



**VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI ADEGUATEZZA SISMICA**  
**DELLE SEDI DI SERVIZIO DEL CORPO NAZIONALE DEI VIGILI DEL FUOCO**

**LOTTO 7 - PUGLIA / LOTTO 10 - SICILIA**

RESPONSABILE  
 UNICO DEL  
 PROCEDIMENTO  
 Dott. Ing. Massimo Di Paolo

DIRETTORE  
 PER L'ESECUZIONE  
 DEL CONTRATTO  
 LOTTO 10 - SICILIA  
 Dott. Ing. Aldo Comella

ATI:



Responsabile dell'integrazione delle prestazioni specialistiche:

Dott. Ing.  
 Andrea Lucarelli

Progettisti

Ing. A. Dal Cerro  
 Ing. E. Perrotta

Collaboratori

ing. Andrea Falletta  
 ing. Daniele Lombardo  
 ing. Massimo Palermo

**LOTTO 10 - SICILIA**

**CARTELLA 04**  
**VALUTAZIONE**  
**VULNERABILITA' SISMICA**

**RELAZIONE**  
**TECNICA E**  
**DI CALCOLO**

OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
00	CA	RC01	03	0

CARTELLA	N. GEN. ELAB.	FILE NAME	NOTE	PROT.	SCALA
04	021	00CARC01_030_4183	1=1 A4	4183	-
5					
4					
3					
2					
1					
0	EMISSIONE			20/03/2012	LOMBARDO PERROTTA LUCARELLI
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.  
 E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.  
 Politecnica aderisce al progetto Impatto Zero di Lifegate.  
 Le emissioni di CO2 di questo progetto sono compensate con la creazione di nuove foreste.

COMANDO PROVINCIALE VV.F. RAGUSA  
 VIALE DEI PLATANI, 2

SITO  
**12**

**VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI ADEGUATEZZA SISMICA DELLE SEDI DI SERVIZIO  
DEL CORPO NAZIONALE DEI VIGILI DEL FUOCO**

**LOTTO 10 – SICILIA**

**Comando provinciale VV.F. Viale dei Platani, 2 Ragusa**

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

**Indice**

<b>1.</b>	<b>Premessa</b> .....	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>Sintesi caratteristiche strutturali e ricostruzione tecnico amministrativa</b> .....	<b>4</b>
2.1	Localizzazione .....	4
2.2	Descrizione plano-volumetrica .....	4
<b>3.</b>	<b>Fase della conoscenza: ricerche ed indagini preliminari</b> .....	<b>5</b>
3.1	Ricerche storico-archivistiche .....	5
3.2	Livelli di conoscenza da raggiungere .....	6
3.3	Indicazioni di normativa .....	7
3.4	Programma d'indagini .....	8
3.4.1	Rilievo geometrico strutturale .....	9
3.4.2	Indagini sulle strutture in c.a. ....	9
3.4.3	Indagini sui solai .....	9
3.4.4	Fondazioni .....	9
3.4.5	Indagini geotecniche e caratterizzazione sismica del suolo di sedime .....	9
3.4.6	Riepilogo del programma di indagini .....	9
<b>4.</b>	<b>Sintesi caratteristiche della struttura e dei materiali</b> .....	<b>11</b>
4.1	Ricostruzione della geometria .....	11
4.2	Tipologia strutturale .....	11
4.3	Parametri meccanici .....	12
4.4	Impalcati .....	17
<b>5.</b>	<b>Metodi di analisi e modellazione utilizzata nella valutazione di vulnerabilità</b> .....	<b>18</b>
5.1	Determinazione dell'azione sismica .....	18
5.1.1	Periodo di ritorno .....	18
5.1.2	Spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali .....	18
5.1.3	Categoria di suolo .....	19
5.2	Analisi dei carichi .....	20
5.3	Criteri di modellazione .....	24
5.3.1	La modellazione dell'edificio .....	26
5.4	Metodo di analisi: analisi statica non lineare .....	27
<b>6.</b>	<b>Procedura di stima dell'indicatore di rischio nel piano</b> .....	<b>29</b>
6.1	Calcolo della richiesta di spostamento .....	29
6.2	Calcolo della capacità di spostamento .....	31
<b>7.</b>	<b>Procedura di stima dell'indicatore di rischio meccanismi fragile</b> .....	<b>32</b>
7.1	Verifiche per le sollecitazioni a taglio .....	32

7.2	Verifiche dei nodi .....	32
<b>8.</b>	<b>Sintesi dei risultati .....</b>	<b>33</b>
8.1	Considerazioni generali .....	33
8.1.1	Verifica dello stato di fatto .....	33
8.1.2	Comportamento simico globale .....	33
8.1.3	Comportamento nei confronti delle azioni controllate dall'uomo .....	34
<b>9.</b>	<b>Giudizio qualitativo sui risultati ottenuti .....</b>	<b>36</b>
9.1	Considerazioni generali .....	36

## 1. PREMESSA

Il presente studio riguarda le verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica ai sensi dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274/2003 e s.m.i. del Comando Provinciale VV.F. sito all'interno del Comune di Ragusa, in Viale dei Platani n.2.

Tali verifiche sono finalizzate alla determinazione dei livelli di adeguatezza sismica delle opere rispetto agli standards, definiti dalle norme tecniche e dalla classificazione sismica vigente, al fine di valutare la priorità di eventuali interventi, sulla base degli attuali livelli di sicurezza sismica delle strutture. Per valutazione della sicurezza, si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto prevista dalle norme vigenti in zona sismica, D.M. 14.01.08.

La valutazione della sicurezza, coerentemente a quanto stabilito al punto 8.3. della normativa per gli edifici esistenti, è stata eseguita in relazione agli stati limite ultimi, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e per lo stato limite di Collasso; per quanto riguarda la valutazione agli Stati Limite di Esercizio, trattandosi di edifici strategici ai fini della protezione civile, è stato considerato lo Stato Limite di Operatività.

La sicurezza è stata valutata nei confronti sia dei meccanismi duttili che dei meccanismi fragili.

I meccanismi duttili sono quelli, in generale, relativi al comportamento pressoflessionale delle sezioni in calcestruzzo armato e le cui prestazioni sono espresse in termini di rotazioni della corda; quelli fragili considerati sono quelli di taglio e di collasso dei nodi.

Il complesso è composto da sei blocchi denominati: Corpo A1, A2, A3, B1, B2 e C.

Trattandosi di edifici esistenti, le verifiche sono state effettuate previa campagna di indagini, volta a determinare la conoscenza della struttura in esame in relazione ai livelli stabiliti dalle norme (punto C8A.1.B della circolare tabella C8A.1.2). L'obiettivo è il raggiungimento del livello di conoscenza denominato "LC2".

## **2. SINTESI CARATTERISTICHE STRUTTURALI E RICOSTRUZIONE TECNICO AMMINISTRATIVA**

### **2.1 Localizzazione**

L'edificio oggetto delle seguenti verifiche di vulnerabilità sismica è situato in Viale dei Platani, 2 nel comune di Ragusa.

### **2.2 Descrizione plano-volumetrica**

L'edificio in oggetto è composto da 6 corpi di fabbrica così composti:

Corpo A1: inscritto geometricamente in un rettangolo di dimensioni 48 m per 14 m, presenta due elevazioni fuori terra ed un piano seminterrato. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento di spessore variabile da cm 18+4 a cm 35+5.

Corpo A2: inscritto geometricamente in un rettangolo di dimensioni 67 m per 17 m, presenta due elevazioni fuori terra. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento di spessore variabile.

Corpo A3: torrino di manovra, di forma regolare e costituito da un rettangolo di dimensioni 5,3 m per 7,8 m, presenta quattro elevazioni fuori terra. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento a sbalzo di spessore totale variabile da cm 15 a cm 20.

Corpo B1: inscritto geometricamente in un rettangolo di dimensioni 16,5 m per 24 m. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento di spessore variabile da 16+5 cm a 30+5 cm. L'edificio presenta due elevazioni fuori terra.

Corpo B2: inscritto geometricamente in un rettangolo di dimensioni 10 m per 25 m. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento spessore variabile da 16+5 cm a 30+5 cm. L'edificio presenta due elevazioni fuori terra.

Corpo C: di forma rettangolare di lati 16 m e 12,5 m. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento di spessore variabile da 15+4 cm a 25+4 cm. L'edificio presenta due elevazioni fuori terra.

### **3. FASE DELLA CONOSCENZA: RICERCHE ED INDAGINI PRELIMINARI**

Preliminarmente alla redazione della presente perizia tecnica esecutiva, sono stati effettuati sopralluoghi in situ ed una ricerca storico-archivistica. Tale ricerca è stata condotta presso gli uffici comunali, quelli del Genio Civile di Ragusa, e, dove possibile, presso l'ufficio tecnico presente all'interno delle singole sedi dei comandi dei VV.F.

#### **3.1 Ricerche storico-archivistiche**

Le ricerche condotte presso gli archivi del Genio Civile di Ragusa hanno permesso di ricostruire l'iter tecnico-amministrativo della realizzazione della caserma del Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Ragusa sita in Viale dei Platani n. 2.

**Corpo A1:** struttura progettata prima della zonizzazione sismica del territorio (D.M. 23.09.1981). Il progetto risale al 5 Aprile dell'anno 1958, mentre la perizia di completamento risulta depositata in data 24 Marzo 1962. La struttura risulta parte di un corpo originario successivamente (1998) suddiviso in due parti, di cui l'altra (il Corpo C) è stata oggetto di adeguamento ai sensi del D.M. 24.01.1986.

**Corpo A2:** struttura progettata prima della zonizzazione sismica del territorio (D.M. 23.09.1981). Il progetto risale al 5 Aprile dell'anno 1958, mentre la perizia di completamento risulta depositata in data 24 Marzo 1962.

**Corpo A3:** struttura progettata prima della zonizzazione sismica del territorio (D.M. 23.09.1981). Il progetto risale al 5 Aprile dell'anno 1958, mentre la perizia di completamento risulta depositata in data 24 Marzo 1962.

**Corpo C:** struttura parte di un corpo originario progettata prima della zonizzazione sismica del territorio (D.M. 23.09.1981). Il progetto risale al 5 Aprile dell'anno 1958, mentre la perizia di completamento risulta depositata in data 24 Marzo 1962. La parte in esame è la risultante di una suddivisione effettuata nell'anno 1998 sul corpo originario, ed è stata oggetto di adeguamento sismico ai sensi del D.M. 24.01.1986 e sopraelevazione.

**Corpo B1:** struttura progettata ai sensi del D.M. 24.01.1986, con autorizzazione dei lavori da parte dell'Ufficio del Genio Civile di Ragusa in data 25/08/1995.

**Corpo B2:** struttura progettata ai sensi del D.M. 24.01.1986, con autorizzazione dei lavori da parte dell'Ufficio del Genio Civile di Ragusa in data 25/08/1995.



### 3.2 *Livelli di conoscenza da raggiungere*

Per l'edificio oggetto di studio, in considerazione della tipologia dell'opera e del materiale a disposizione, si prevede di raggiungere un livello di conoscenza Adeguata (LC2).

Per la quantificazione e localizzazione delle prove è stato fatto riferimento alle indicazioni contenute nell'appendice al Cap. 8 delle NTC 08. Per tale livello di conoscenza, sarà necessario distinguere laddove sia presente il progetto originario (Corpi A1, C, B1, B2) .

CORPO	MQ	PIANI
A1	545	3
A2	915	2
A3	40	4
B1	338	2
B2	199	2
C	201	3

Tabella CSA.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esautive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esautive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

### 3.3 Indicazioni di normativa

#### Geometria:

La geometria della struttura è nota in base al rilievo diretto e dagli elaborati di progetto. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli, sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi non lineare.

#### Dettagli costruttivi:

I dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti sono tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.



