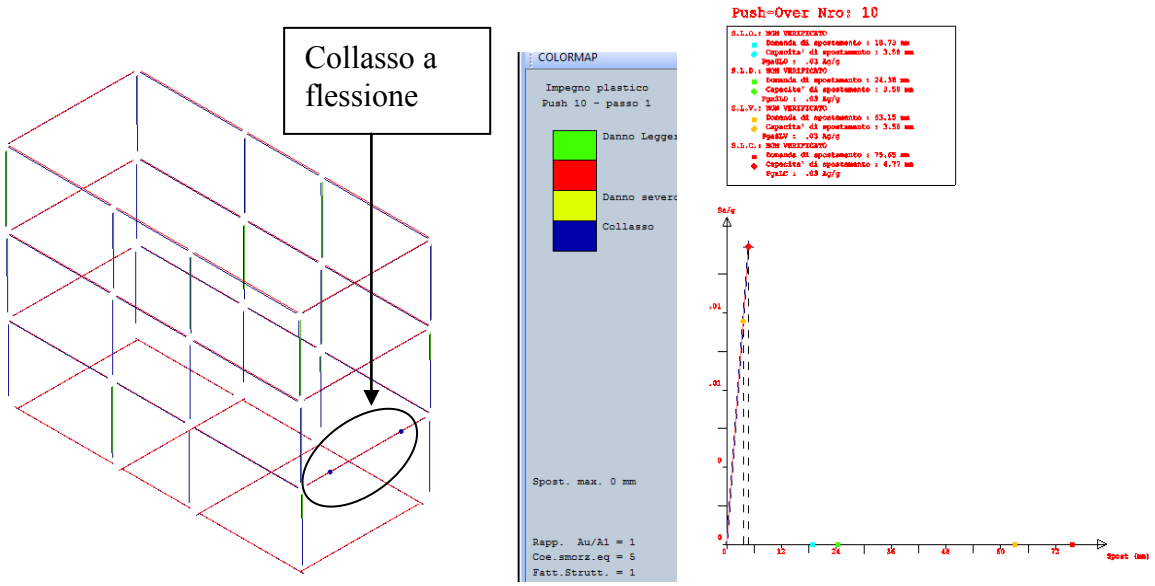

Figura 34: Curva PUSH-OVER 10 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

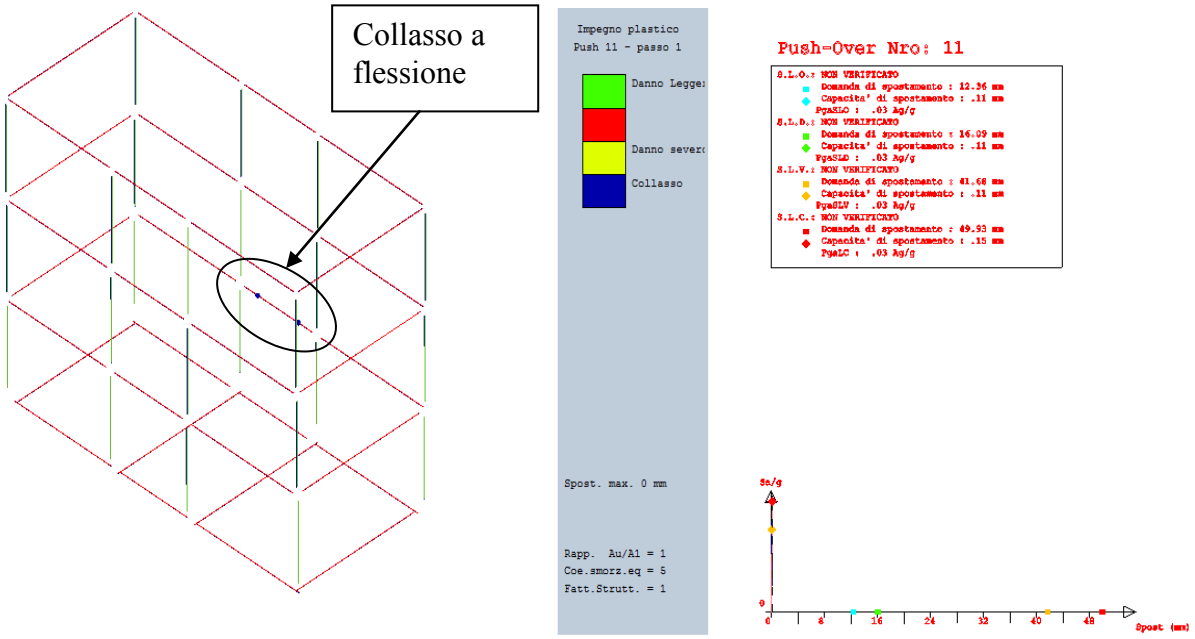

Figura 35: Curva PUSH-OVER 11 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