## Proprietà dei materiali:

Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili da estese verifiche in situ. I dati raccolti sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Le attività relative alle **Verifiche limitate** sono condensate nella tabella **Tabella C8A.1.3a**:

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali)(b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Relativamente alle indagini da effettuare, i valori previsti dalla tabella Tabella C8A.1.3a sono stati incrementati del 10% come previsto dal contratto della prestazione del servizio.

Inoltre, come previsto nelle note esplicative della circolare (NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b,)) nella determinazione del numero di rilievi dei dettagli costruttivi è stato tenuto in conto delle situazioni di ripetitività, e sono state sostituite parte delle prove distruttive sui materiali in percentuale inferiore al 50%, con un numero pari a 3 volte di prove non distruttive.

Per quanto riguarda le prove di resistenza a compressione delle carote di calcestruzzo, sono state utilizzate le seguenti relazioni per convertire il valore della resistenza ottenuta dalla prova, al valore cilindrico della resistenza in situ da utilizzare nelle verifiche:

$$f_{cis} = (C_{h/D} * C_d) * f_{car}$$

$$C_{h/D} = 2 / (1.5 + \emptyset/H) = 2 / (1.5 + 1) = 0,80 \text{ (carote con rapporto di forma 1)}$$

$$C_d = 1,2 \text{ per } 100 < f_{car} < 200 \text{ kg/cm}^2; 1,4 \text{ per } f_{car} < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (coefficiente di rimaneggiamento)}$$

### 3.4 Programma d'indagini

Con riferimento a quanto previsto in precedenza, per raggiungere il predetto livello di conoscenza, si procederà per step successivi secondo il piano di indagini.

### **3.4.1 Rilievo geometrico strutturale**

Il rilievo geometrico - strutturale ha consentito di accertare la rispondenza dell'opera al progetto, ed esaminare, contemporaneamente, eventuali difetti costruttivi dell'edificio. Il rilievo è stato esteso all'intera costruzione e quindi, anche alle opere di fondazione. A tal fine, oltre l'ispezione del livello di sottopavimentazione sono stati realizzati pozzetti di esplorazione, fino a raggiungere il piano di posa delle fondazioni. In particolare, sono state rilevate, oltre le dimensioni degli elementi primari travi e pilastri, tutti gli elementi secondari e non strutturali necessari alla definizione del modello strutturale.

### **3.4.2 Indagini sulle strutture in c.a.**

Al fine di conoscere approfonditamente i dettagli costruttivi, sono state effettuate indagini pacometriche e scamiciature locali rilevando direttamente numero, posizione e diametri delle barre di armatura. In conformità alla note esplicative della circolare (NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b) ), nella determinazione del numero di rilievi dei dettagli costruttivi si è tenuto conto di situazioni di ripetitività.

### **3.4.3 Indagini sui solai**

I solai sono stati rilevati mediante prove indirette (pacometrie) e dirette (pozzetti, perforazioni e spicconature). Tramite queste indagini è stato possibile risalire alle carpenterie ed orditure, alle tipologie costruttive con le relative geometrie.

### **3.4.4 Fondazioni**

Le fondazioni dell'edificio sono state rilevate per tipologia e geometria mediante pozzetti.

### **3.4.5 Indagini geotecniche e caratterizzazione sismica del suolo di sedime**

Le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione sono state determinate tramite studi geologici relativi all'area in oggetto, e tramite prove dirette effettuate in situ. Il Vs30 è stato determinato con indagine masw.

### **3.4.6 Riepilogo del programma di indagini**

Si riportano di seguito le tabelle di riepilogo del programma delle indagini dei particolari costruttivi e delle caratteristiche dei materiali:

**DETTAGLI STRUTTURALI**  
**VERIFICHE: LIMITATE**

CORPO	PIANO	N.		% BONUS
		TRAVI	PIL	
A1	-1	31	29	15 16.5
	1	46	38	15 16.5
	2	46	38	15 16.5
B1	1	34	22	15 16.5
	2	34	22	15 16.5
B2	1	20	13	15 16.5
	2	20	13	15 16.5
C	1	38	15	15 16.5
	2	38	15	15 16.5

N.	
TR	PIL
6	5
8	7
8	7
6	4
6	4
4	3
4	3
7	3
7	3

RIPETITIV.	
N.	
TR	PIL
3	2
4	3
4	3
2	1
2	1
2	1
2	1
2	1
2	1
2	1

INDAGATI	
N.	
TRAVI	PIL
6	6
8	8
8	8
6	4
6	4
4	4
4	4
8	3
8	3

**VERIFICHE: ESTESE**

CORPO	PIANO	N.		% BONUS
		TRAVI	PIL	
A2	1	62	47	35 38.5
	2	60	47	35 38.5
A3	1	6	6	35 38.5
	2	6	6	35 38.5
	3	6	6	35 38.5
	4	6	6	35 38.5

N.	
TR	PIL
24	19
24	19
3	3
3	3
3	3
3	3
116	89
205	

RIPETITIV.	
N.	
TR	PIL
4	3
4	3
2	1
2	1
2	1
2	1
39	24
63	

INDAGATI	
N.	
TRAVI	PIL
25	20
28	20
4	4
4	4
4	4
4	4
127	100
227	

**PROPRIETA' DEI MATERIALI**  
**VERIFICHE: ESTESE**

CORPO	PIANO	[mq]	N. PROVINI
A1	-1	340	2
A1-A2-A3-B1-B2	+1	2020	2
A1-A2-A3-B1-B2	+2	2020	2

N. 300 MQ	PROVE SU CALCESTRUZZI					
	CAROTAG.		CAR. 50%		N.D. CLS	
	TR	PIL	TR	PIL	TR	PIL
2	4	4	2	2	6	6
7	14	14	7	7	21	21
7	14	14	7	7	21	21
32	32	16	16	48	48	
BONUS 10%	18	18	53	53		
64	36	106				

PROVE SU ACCIAI DA C.A.					
ACCIAIO		ACC. 50%		N.D. ACC	
TR	PIL	TR	PIL	TR	PIL
2	2	1	1	3	3
2	2	1	1	3	3
2	2	1	1	3	3
6	6	3	3	9	9
7	7	4	4	10	10
14	8	20			

**PROPRIETA' DEI MATERIALI**  
**VERIFICHE: LIMITATE**

CORPO	PIANO	[mq]	N. PROVINI
C	1	205	1
C	2	205	1

N. 300 MQ	PROVE SU CALCESTRUZZI					
	CAROTAG.		CAR. 50%		N.D. CLS	
	TR	PIL	TR	PIL	TR	PIL
1	1	1	0.5	0.5	1.5	1.5
1	1	1	0.5	0.5	1.5	1.5
2	2	1	1	3	3	
BONUS 10%	2	2	4	4		
4	4	8				

PROVE SU ACCIAI DA C.A.					
ACCIAIO		ACC. 50%		N.D. ACC	
TR	PIL	TR	PIL	TR	PIL
2	2	1	1	3	3
2	2	1	1	3	3
4	4	2	2	6	6
5	5	3	3	7	7
10	6	14			

## **4. SINTESI CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA E DEI MATERIALI**

### **4.1 Ricostruzione della geometria**

La conoscenza della costruzione oggetto della verifica è stata conseguita tramite l'ausilio del rilievo geometrico e delle indagini effettuate in situ con l'obiettivo di individuare:

- tipologia e orditura degli orizzontamenti;
- tipologia e caratteristiche degli elementi di fondazione;
- dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione);
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- presenza di tamponatura con irregolarità nella distribuzione in pianta ed in elevazione.

Nel caso in esame, il livello di conoscenza raggiunto è quello di "conoscenza adeguata" LC2, infatti:

- la geometria della struttura è nota in base al rilievo eseguito;
- i dettagli costruttivi sono noti dalle verifiche in situ;
- le proprietà dei materiali sono note in base alle indagini svolte.

I dati raccolti sono tali da permettere la messa a punto di un modello strutturale idoneo all'esecuzione di un'analisi lineare o non lineare e di eventuali verifiche locali di resistenza, ed ha permesso di acquisire un livello di conoscenza adeguata LC2.

Il fattore di confidenza FC sarà pari a 1,20.

### **4.2 Tipologia strutturale**

Di seguito si riportano sinteticamente le caratteristiche che definiscono la tipologia strutturale dei corpi precedentemente individuati.

#### **CORPO A1**

La struttura è inscrivibile geometricamente in un rettangolo di dimensioni 48 m per 14 m, presenta due elevazioni fuori terra ed un piano seminterrato. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento gettati in opera di spessore variabile da cm 18+4 a cm 35+5.

## **CORPO A2**

La struttura è inscritta geometricamente in un rettangolo di dimensioni 67 m per 17 m, presenta due elevazioni fuori terra. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento gettati in opera di spessore variabile.

## **CORPO A3**

La struttura in pianta ha forma rettangolare di dimensioni 5,3 m per 7,8 m e presenta quattro elevazioni fuori terra. Per le sue caratteristiche geometriche, può definirsi una struttura simmetrica e regolare. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento gettati in opera.

## **CORPO B1**

La struttura è inscritta geometricamente in un rettangolo di dimensioni 16,5 m per 24 m e presenta due elevazioni fuori terra. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento gettati in opera, di spessore variabile da cm 16+5 a cm 30+5.

## **CORPO B2**

La struttura è inscritta geometricamente in un rettangolo di dimensioni 10 m per 25 m e presenta due elevazioni fuori terra. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento gettati in opera, di spessore variabile da cm 16+5 a cm 30+5.

## **CORPO C**

La struttura in pianta ha forma rettangolare di dimensioni 16 m per 12,5 m e presenta due elevazioni fuori terra. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai in latero cemento gettati in opera, di spessore variabile da cm 15+4 a cm 25+4.

### **4.3 Parametri meccanici**

Dai report forniti dalle indagini è stato possibile ricavare i parametri meccanici da assegnare agli elementi strutturali principali che costituiscono i diversi corpi.

## **CORPO A1**

Le prove condotte sulle carote di calcestruzzo hanno evidenziato una discreta qualità dei conglomerati prelevati dalle travi, ed una pessima qualità dei calcestruzzi prelevati dai pilastri.

## Prove di compressione Corpo A1

### Corpo A1 TRAVI

Sigla	R		Rmax	$C_{h/D}$	$f_{cmcarota}$	$C_d$	$f_{cmsitu}$
C2	8		8	0.8	6.4	1.4	9.0
C4	10.7		10.7	0.8	8.6	1.4	12.0
C6	29.9		29.9	0.8	23.9	1.2	28.7
C7	23.2		23.2	0.8	18.6	1.2	22.3
C9	24.9		24.9	0.8	19.9	1.2	23.9
C12	24.9		24.9	0.8	19.9	1.2	23.9
<b>MEDIA</b>							<b>20.0</b>
<b>s</b>							<b>7.7</b>

### Corpo A1 PILASTRI

Sigla	R		Rmax	$C_{h/D}$	$f_{cmcarota}$	$C_d$	$f_{cmsitu}$
C1	1.7		1.7	0.8	1.4	1.4	1.9
C3bis	6.8		6.8	0.8	5.4	1.4	7.6
C5	6.9		6.9	0.8	5.5	1.4	7.7
C8	6.9		6.9	0.8	5.5	1.4	7.7
C10	18		18	0.8	14.4	1.2	17.3
C11	11.6		11.6	0.8	9.3	1.4	13.0
<b>MEDIA</b>							<b>9.2</b>
<b>s</b>							<b>5.3</b>

I prelievi di barre d'armatura hanno evidenziato una buona qualità dei ferri.

## Prove di trazione su prelievi di barra, Corpo A1

### Prove di trazione

Sigla	$f_y$	$f_t$
Fe1	377.7	488.4
Fe1s	562.8	693.2
<b>MEDIA</b>	4702.5	5908.0
<b>s</b>	1308.9	1448.2

## CORPO A2

Le prove condotte sulle carote di calcestruzzo hanno evidenziato una discreta qualità dei conglomerati prelevati.