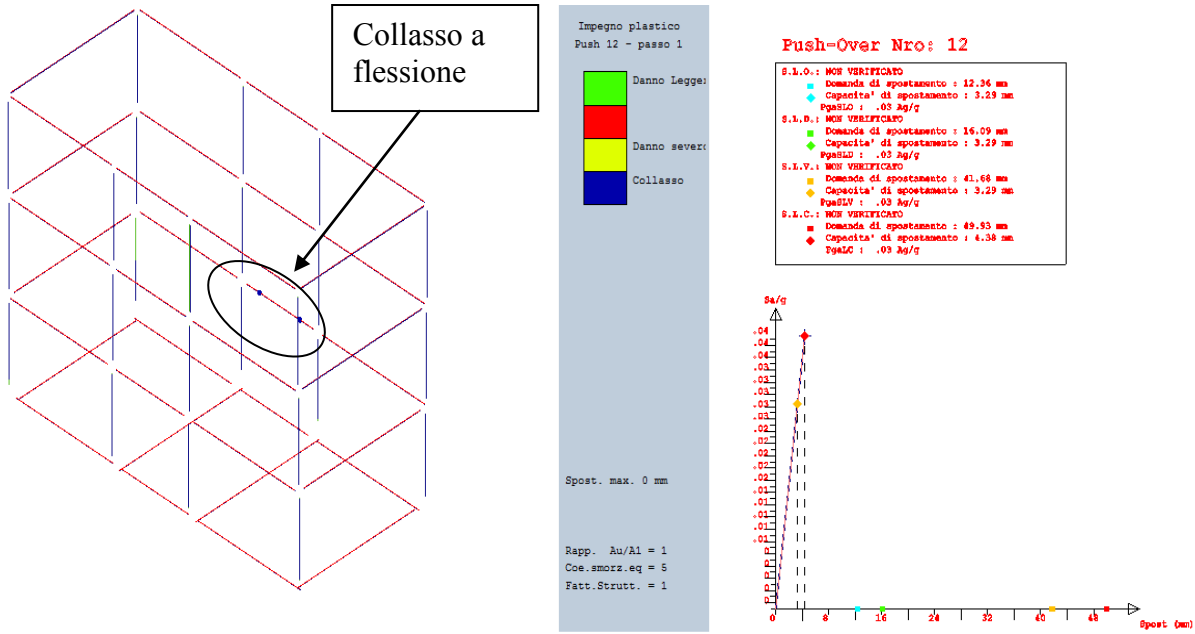

Figura 36: Curva PUSH-OVER 12 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