## Prove di compressione Corpo A2

### Corpo A2

Sigla	R		Rmax	C <sub>h/D</sub>	f <sub>cmcarota</sub>	C <sub>d</sub>	f <sub>cmsitu</sub>
C21	17.9		17.9	0.8	14.32	1.2	17.184
C22	18.2		18.2	0.8	14.56	1.2	17.472
C23	21.8		21.8	0.8	17.44	1.2	20.928
C24	11.7		11.7	0.8	9.36	1.4	13.104
C25	19.9		19.9	0.8	15.92	1.2	19.104
C26	17.9		17.9	0.8	14.32	1.2	17.184
C27	13.8		13.8	0.8	11.04	1.2	13.248
C28	27.3		27.3	0.8	21.84	1.2	26.208

<b>MEDIA</b>	<b>18.05</b>
<b>s</b>	<b>4.231</b>

Le indagini condotte sui prelievi di barre d'armatura hanno evidenziato una discreta qualità dei ferri.

## Prove di trazione su prelievi di barra, Corpo A2

### Prove di trazione

Sigla	f <sub>y</sub>	f <sub>t</sub>
Fe4	348.7	477.9
Fe4s	342.1	417.4

<b>MEDIA</b>	3454.0	4476.5
<b>s</b>	46.7	427.8

## CORPO A3

Le prove condotte sulle carote di calcestruzzo e sui prelievi di barre di armatura hanno evidenziato una discreta qualità dei conglomerati e degli acciai estratti.

## Prove di compressione su carote di cls

### Corpo A3

Sigla	R		Rmax	C <sub>h/D</sub>	f <sub>cmcarota</sub>	C <sub>d</sub>	f <sub>cmsitu</sub>
C13	24.8		24.8	0.8	19.84	1.2	23.808
C14	23		23	0.8	18.4	1.2	22.08
C15	25.5		25.5	0.8	20.4	1.2	24.48
C16	29		29	0.8	23.2	1.2	27.84

<b>MEDIA</b>	<b>24.55</b>
<b>s</b>	<b>2.414</b>

### **Prove di trazione su prelievi di barra**

#### **Prove di trazione**

<b>Sigla</b>	<b>fy</b>	<b>ft</b>
Fe2	388	498.2
Fe2s	280.6	423.3

<b>MEDIA</b>	3343.0	4607.5
<b>s</b>	759.4	529.6

### **CORPO B1**

Le prove condotte sulle carote di calcestruzzo e sui prelievi di barre di armatura hanno evidenziato un'ottima qualità dei conglomerati e degli acciai estratti .

### **Prove di compressione su carote di cls**

#### **Corpo B1**

<b>Sigla</b>	<b>R</b>		<b>Rmax</b>	<b>C<sub>h/D</sub></b>	<b>f<sub>cmcarota</sub></b>	<b>C<sub>d</sub></b>	<b>f<sub>cmsitu</sub></b>
C29	34.7		34.7	0.8	27.76	1.2	33.312
C30	41.6		41.6	0.8	33.28	1.2	39.936
C31	42.3		42.3	0.8	33.84	1.2	40.608
C32	45.8		45.8	0.8	36.64	1.2	43.968
C33	35.6		35.6	0.8	28.48	1.2	34.176
C34	39		39	0.8	31.2	1.2	37.44

<b>MEDIA</b>							<b>38.24</b>
<b>s</b>							<b>4.068</b>

### **Prove di trazione su prelievi di barra**

#### **Prove di trazione**

<b>Sigla</b>	<b>fy</b>	<b>ft</b>
Fe1	528.2	625.1
Fe2	485	692.7

<b>MEDIA</b>	5066.0	6589.0
<b>s</b>	305.5	478.0

### **CORPO B2**

Le prove condotte sulle carote di calcestruzzo hanno evidenziato un'ottima qualità dei conglomerati utilizzati all'atto della costruzione.



### Prove di compressione su carote di cls

#### Corpo B2

Sigla	R		Rmax	C <sub>h/D</sub>	f <sub>cmcarota</sub>	C <sub>d</sub>	f <sub>cmsitu</sub>
C35	32.3		32.3	0.8	25.84	1.2	31.008
C36	32.8		32.8	0.8	26.24	1.2	31.488
C37	30.9		30.9	0.8	24.72	1.2	29.664
C38	31.2		31.2	0.8	24.96	1.2	29.952
C39	28.6		28.6	0.8	22.88	1.2	27.456
C40	30.3		30.3	0.8	24.24	1.2	29.088

<b>MEDIA</b>	<b>29.78</b>
<b>s</b>	<b>1.439</b>

### CORPO C

Le indagini condotte sui calcestruzzi e sui prelievi delle barre di armatura hanno evidenziato una buona qualità dei calcestruzzi utilizzati all'atto della costruzione.

### Prove di compressione su carote di cls

#### Corpo C

Sigla	R		Rmax	C <sub>h/D</sub>	f <sub>cmcarota</sub>	C <sub>d</sub>	f <sub>cmsitu</sub>
C17	24.2		24.2	0.8	19.4	1.2	23.2
C18	28.6		28.6	0.8	22.9	1.2	27.5
C19	12.4		12.4	0.8	9.9	1.4	13.9
C20	21		21	0.8	16.8	1.2	20.2

<b>MEDIA</b>	<b>21.2</b>
<b>s</b>	<b>5.7</b>

### Prove di trazione su prelievi di barra

#### Prove di trazione

Sigla	f <sub>y</sub>	f <sub>t</sub>
Fe5	496.9	594.3
Fe5s	436.9	658.9

<b>MEDIA</b>	4669.0	6266.0
<b>s</b>	424.3	456.8

Per quanto riguarda le travi ed i pilastri in acciaio inseriti durante l'intervento di sopraelevazione, sono stati utilizzati acciai Fe 360 con resistenza caratteristica a snervamento f<sub>yk</sub>=360 MPa. Tale dato emerge dal progetto originale ed è confermato dalle prove non distruttive condotte in situ.

#### **4.4 Impalcati**

Le indagini hanno permesso di rilevare la geometria e l'orditura degli impalcati di tutti i corpi, nonché gli spessori della parte strutturale e non strutturale (massetto, pavimento, intonaco). Gli impalcati sono costituiti da solai in laterocemento, gettati in opera, con spessori che vanno da un minimo di 15+4 cm fino ad un massimo di 35+5 cm, con orditura disposta secondo quanto indicato nelle carpenterie. La presenza della soletta di almeno 4 cm di spessore, assicura una corretta ripartizione dei carichi ed un' adeguata resistenza e rigidezza nel piano, per cui si può ritenere che tutti gli impalcati si comportino come diaframmi rigidi. (par. 7.2.6 Criteri di modellazione della struttura e azione sismica).

## 5. METODI DI ANALISI E MODELLAZIONE UTILIZZATA NELLA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ

### 5.1 Determinazione dell'azione sismica

L'azione sismica viene determinata coerentemente alle prescrizioni delle seguenti normative:

- D.M 14 Gennaio 2008
- Circolare esplicativa n.617 del 2 febbraio 2009

#### 5.1.1 Periodo di ritorno

L'entità dell'azione sismica, coerentemente con quanto prescritto dalle NTC 2008 ai punti 2.4.1 e 2.4.2, viene definita sulla base della microzonazione del territorio Nazionale ed in relazione al periodo di ritorno  $T_r$  del sisma atteso; quest'ultimo dipende dai seguenti fattori:

- *Vita nominale*  $V_n$  della struttura, ovvero il periodo di tempo nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter garantire le prestazioni per cui è stata progettata;
- *Classe d'uso e relativo coefficiente d'uso*  $C_u$ , associati alla gravità delle conseguenze che si avrebbero nel caso di interruzione dell'operatività o di collasso;
- *Probabilità di superamento*  $P_{vr}$  dell'accelerazione al suolo nel periodo di tempo di riferimento associata allo stato limite considerato;
- Il *periodo di ritorno*  $T_r$  viene definito come:

$$T_r = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

Dove  $V_r$  è la *vita di riferimento* definita in base alla vita nominale ed al coefficiente d'uso:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Nel caso in oggetto, trattandosi di un edificio con funzioni pubbliche e strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, si assume una classe d'uso IV cui corrispondono:

$$V_n = 50 \text{ anni};$$

$$C_u = 2$$

$$V_r = 100 \text{ anni}$$

#### 5.1.2 Spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

L'azione sismica viene valutata mediante una forma spettrale normalizzata la cui forma varia al variare della probabilità di superamento  $P_{vr}$ .

Lo spettro in accelerazione orizzontale viene definito in base ai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione al suolo;
- $F_0$  massima amplificazione dello spettro, rapportata alla accelerazione al suolo;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri sono definiti in relazione alla microzonazione del territorio nazionale e del periodo di ritorno  $Tr$ , calcolato in funzione della probabilità di superamento  $Pvr$ .

Le relazioni che definiscono lo spettro elastico in accelerazione orizzontale sono definite al punto 3.2.3.2 delle NTC 2008:

$T < T_B$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T > T_D$
$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$

Dove :

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per smorzamento viscoso diverso dal 5%;
- $T_B, T_C, T_D$  sono rispettivamente i periodi corrispondenti all'inizio del ramo dello spettro ad accelerazione costante, a velocità costante ed a spostamento costante;
- $S$  è il valore che altera la forma dello spettro per tener conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Stati limite di riferimento per il sito in esame:

STATI LIMITE		PVR	Tr(anni)	$a_g/g$	S
SLE	SLO	81%	60	0,05	1,00
	SLD	63%	101	0,08	1,00
SLU	SLV	10%	949	0,29	1,00
	SLC	5%	1950	0,41	1,00

### 5.1.3 Categoria di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica è necessario valutare l'effetto dell'amplificazione dovuta alle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sottosuolo.

L'attuale normativa, D.M. 14.01.08 definisce le categorie di suolo in *tabella 3.2.11* a partire dal valore equivalente della velocità di propagazione delle onde sismiche  $V_{S30}$  che consente di individuare la Categoria di sottosuolo. Come descritto più ampiamente nella “*Relazione sulla caratterizzazione geotecnica e sulla determinazione dell'azione sismica di riferimento*”, per il sito in esame il profilo di velocità desunto dall'interpretazione delle prove MASW risulta caratterizzato da un valore di  $V_{S30}$  pari a **931** m/s.

Pertanto il terreno può essere annoverato all'interno della categorie di sottosuolo A della suddetta tabella: *formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{S30} > 800$  m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m.*

## 5.2 Analisi dei carichi

Riguardo ai carichi considerati contemporanei all'analisi sismica sono stati considerati i carichi derivanti dall'esercizio della caserma con i coefficienti di contemporaneità previsti per la destinazione d'uso.