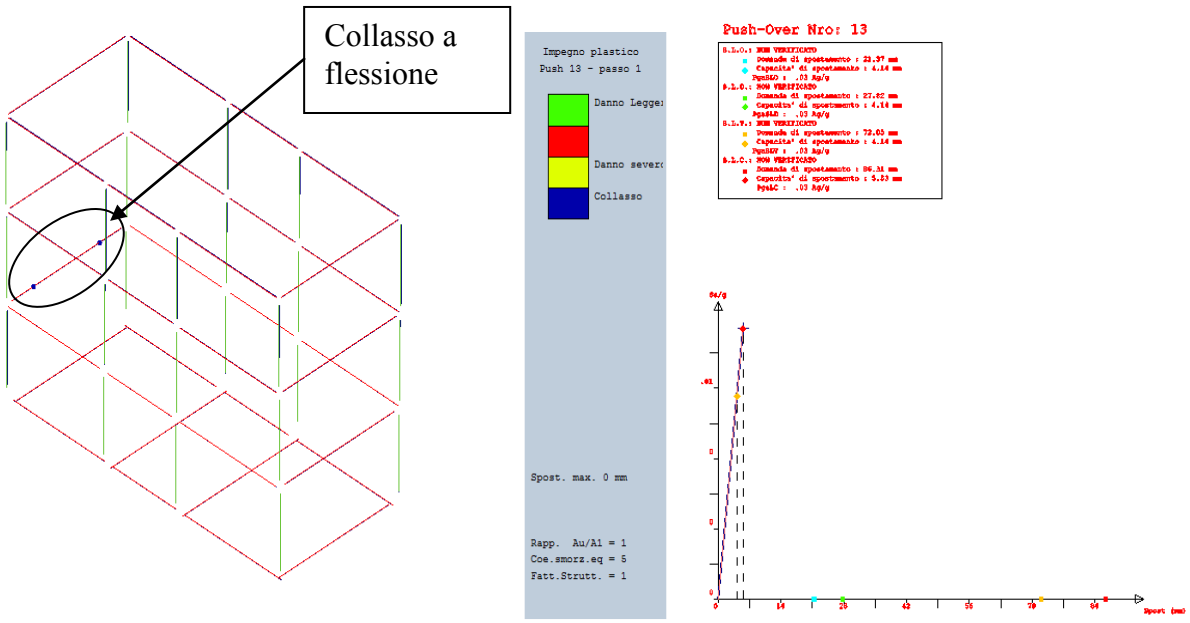

Figura 37: Curva PUSH-OVER 13 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

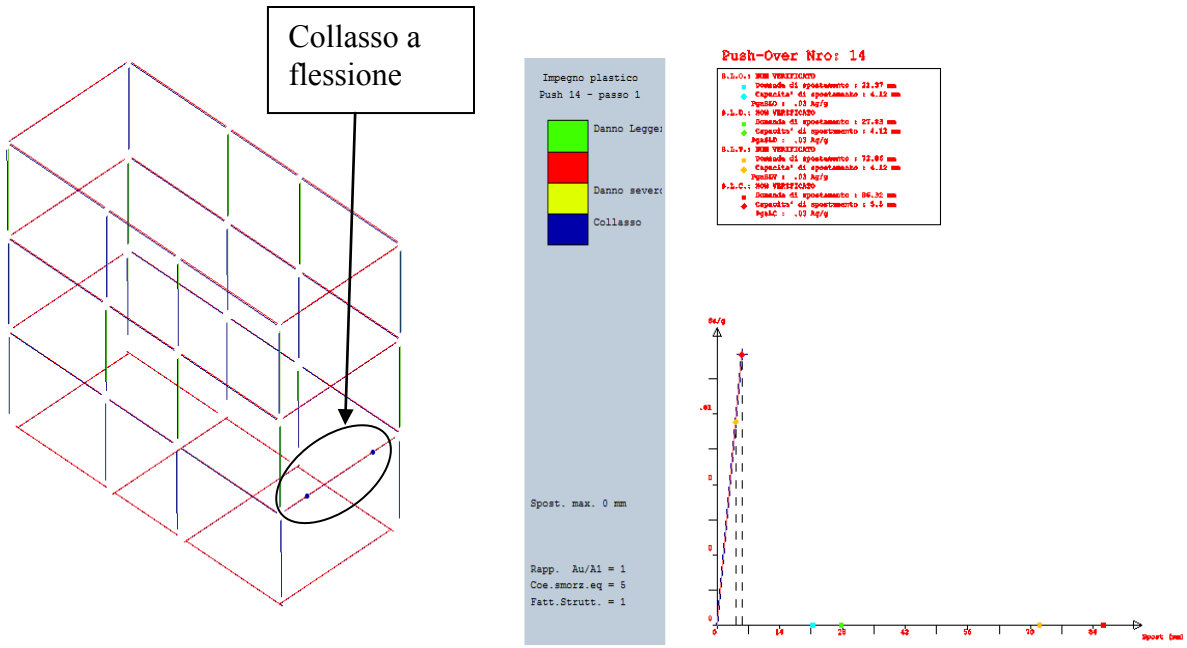

Figura 38: urva PUSH-OVER 14 (Sisma in direzione Y; Prop. Modo; ecc -5%;)

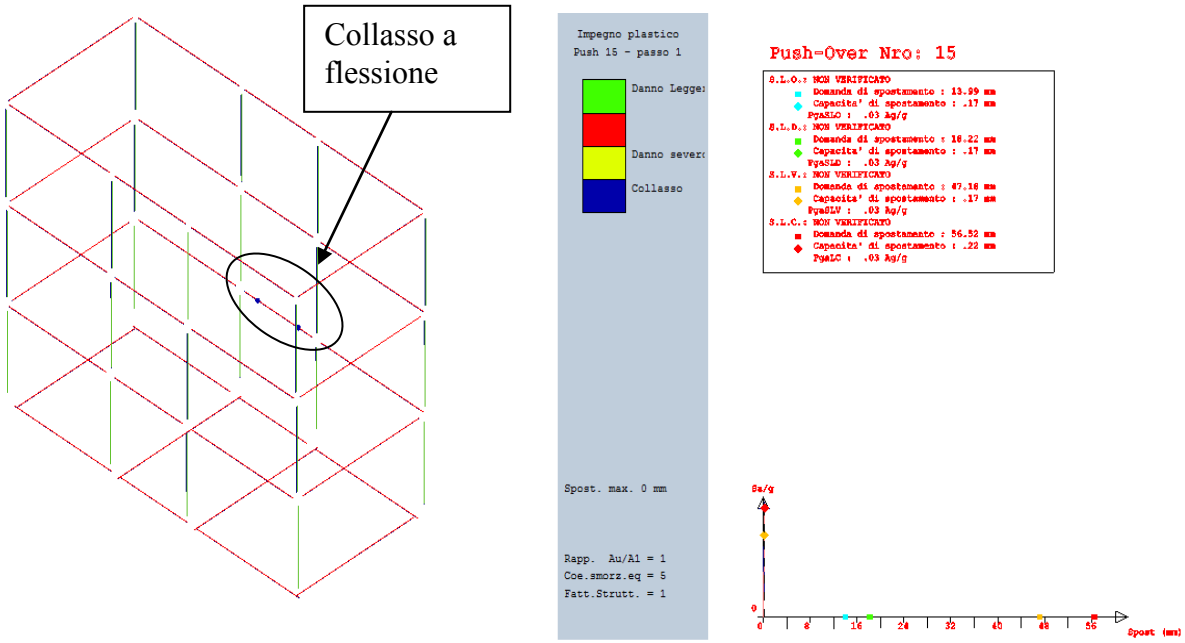

Figura 39: Curva PUSH-OVER 15 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