Per gli edifici in esame sono stati considerati i seguenti carichi:

SOLAIO 25+4	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>lunghezza</i>	<i>n°elementi</i>	<i>peso ml</i>	<i>peso al</i>
	<i>[m]</i>	<i>[m]</i>	<i>[m]</i>		<i>kN/m</i>	<i>mq</i>
<i>caldana</i>	1	0.04	1	1		1
<i>travetti</i>	0.08	0.25	1	3		1.5
<i>pignatte</i>	0.25	0.25	0.4	8		1.5
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>4.00</b>
<i>massetto</i>	1.00	0.04	1.00	1		0.64
<i>pavimento</i>	1.00	0.02	1.00	1		0.4
<i>intonaco</i>	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.22</b>
<i>sovraccarico uffici aperti al pubblico</i>						3
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>3</b>

SOLAIO 15+4	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>lunghezza</i>	<i>n°elementi</i>	<i>peso ml</i>	<i>peso al</i>
	<i>[m]</i>	<i>[m]</i>	<i>[m]</i>		<i>kN/m</i>	<i>mq</i>
<i>caldana</i>	1	0.04	1	1		1
<i>travetti</i>	0.08	0.15	1	3		0.9
<i>pignatte</i>	0.25	0.15	0.4	8		0.9
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>2.80</b>
<i>massetto</i>	1.00	0.04	1.00	1		0.64
<i>pavimento</i>	1.00	0.02	1.00	1		0.4
<i>intonaco</i>	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.22</b>
<i>neve</i>						1
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>1</b>

SOLAIO 16+5	base	altezza	lunghezza	n°elementi	peso ml	peso al
	[m]	[m]	[m]		kN/m	mq kN/mq
caldana	1	0.05	1	1		1.25
travetti	0.08	0.16	1	3		0.96
pignatte	0.25	0.16	0.4	8		0.96
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>3.17</b>
massetto	1.00	0.03	1.00	1		0.48
pavimento	1.00	0.02	1.00	1		0.4
intonaco	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.06</b>
sovraccarico edificio strategico						3
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>3</b>

SOLAIO 25+3	base	altezza	lunghezza	n°elementi	peso ml	peso al
	[m]	[m]	[m]		kN/m	mq kN/mq
caldana	1	0.03	1	1		0.75
travetti	0.08	0.25	1	3		1.5
pignatte	0.25	0.25	0.4	8		1.5
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>3.75</b>
massetto	1.00	0.03	1.00	1		0.48
pavimento	1.00	0.02	1.00	1		0.4
intonaco	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.06</b>
sovraccarico uffici aperti al pubblico						3
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>2</b>

SOLAIO 21+3	base	altezza	lunghezza	n°elementi	peso ml	peso al
	[m]	[m]	[m]		kN/m	mq kN/mq
caldana	1	0.03	1	1		0.75
travetti	0.08	0.21	1	3		1.26
pignatte	0.25	0.21	0.4	8		1.26
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>3.27</b>
massetto	1.00	0.03	1.00	1		0.48
pavimento	1.00	0.02	1.00	1		0.4
intonaco	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.06</b>
sovraccarico uffici aperti al pubblico						3
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>2</b>

SOLAIO 35+5	base	altezza	lunghezza	n°elementi	peso ml	peso al
	[m]	[m]	[m]		kN/m	mq
caldana	1	0.05	1	1		1.25
travetti	0.08	0.35	1	3		2.1
pignatte	0.25	0.35	0.4	8		2.1
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>5.45</b>
massetto	1.00	0.03	1.00	1		0.48
pavimento	1.00	0.02	1.00	1		0.4
intonaco	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.06</b>
sovraccarico uffici aperti al pubblico						3
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>2</b>

SOLAIO 30+5	base	altezza	lunghezza	n°elementi	peso ml	peso al
	[m]	[m]	[m]		kN/m	mq
caldana	1	0.05	1	1		1.25
travetti	0.08	0.3	1	3		1.8
pignatte	0.25	0.3	0.4	8		1.8
<b>TOT. PESO PROPRIO STRUTTURALE Gk1</b>						<b>4.85</b>
massetto	1.00	0.03	1.00	1		0.48
pavimento	1.00	0.02	1.00	1		0.4
intonaco	1.00	0.01	1.00	1		0.18
<b>TOT. PESO PROPRIO NON STRUTTURALE Gk2</b>						<b>1.06</b>
sovraccarico uffici aperti al pubblico						3
<b>TOT. CARICO VARIABILE Qk</b>						<b>2</b>

In tutti i solai di piano il valore dei carichi permanenti è stato arrotondato al valore di 190 kN/mq, avendo tenuto conto in maniera forfettaria dell'incidenza dei tramezzi.

#### AZIONE DELLA NEVE

ZONA	a <sub>0</sub> (m)	a <sub>s</sub> (s.l.m.)
III	200	700

a<sub>s</sub> (altitudine s.l.m.)

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \text{ as} \leq 200 \text{ m}$$

159 (kg/mq)

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (as/481)^2] \text{ kN/m}^2 \text{ as} > 200 \text{ m}$$

#### CARICO AGENTE SULLA STRUTTURA

TIPO STRUTTURA :

Falda i < 30°

μ <sub>i</sub>	C <sub>E</sub>	C <sub>t</sub>
0,8	1	1

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

127 (kg/mq)

### AZIONE DEL VENTO

ZONA	V <sub>b,0</sub> (m/s)	a <sub>0</sub> (m)	K <sub>a</sub> (1/s)	Tr (anni)	a <sub>s</sub> (s.l.m)
<b>4</b>	<b>28</b>	<b>500</b>	<b>0,020</b>	<b>50</b>	<b>10</b>
a <sub>s</sub> (altitudine s.l.m.)					
v <sub>b</sub> = v <sub>b,0</sub> per a <sub>s</sub> ≤ a <sub>0</sub>					
v <sub>b</sub> = v <sub>b,0</sub> + K <sub>a</sub> * (a <sub>s</sub> - a <sub>0</sub> ) per a <sub>s</sub> > a <sub>0</sub>					
				<b>28</b>	

$$\alpha_R = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} ; 10 \leq T_R < 500 \quad \mathbf{1,00}$$

$$V_b(Tr) = V_b \alpha_R = \mathbf{28,0} \text{ (m/s)}$$

Categoria esposizione k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> (m)	z <sub>min</sub> (m)	z (m) altezza manufatto
<b>III</b>	<b>0,2</b>	<b>0,1</b>	<b>5</b>
			<b>20</b>

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [ 7 + c_t * \ln(z/z_0) ] \quad \mathbf{2,61}$$

$$q_b = 1/2 * \rho * v_p(z)^2 \text{ (kg/mq)} \quad \mathbf{49,1}$$

$$p(z) = c_{ev}(z) * q_b \text{ (kg/mq)} \quad \mathbf{128}$$

#### PRESSIONI SULLE STRUTTURE (kg/mq)

Falde i < 35%	Cp = +/- 0,4	<b>51</b>
Parete edificio	Cp = +0,8	<b>102</b>
Parete edificio sottovento	Cp = -0,4	<b>-51</b>
#	0	<b>0</b>



### 5.3 Criteri di modellazione

Le verifiche saranno eseguite utilizzando sia delle analisi numeriche di tipo statico non lineare dette PUSHOVER su un modello agli elementi finiti della struttura sia con analisi elastico lineare. Si utilizzerà un software specializzato per tali tipi d'analisi adeguato alle normative italiane denominato CDSWin della S.T.S. s.r.l.

Tale software permette di effettuare sia analisi lineari che non lineari con elementi beam specializzati per gli elementi sia in calcestruzzo armato che in muratura; la modellazione di tali elementi finiti è conforme alla O.P.C.M. 3274 ed al DM 14.01.2008

Per il calcolo della capacità è stata effettuata un'analisi non lineare statica di tipo *event by event* su un modello tridimensionale agli elementi finiti della struttura. Nel modello si farà uso di elementi asta tridimensionali di tipo elasto-plastici del tipo a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

**Gli elementi strutturali c.a.** sono stati modellati come elementi *beam* con comportamento elasto-fragile a taglio ed elastoplastico a duttilità limitata per le sollecitazioni di pressoflessione.

Le modalità di collasso considerate nel modello per gli elementi in c.a., come previsto dalle norme richiamate, sono le seguenti:

- per raggiungimento della resistenza a taglio
- per raggiungimento della capacità ultima rotazionale
- per collasso del nodo trave-pilastro

Si riportano le formule per la valutazione della capacità rotazionale come previsto nella Circolare del 2/2/2009 (8.7.2.1a- 8.7.2.1b- C8A.6.5)

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

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

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

Si assume  $\gamma_{el}=1.5$

La curvatura ultima sarà valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato e dell'acciaio da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo ottenuta dalle prove sulle barre d'acciaio. Per le deformazioni ultime del calcestruzzo si terrà conto dell'effettivo livello di confinamento delle staffe in base alla loro geometria ed efficacia.

Le analisi verranno condotte adottando le varie distribuzioni di forza orizzontale previste dalla OPCM3274 e s.m.i. ed in particolare effettuando 16 analisi non lineari comprendenti le combinazioni derivanti dalla distribuzione di forze proporzionale alle masse, ai modi ed alle eccentricità accidentali del 5%.

La curva di capacità sarà confrontata con la domanda sismica, espressa ad esempio da spettri di risposta in spostamento anelastici o elastici, al fine di valutare i valori di accelerazione al suolo corrispondenti agli stati limite d'interesse (PGASLC, PGASLV, PGASLD, PGASLO).

Per quanto riguarda la stima della domanda, ovvero l'input sismico si farà riferimento allo spettro anelastico dello spostamento come definito dall' O.P.C.M. 3274 e DM 2008:

$$S_{De} = S_e(T) \cdot \left( \frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

$$\begin{cases} d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*); T^* \geq T_c \\ d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right]; T^* < T_c \\ q^* = \frac{S_{De}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \end{cases}$$

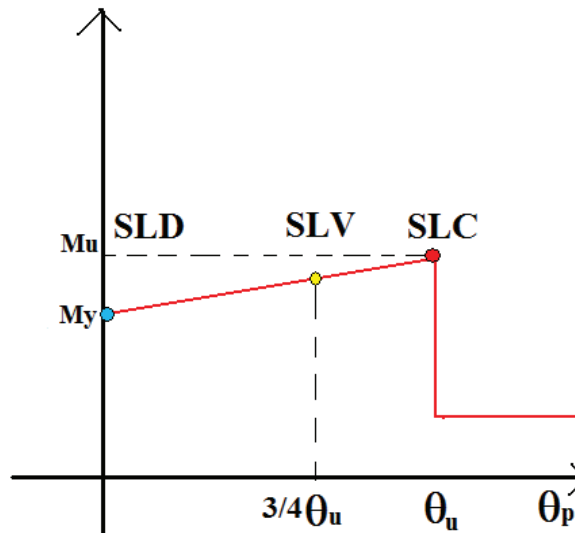
Sulla curva di capacità ottenuta dall'analisi PUSHOVER espressa in termini di spettro ADSR (spettro di capacità) si possono determinare i valori limite di spostamento per cui vengono raggiunti le prestazioni di, SLC, SLV, SLD, SLO.

Confrontando tali capacità in spostamento, con la domanda sismica espressa in termini di spostamenti valutati sullo SDOF equivalente si calcolano i valori di accelerazione al suolo limite PGASLC, PGASLV, PGASLD, PGASLO.

L'indicatore del rischio di collasso (aU) e di inagibilità (ae) dell'edificio è dato dal rapporto tra le citate accelerazioni limite stimate di danno severo e danno lieve e le corrispondenti accelerazioni al suolo attese con le probabilità di accadimento sopra citate.

Gli indicatori di rischio e di inagibilità in strutture in calcestruzzo armato sono:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{SLV}}{PGA_{10\%}} \quad \alpha_c = \frac{PGA_{SLC}}{PGA_{5\%}} \quad \alpha_e = \frac{PGA_{SDL}}{PGA_{63\%}} \quad \alpha_e = \frac{PGA_{SLO}}{PGA_{81\%}}$$



Modello del legame Momento Rotazione plastica

Per la definizione dello SLV ed SLC vedi C8.7.2.5 "Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato" ovvero EN1998-3: 2005 A.3.2.3 "Limit State of Significant Damage".

Per la verifica a taglio si è tenuto in conto anche del contributo della resistenza a taglio del calcestruzzo.

### **Travi e pilastri: taglio**

La resistenza a taglio 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 in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

### **5.3.1 La modellazione dell'edificio**

Durante la fase di modellazione è necessario trasferire le conoscenze raccolte con le indagini in un modello strutturale il più possibile aderente alla realtà fisica. Questo passaggio risulta uno dei più delicati del percorso che porta alla definizione del rischio sismico in quanto la trasposizione della realtà in un modello comporta sempre delle semplificazioni. L'edificio in oggetto è stato modellato considerando le sezioni resistenti fornite dal rilievo

geometrico, al netto degli intonaci, ed utilizzando le proprietà dei materiali desumibili dai saggi di prova e dalle ispezioni visive, secondo quanto illustrato nel capitolo 4. I solai in latero cemento sono stati modellati con impalcati rigidi aventi sezione coerente con quanto emerso durante le indagini.