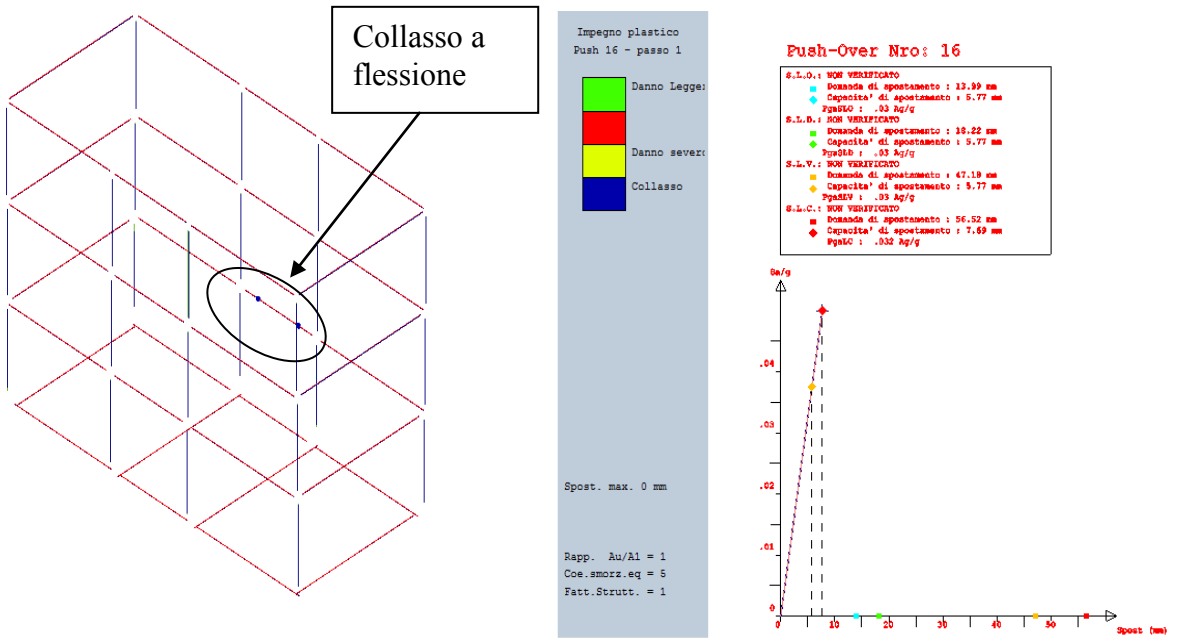

Figura 40: Curva PUSH-OVER 16 (Sisma in direzione X; Prop. Modo; ecc -5%;)

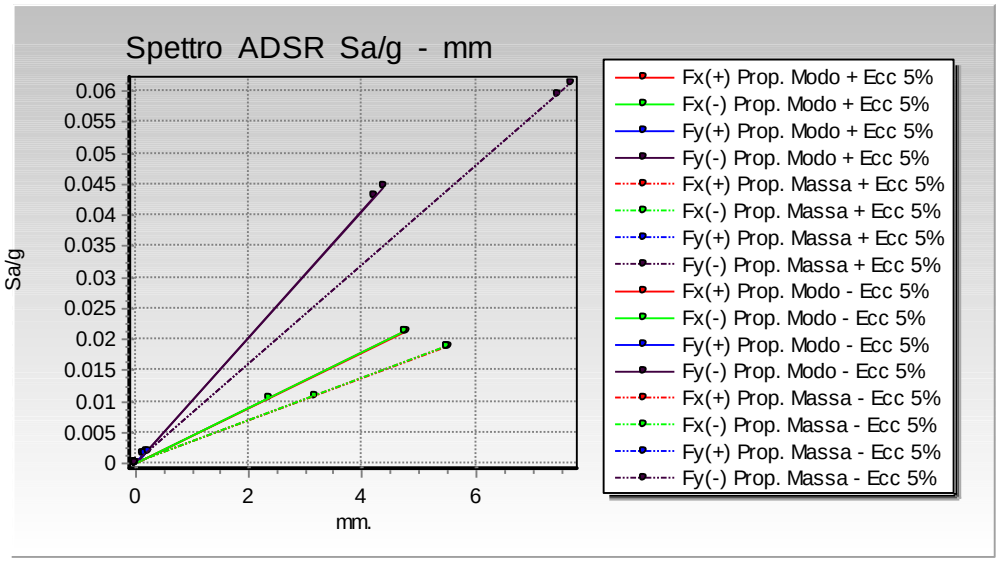

Figura 41: Confronto tra le curve PUSH-OVER nelle due direzioni

L'analisi dei meccanismi di rottura evidenzia un comportamento poco duttile del corpo strutturale (in particolare per i nodi non confinati privi di staffe e per i pilastri con modesta armatura a taglio) e, ad essi, è associata una scarsa dissipazione energetica. In tutte le sedici analisi si evidenziano crisi strutturali localizzate, concentrate principalmente in porzioni limitate d'edificio.

Per ulteriori dettagli sulle verifiche numeriche si rimanda ai fascicoli di calcolo.

IL TECNICO

dott. ing. Dario Ticali

IL TECNICO

dott. ing. Mario Denaro

BIBLIOGRAFIA

1. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274*, October 1997, Washington D.C.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356*, November 2000, Washington D.C.
3. CEN, 2004. Eurocode 8 - *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (draft n. 6), prEN 1998-3,* Brussels.
4. UNI (1987). UNI 6131, *Prelevamento campioni di calcestruzzo indurito*, giugno 1987.
5. UNI, 1980. UNI 6130 (parte 1), *Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica*, settembre 1980.
6. Angelo Masi. *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive*, Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, 1/2005
7. OPCM N.3274/3431. *Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico degli Edifici*.
8. UNI EN 12504-1: Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote - Prelievo, esame e prova di compressione.
9. Linee guida per il calcestruzzo strutturale – Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
10. Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive – Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
11. D.M. 14/01/2008: Norme tecniche per le Costruzioni
12. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).