#### 5.4 Metodo di analisi: analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare determinati profili di forze laterali alla struttura incrementandole ad ogni passo dell'analisi, fino al collasso. L'analisi viene eseguita applicando due distribuzioni di forze statiche laterali:

I distribuzione proporzionale alle masse (uniforme nel caso di edificio regolare in altezza)

Il distribuzione proporzionale alle masse ed alle quote (triangolare inversa, che approssima il primo modo di vibrare)

La fase di applicazione delle azioni orizzontali prevede due fasi distinte: una prima fase a controllo di forza in cui il vettore di carico viene applicato proporzionalmente ed in modo incrementale fino all'incapacità della struttura di sostenere ulteriori incrementi di carico; una successiva fase in cui alla struttura vengono imposti degli incrementi di spostamento in corrispondenza di particolari nodi della struttura (punti di controllo), a seguito dei quali viene valutata la resistenza residua all'aumentare del livello di deformazione. Nella fase a controllo di forze l'intensità del vettore di carico (F) viene incrementata a passi regolari.

$$dF = \lambda_{step} - F_0$$

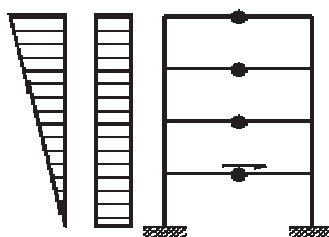
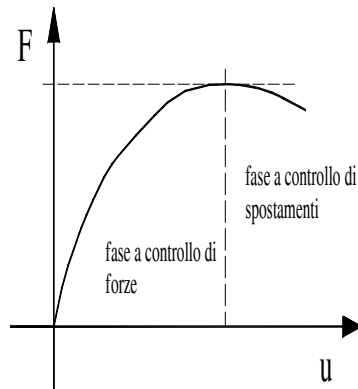


Fig. 5.3 - Distribuzioni di forze orizzontali

La procedura di analisi a controllo di spostamento viene avviata quando la struttura non è più in grado di resistere ad ulteriori incrementi di carico. In questa condizione ad ulteriori incrementi di spostamento nella struttura non corrispondono incrementi di resistenza, al contrario la struttura è caratterizzata da un progressivo decadimento di resistenza associato al susseguirsi di rotture e/o degradi di elementi strutturali che hanno raggiunto le loro riserve di duttilità o i limiti di resistenza.



**Fig. 5.4. Fasi di carico dell'analisi push-over**

La scelta dei punti di controllo viene effettuata in modo tale che siano rappresentativi della struttura. Ad esempio, per gli edifici in cui sono riconoscibili livelli di piano i punti di controllo coincidono con i baricentri degli impalcati. Uno dei punti a spostamento imposto viene considerato come punto "target" e il suo spostamento verrà monitorato durante l'analisi in modo da determinare l'interruzione dell'analisi al raggiungimento di uno spostamento limite imposto.

## 6. PROCEDURA DI STIMA DELL'INDICATORE DI RISCHIO NEL PIANO

La metodologia di verifica utilizzata nel piano consiste nel determinare la domanda di spostamento che un sistema di intensità corrispondente allo stato limite considerato richiede al sistema. Tale spostamento richiesto verrà quindi confrontato con lo spostamento effettivo del sistema, deducibile dalla curva push-over, al momento del raggiungimento del medesimo stato limite.

Le verifiche in termini di spostamento consistono nel confrontare l'accelerazione al suolo relativa alla capacità di spostamento, ottenuta dall'analisi, con l'accelerazione al suolo corrispondente alla domanda di spostamento, ottenuta dallo spettro elastico; il rapporto fra questi due parametri costituisce l'indicatore di rischio della vulnerabilità sismica in termini di spostamento.

Le verifiche in termini di forza, richieste per i soli SLC, consistono nel confrontare la domanda di sollecitazione con i corrispondenti valori di capacità dei meccanismi fragili.

### 6.1 Calcolo della richiesta di spostamento

Il calcolo della richiesta di spostamento, viene eseguito mediante l'utilizzo degli spettri elastici (di intensità corrispondente allo stato limite in esame) e considerando un sistema "ridotto" ad un grado di libertà, "equivalente" al sistema reale, calcolato secondo la procedura descritta al punto C7.3.4.1 delle NTC 2008.

La curva di capacità del sistema ridotto viene ottenuta scalando la curva di pushover del punto di controllo master, applicando un coefficiente di partecipazione, definito come segue:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2}$$

- $m_i$ : massa associata alla i-esimo punto di controllo, che può essere identificata con la massa di una quota sismica quando il punto di controllo coincide con il baricentro di un impalcato;
- $\phi$ : vettore rappresentativo del primo modo della struttura nella direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Al sistema ridotto viene associata una massa equivalente ( $m^*$ ) della struttura, definita come segue:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i$$

La curva del sistema ridotto viene semplificata secondo una bilatera equivalente caratterizzata da :

- $k^*$  : rigidezza elastica
- $F_y^*$  : limite elastico
- $u_{y,}^*$  : spostamento al limite elastico
- $u_u^*$  : spostamento ultimo

La rigidezza della bilatera equivalente viene fissata pari alla rigidezza secante alla curva del sistema ridotto in corrispondenza di un livello di forza pari al 60% del massimo. Il limite di snervamento viene quindi determinato imponendo l'equivalenza energetica tra i due sistemi.

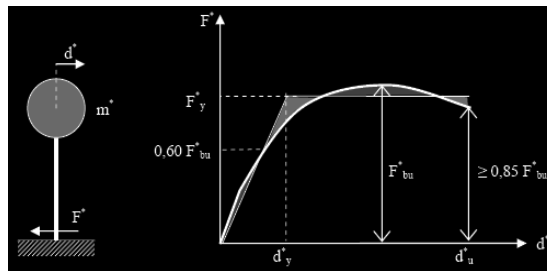


Fig. 5.5-Equivalenza energetica

Il periodo del sistema ridotto risulta :

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Per strutture flessibili con  $T^* \geq T_c$  lo spostamento massimo del sistema bilineare ( $d_{max}^*$ ) può essere assunto pari al massimo spostamento di un sistema elastico equivalente ( $d_{e,max}^*$ ). Tale parametro può essere desunto dallo spettro di progetto in termini di spostamento SDe :

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Per strutture rigide ( $T^* < T_c$ ) lo spostamento massimo del sistema non lineare viene amplificato rispetto a quello del sistema elastico equivalente utilizzando l'espressione :

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

Dove  $q$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente :

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Lo spostamento del punto di controllo della struttura reale si ottiene :

$$d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^*$$

## **6.2 Calcolo della capacità di spostamento**

La capacità di spostamento, per ciascuno stato limite viene identificato, sulla curva di capacità secondo quanto prescritto al punto C7.8.1.5.4 delle NTC 2008:

- Capacità di spostamento allo SLC: spostamento del punto di controllo corrispondente al raggiungimento della capacità rotazionale ultima nella prima sezione;
- Capacità di spostamento allo SLV: spostamento del punto di controllo corrispondente al raggiungimento del 75% della capacità rotazionale ultima nella prima sezione;
- Capacità di spostamento allo SLO: valore di spostamento del punto di controllo pari a 2/3 di quello considerato per lo stato limite di danno ovvero un drift di 0.0033.

Per tutti i corpi è stato verificato che la massa partecipante del modo prevalente sia superiore al 75%: pertanto, risulta verificata rispetto al punto 7.3.4.1 "Analisi statica non lineare del DM2008".



## **7. PROCEDURA DI STIMA DELL'INDICATORE DI RISCHIO MECCANISMI FRAGILE**

### **7.1 Verifiche per le sollecitazioni a taglio**

Per la verifica a taglio è stato considerato anche il contributo della resistenza a taglio del calcestruzzo.

#### *C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato*

*omissis ...*

#### *Travi e pilastri: taglio*

*La resistenza a taglio 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 in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.*

*La verifica viene effettuata in corrispondenza di ogni passo della curva i capacità in modo da determinare il passo per cui si ha la prima rottura fragile e quindi il valore corrispondente della PGA limite.*

### **7.2 Verifiche dei nodi**

Dalle indagini effettuate è stato riscontrato che nei nodi non sono presenti staffe o altri presidi in grado di assorbire le trazioni che insorgono per effetto delle sollecitazioni derivanti dalle forze orizzontali.

La verifica è stata effettuata utilizzando il modello proposto nella circolare applicativa 2/2/2009 punto C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato.

## 8. SINTESI DEI RISULTATI

### 8.1 Considerazioni generali

#### 8.1.1 Verifica dello stato di fatto

I corpi oggetto di studio presentano le seguenti caratteristiche di stato di fatto:

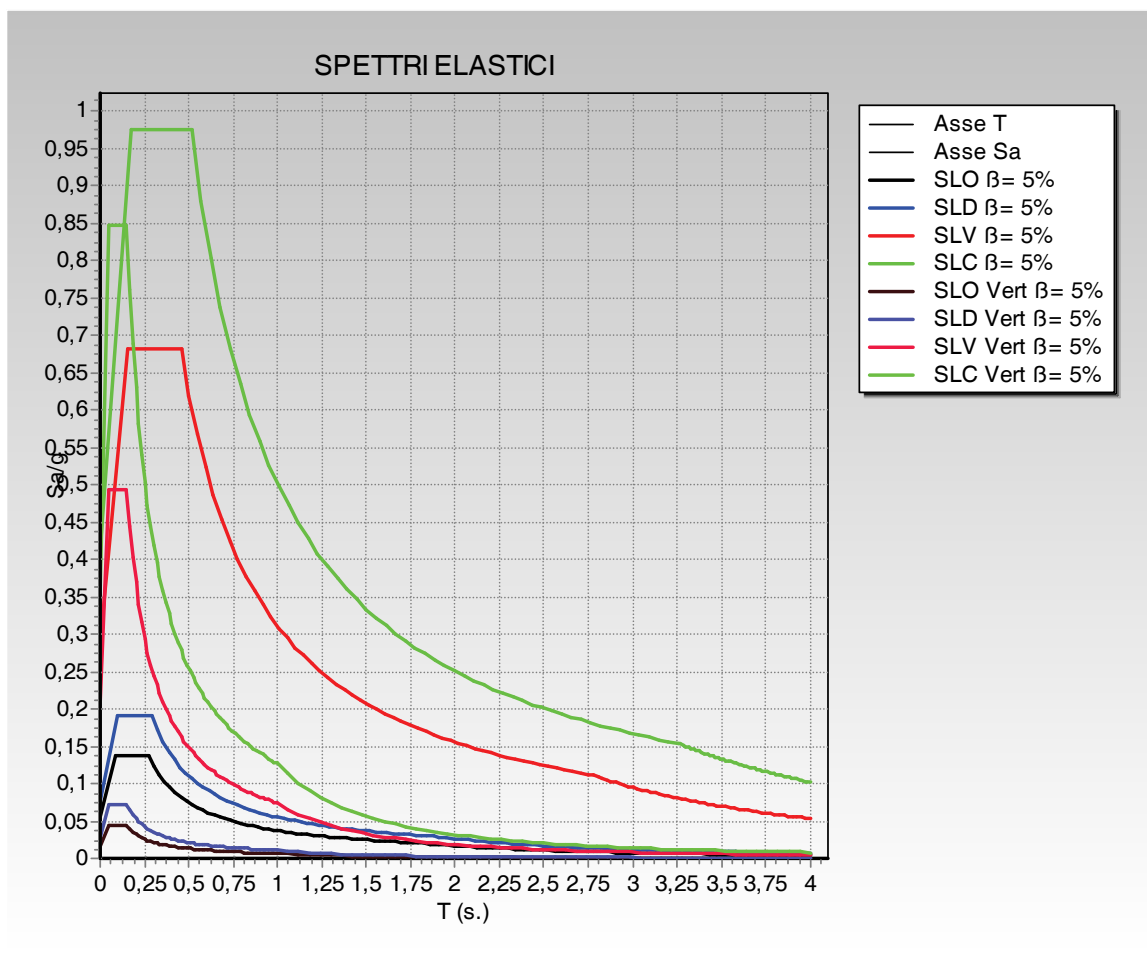
- le costruzioni riflettono lo stato delle conoscenze al tempo della costruzione;
- l'impostazione strutturale è del tipo intelaiata in direzione X ed a pareti in direzione Y; eventuali difetti non palesi possono imputarsi alla realizzazione;
- non risulta che le strutture siano state sollecitate da azioni eccezionali durante la propria vita.

#### 8.1.2 Comportamento sismico globale

Nel presente paragrafo sono riepilogati i risultati delle analisi statiche non lineari per i diversi corpi, riportando gli indicatori di rischio, i meccanismi di collasso, il rapporto tra la massa modale del modo significativo e la massa totale. I valori degli indicatori di rischio allo stato limite di collasso sono relativi sia ai meccanismi fragili che a quelli duttili.

CORPO	PGASLO/PGA81%	PGASLD/PGA63%	PGASLV/PGA10%	PGASLcduttile/PGA5%	PGASLcfragile/PGA5%
A1	1,888	1,879	0,786	-	0,083
A2	2,531	2,375	0,955	-	0,148
A3	2,909	3,091	1,128	1,621	-
B1	3,496	3,440	1,619	-	0,236
B2	2,558	2,411	0,954	-	0,183
C	3,619	3,723	1,620	-	0,380

Tabella riepilogativa degli indici di rischio per i diversi livelli prestazionali



Le curve di capacità dei vari corpi e le deformate a collasso sono riportate nel capitolo 9, contestualmente alle considerazioni riguardo al comportamento sismico di ciascuna struttura.

### 8.1.3 *Comportamento nei confronti delle azioni controllate dall'uomo*

Le verifiche effettuate per le azioni controllate dall'uomo ed in particolare per le azioni variabili derivanti dalla destinazione d'uso sono state condotte utilizzando le combinazioni di carico per gli Stati Limite Ultimi come riportato di seguito:

$$F_d = \gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

In particolare si sono utilizzati i seguenti coefficienti parziali :

$$\gamma_{g1}=1.3$$

$$\gamma_{g2}=1.5$$

$$\gamma_q=1.5$$

Azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
A - Residenziale	0,70	0,50	0,30
B - Uffici	0,70	0,50	0,30
C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
D - Ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,00	0,90	0,80
F- Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,70	0,70	0,60
G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,70	0,50	0,30
H - Coperture	0,00	0,00	0,00
<b>Scale DA DESTINAZIONE</b>			
Carico da Neve <1000 m s.l.m.	0,50	0,20	0,00
Carico da Neve >1000 m s.l.m.	0,70	0,50	0,20
Vento	0,60	0,20	0,00
Spinta Terreno	1,00	1,00	1,00
Spinta Acqua	1,00	1,00	1,00
Variazione Termica	0,60	0,50	0,00
Cedimento Impresso	1,00	1,00	1,00

Le verifiche sezionali sono riportate nei tabulati di calcolo allegati e risultano garantire la sicurezza richiesta dalla normativa vigente.

## 9. GIUDIZIO QUALITATIVO SUI RISULTATI OTTENUTI

### 9.1 *Considerazioni generali*

Gli edifici hanno comportamento sismico diverso in direzione longitudinale (X) e trasversale (Y).

In direzione longitudinale, le strutture si comportano a telaio ed hanno buona capacità sismica. Il comportamento in direzione trasversale è, invece, caratterizzato dal comportamento a parete. La presenza di setti produce un aumento della rigidezza tale che, nei corpi A1 ed A2 causa forti torsioni.

In generale, si può affermare che a causa di condizioni quali:

- l'irregolarità nella distribuzione delle rigidezze in pianta ed in altezza (corpo A2);
- giunti sismici poco efficienti;
- elevata sismicità del sito;

le strutture risultano avere un elevato livello di vulnerabilità.

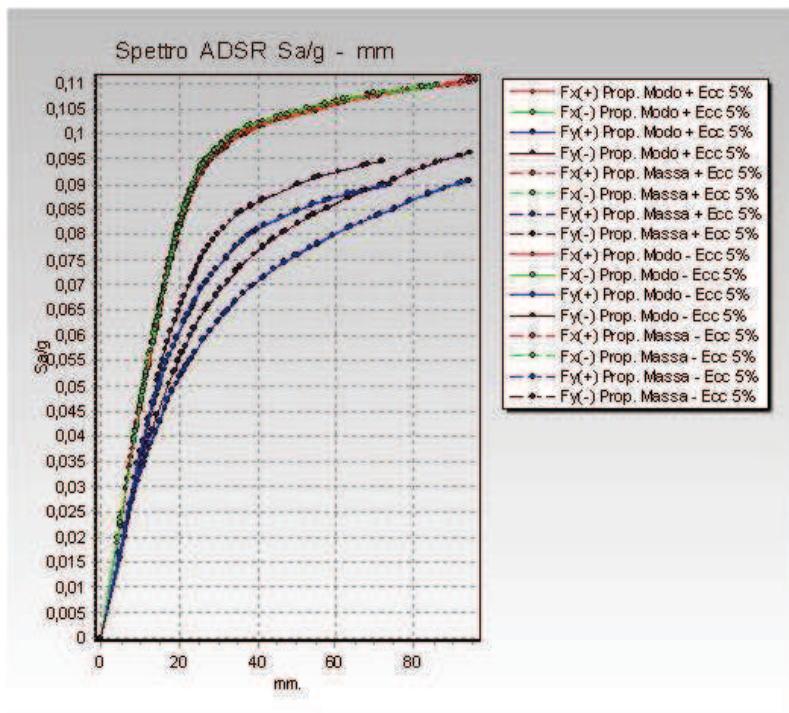
#### **Corpo A1**

La struttura è fondata su due quote con telai in c.a. I telai principali sono quelli posti in direzione ortogonale all'orditura dei solai. La capacità dell'edificio è fortemente limitata dalla scadente qualità del calcestruzzo, che provoca l'insorgere di collassi fragili, a causa del cedimento della biella compressa del meccanismo a taglio - sforzo normale dei pilastri.

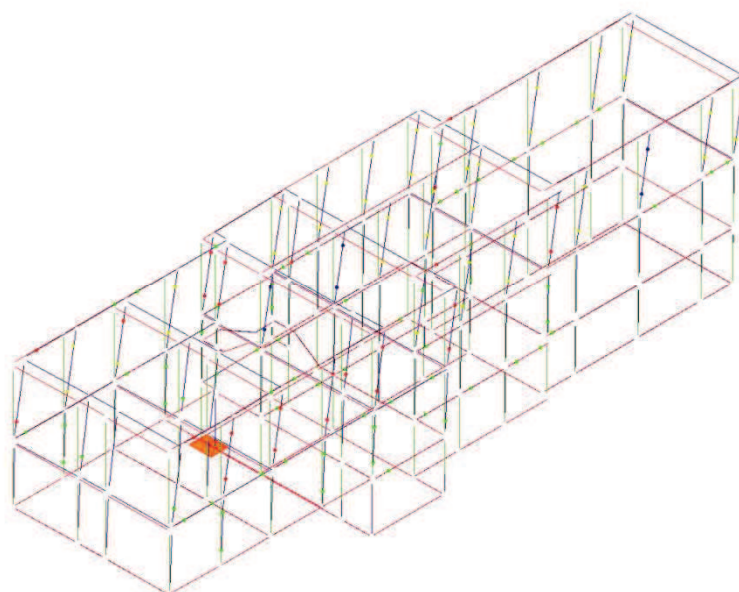
La bassa resistenza del calcestruzzo fa sì che i pilastri non verifichino neanche per la combinazione SLU dei carichi permanenti ed antropici.

Anche la residua capacità sismica associata alla combinazione ridotta delle azioni verticali, risulta limitata dall'instaurarsi di meccanismi fragili nei pannelli nodali a causa di un deficit di resistenza a compressione dei puntoni.

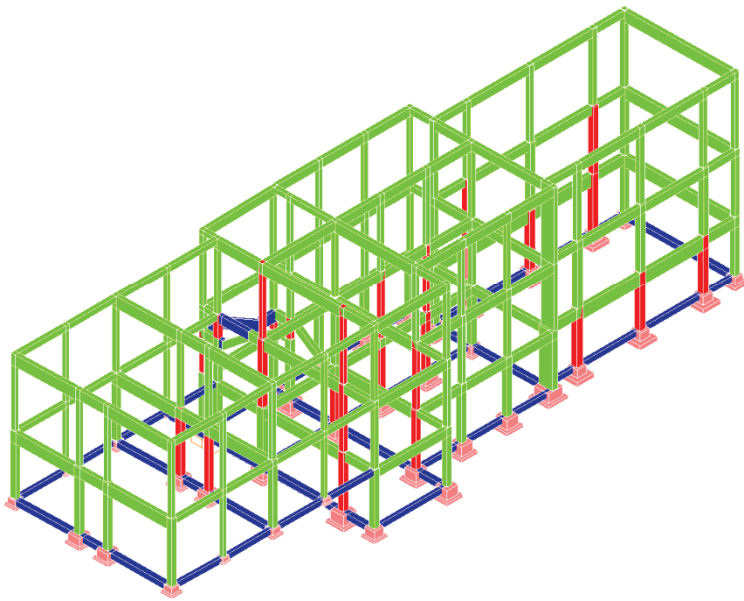
Si ritiene che la struttura non sia adeguabile.



Curva ADSR corpo A1



Curva impegno plastico Corpo A1- Pianta



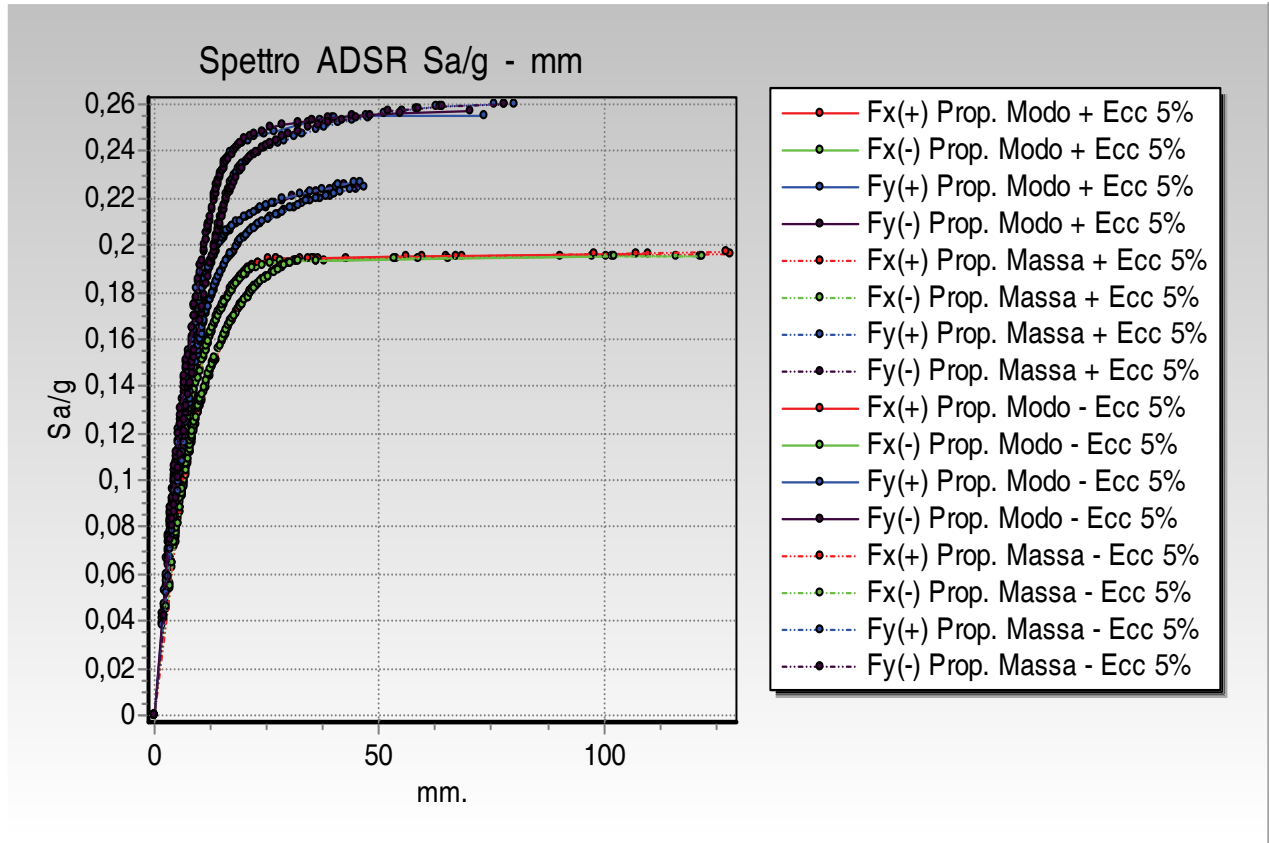
Verifica a taglio aste SLU

### Corpo A2

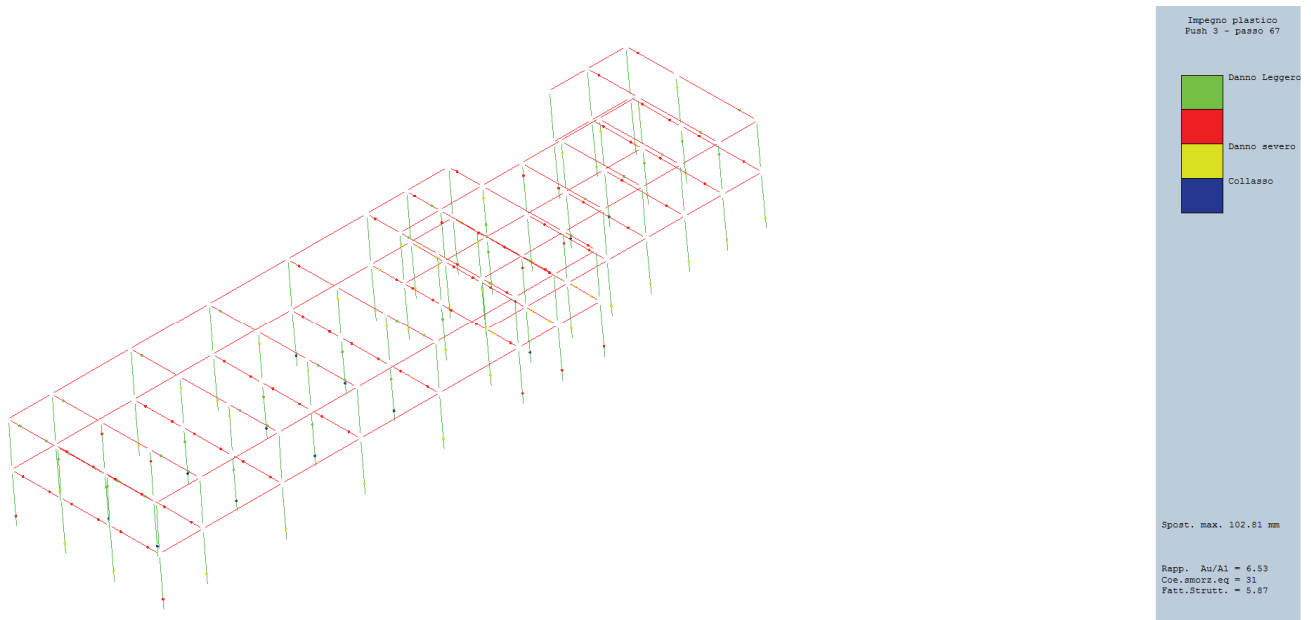
La struttura è intelaiata a doppia orditura e presenta una buona capacità sismica per quanto riguarda i meccanismi duttili.

La capacità risulta limitata dall'attivazione dei meccanismi fragili dei nodi non confinati come è da attendersi per questa tipologia strutturale.

Tali meccanismi possono essere facilmente adeguabili prevedendo interventi locali di rafforzamento dei pannelli di nodo.



**Curve ADSR corpo A2**

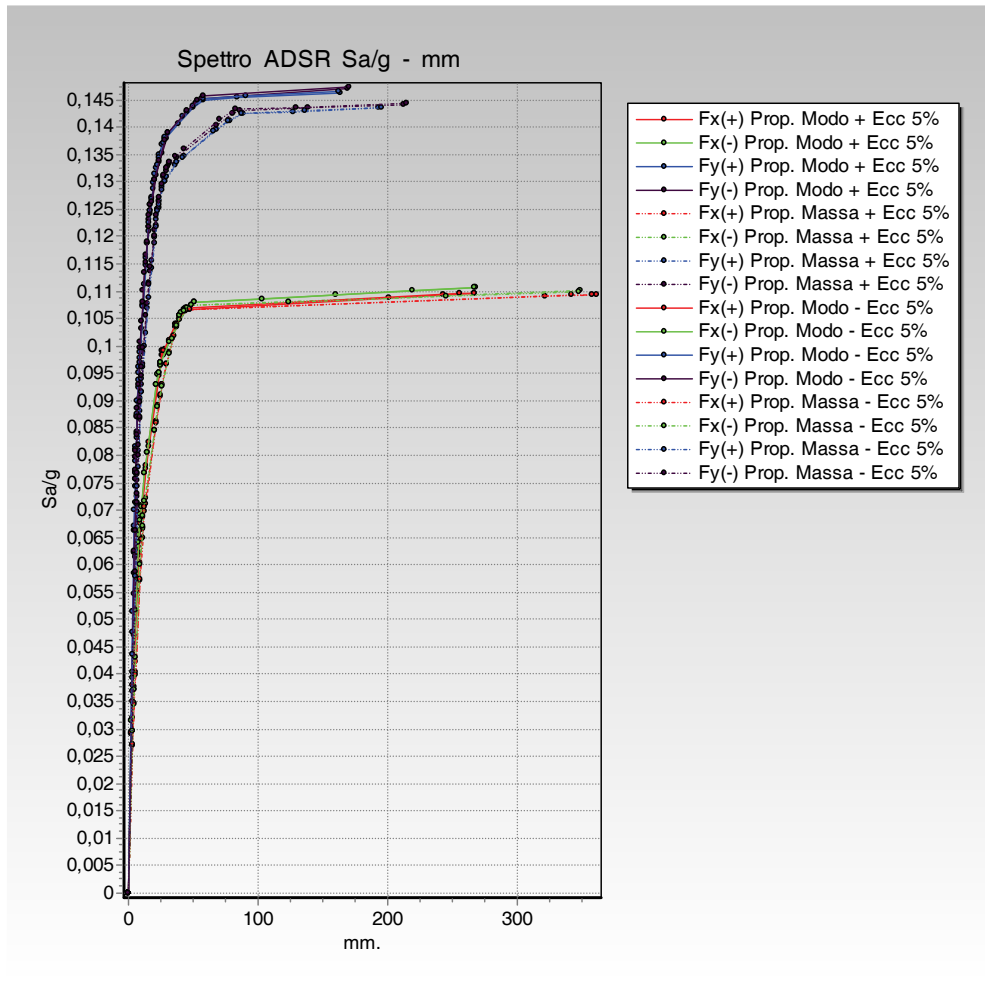


**Meccanismo di collasso corpo A2**

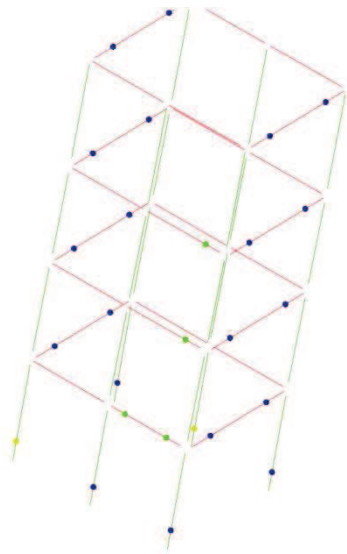


### Corpo A3

La struttura è del tipo intelaiata in due direzioni ortogonali, di limitatissima dimensione, e carichi. Data la semplicità del sistema, risulta avere adeguata capacità sismica e non è stata riscontrata l'attivazione di meccanismi fragili.



Curve ADSR- corpo A3

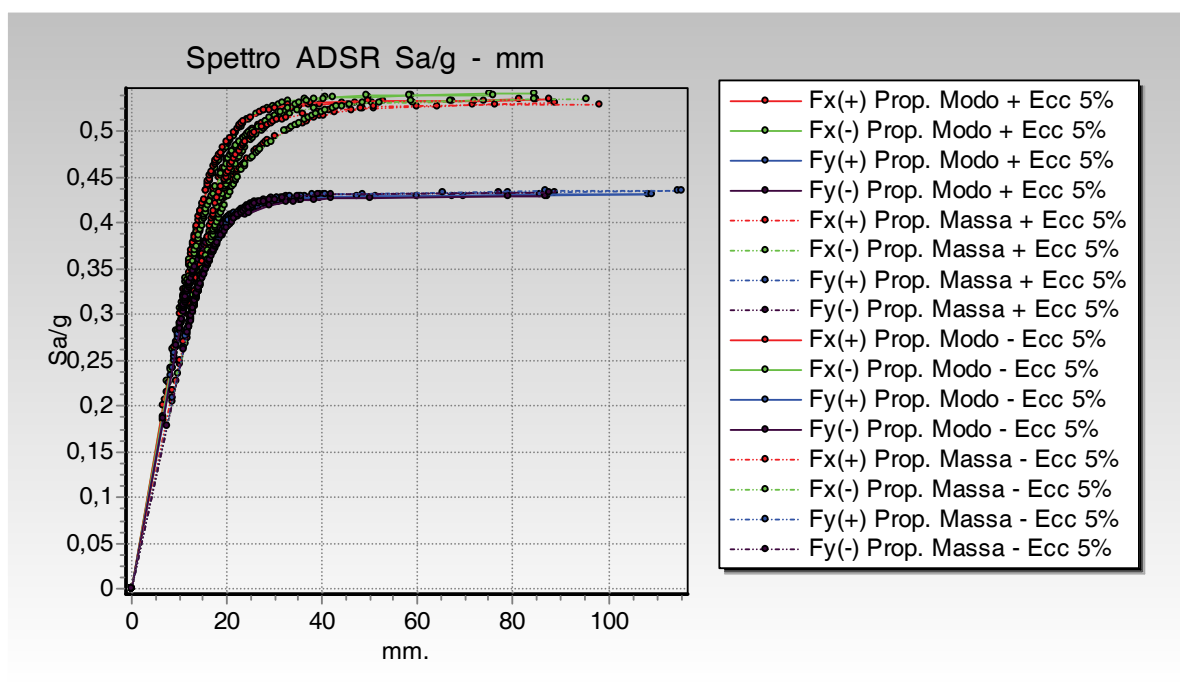


**Meccanismo di collasso - corpo A3**

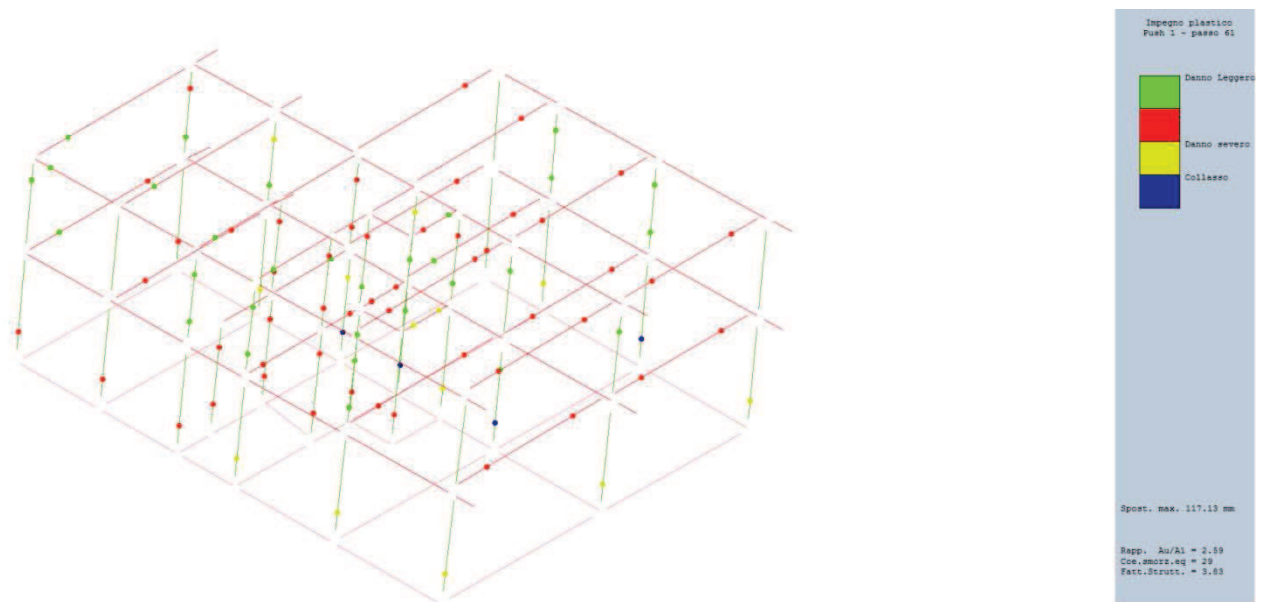
### **Corpo B1**

La struttura, del tipo intelaiata in due direzioni ortogonali, risulta avere adeguata capacità per quanto riguarda i meccanismi duttili. La vulnerabilità residua è invece legata alla presenza dei meccanismi fragili, che si attivano nei nodi non confinati.

Tali vulnerabilità possono esser facilmente eliminate con interventi locali di rafforzamento, impiegando, ad esempio, fibre di tipo FRP.



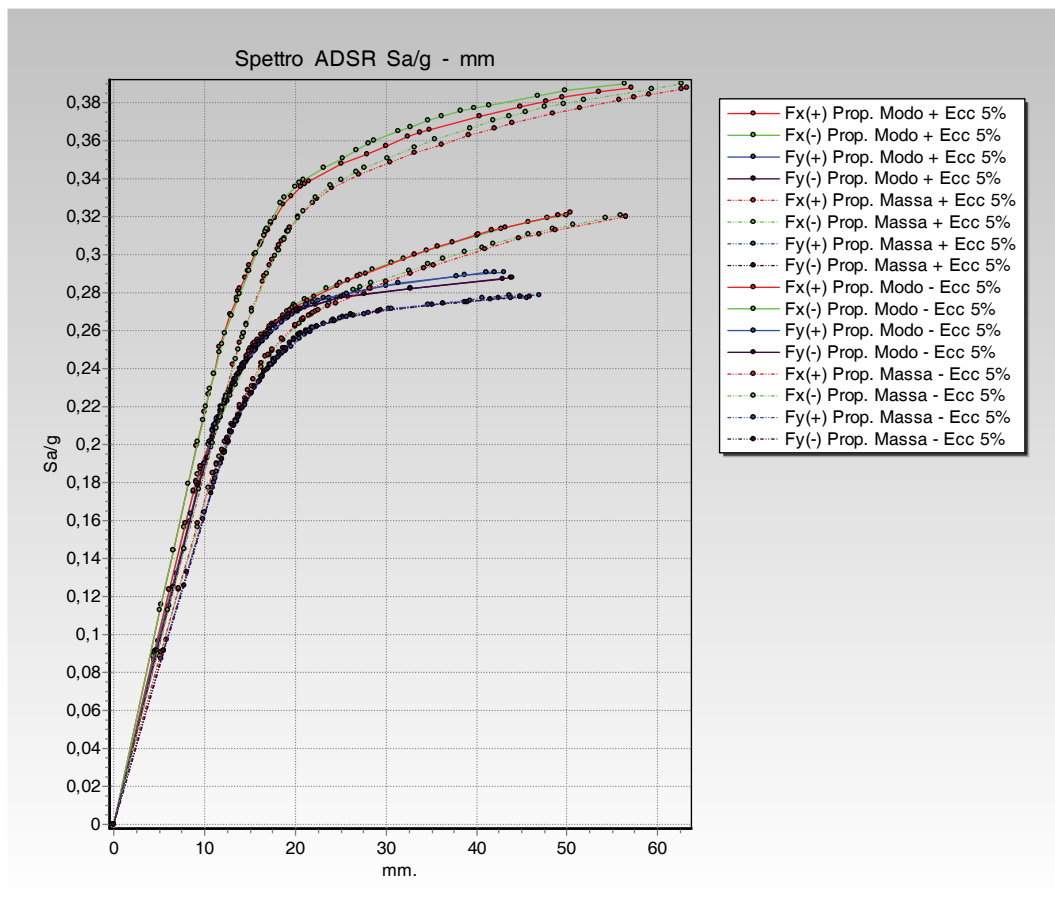
**Curve ADSR- corpo B1**



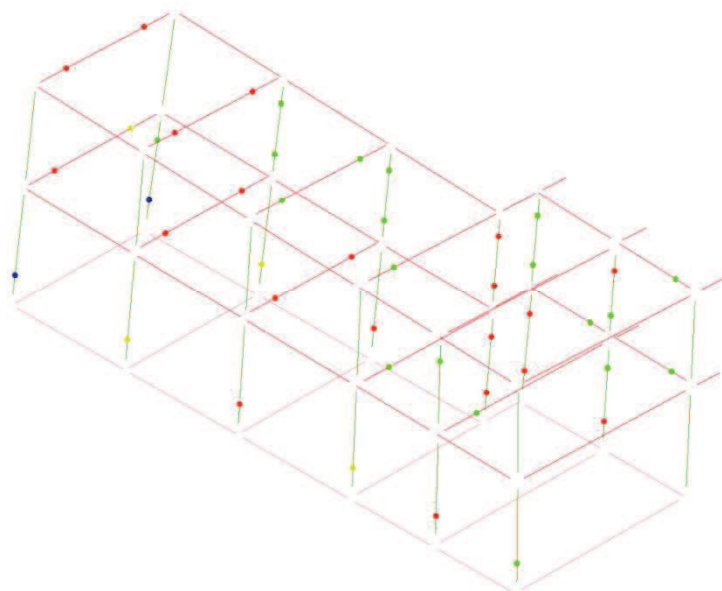
**Meccanismo di collasso - corpo B1**

## **Corpo B2**

La struttura è intelaiata a doppia orditura e presenta una buona capacità sismica per quanto riguarda i meccanismi duttili. La capacità risulta limitata dall'attivazione dei meccanismi fragili nei nodi non confinati, come è da attendersi per questa tipologia strutturale. Tali meccanismi possono essere facilmente adeguabili prevedendo interventi locali di rafforzamento dei pannelli di nodo.



**Curve ADSR- corpo B2**



Impegno plastico  
Push 1 - passo 37

	Danno Leggero
	Danno severo
	Collasso

Spett. max. 128.8 mm

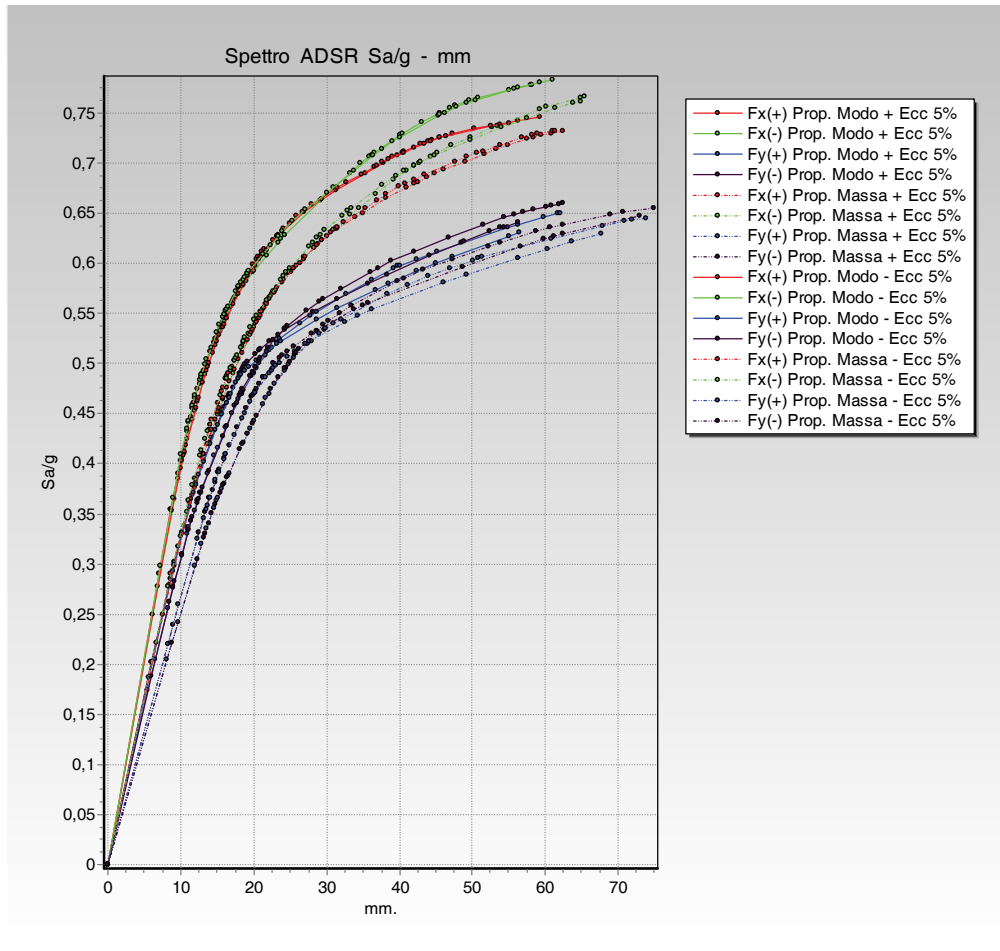
Rapp.  $\lambda_u/\lambda_1 = 3.36$   
 Cos.  $\text{snors.eq} = 27$   
 Fatt.  $\text{Strutt.} = 3.28$

**Meccanismo di collasso - corpo B2**

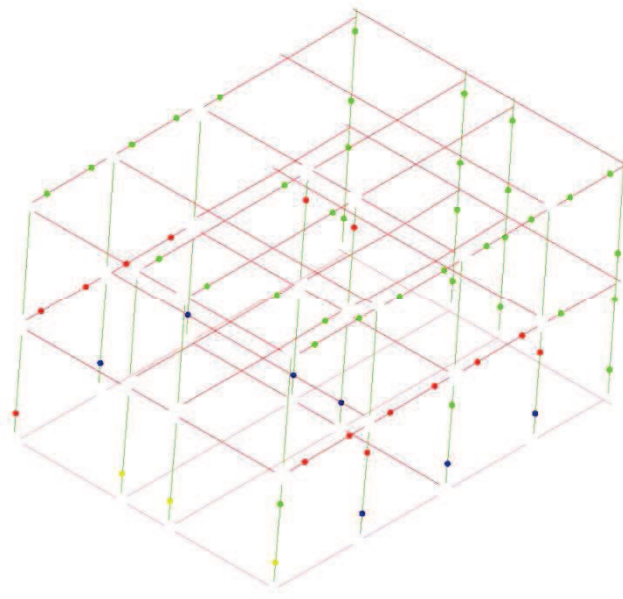
## Corpo C

La struttura presenta adeguata capacità riguardo all'attivazione dei meccanismi duttili, grazie agli interventi di adeguamento sismico realizzati in precedenza. La vulnerabilità residua è legata, invece, alla presenza dei meccanismi fragili che si attivano nei nodi non confinati per taglio.

Tali vulnerabilità possono essere facilmente eliminate con interventi locali di rafforzamento, impiegando, ad esempio, fibre di tipo FRP.



Curve ADSR- corpo C



**Meccanismo di collasso - corpo C**