

Provincia di Cosenza

provincia di Cosenza

# Progetto Esecutivo di Adeguamento dell'I.S.A. di Luzzi (CS)

Lat. 39,4550 Long. 16,2666

## Tav. 1.0

## Relazione generale

Il Progettista

Ing. Eugenio Otranto

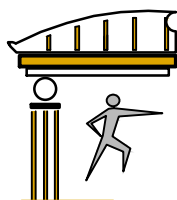
Il R.U.P.

Ing. Giulia A. Morrone

Il D. L.

Ing. Gianluca Salvatore Straface

L'Impresa



**ing. Eugenio Otranto**

Via Crotone 32, 87067 Rossano (CS) Tel +39 0983.51.60.85  
eugenio.otranto@gmail.com - [www.otrantoengineering.it](http://www.otrantoengineering.it)

# Indice

<b>1</b>	<b>Studio di Vulnerabilità Sismica</b>	<b>3</b>
1.1	Caratterizzazione dell'edificio . . . . .	3
1.2	Analisi storico critica . . . . .	4
1.3	Rilievo . . . . .	5
1.3.1	Caratterizzazione meccanica dei materiali . . . . .	5
1.3.2	Livelli di conoscenza . . . . .	6
1.4	Azioni . . . . .	6
1.5	Terreno di fondazione . . . . .	6
1.6	Analisi dei carichi . . . . .	7
1.7	Analisi sismica e livello prestazionale . . . . .	7
1.7.1	L'approccio prestazionale scelto . . . . .	8
1.8	Relazione sui livelli di sicurezza raggiunti . . . . .	8
1.9	Caratterizzazione dei materiali . . . . .	10
1.10	Azioni sismiche agenti . . . . .	10
1.10.1	Parametri di pericolosità . . . . .	11
1.10.2	Spettri elastici di progetto e verifica . . . . .	12
1.11	Analisi dei carichi . . . . .	12
1.12	Descrizione dell'intervento di miglioramento sismico e delle scelte operate . . . . .	13
1.13	Fattibilità ambientale dell'intervento . . . . .	15
<b>2</b>	<b>Metodo di calcolo</b>	<b>18</b>
2.1	Sviluppo dell'analisi . . . . .	18
<b>3</b>	<b>Risultati di adeguamento sismico</b>	<b>22</b>

# Premessa

In seguito all'incarico ricevuto dall'Amministrazione Provinciale di Cosenza per lo studio di vulnerabilità sismica dell' ISA sito nel Comune di Luzzi, il sottoscritto Ing. Eugenio Otranto, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della provincia di Cosenza al n. 2959, ha redatto i presenti elaborati.



Figura 1: Foto dell'edificio - vista nord-ovest

La vulnerabilità sismica dell'edificio richiede una indagine documentale con una ricostruzione storica dello stesso che deve essere integrata con indagini fisiche sulla struttura che ne verificano e caratterizzano i materiali; la quantità delle prove da effettuare è funzione del grado di informazioni che fornisce la documentazione reperita. Per la struttura in oggetto l'appropriata identificazione strutturale è avvenuta oltre che con la documentazione reperita anche con indagini integrative in sito.

Di seguito si descrivono i vari passi che hanno condotto alla scelta delle soluzioni adottate e i risultati di miglioramento previsti. In particolare si riportano la

descrizione tipologica dell'edificio, la deduzione delle sue caratteristiche meccaniche, l'impostazione dello schema strutturale, le metodologie di verifica ante e post intervento. Si rimanda infatti agli altri elaborati progettuali specifici di cui essa ne è parte integrante.

Le valutazioni e le scelte sono state eseguite secondo le indicazioni delle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"* introdotte dal D.M. 17\_01\_2018 e Circolare D. M. 02/02/2009 n. 617.

# Capitolo 1

## Studio di Vulnerabilità Sismica

### 1.1 Caratterizzazione dell'edificio

Allo stato attuale il complesso è composto da cinque corpi, tutti giuntati tra loro e realizzati in c.a., su fondazioni dirette, due con due piani fuori terra e due con il solo piano terra. I corpi sono indicati con le sigle, corpo A e corpo B, i primi ad essere realizzati, corpo C, corpo D e corpo E realizzati con un ampliamento.

L'Amministrazione Provinciale è interessata alla vulnerabilità sismica della prima parte costituita dai corpi palestra, corpo A e corpo B poiché realizzati nel 1995.

Da tutta la documentazione reperita, dalle simulazioni con i criteri di calcolo di progetto originali e con le prove in situ, si potuto caratterizzare la strutturale dell'edificio con schemi statici e con la determinazione delle armature e dei materiali utilizzati. Di seguito si riporta una rappresentazione strutturale con tavole di impalcati e con una rappresentazione tridimensionale dell'ossatura portante rilevata-

I corpi interessati dal presente studio hanno una struttura portante costituita da telai in C.A. posti in due direzioni principali, travi e pilastri sono sostenuti da un impalcato di fondazioni a travi rovesce.

Il corpo A è a due livelli con un terzo, molto ridotto, che funge da torrino per le scale ed il vano ascensore; quest'ultimo è composta da setti che disegnano una sezione ad *C*. Il corpo A è giuntato al corpo C con giunto di circa cm. 50.

Il corpo B è ad un solo livello, non presenta un vano scala, è giuntato al corpo A e sul lato opposto al corpo E.

Dato il sistema di giunti i vari edifici si possono considerare indipendenti.

Con l'intervento di progetto si intende, oltre che ad un aumento delle capacità della struttura a resistere alle azioni sismiche indicate dalla normativa vigente, porta una diminuzione degli spostamenti del corpo A e del corpo B al fine di non danneggiarsi sotto l'oscillazione sismica.

## 1.2 Analisi storico critica

Il complesso è stato costruito con la consistenza attuale in varie fasi, una prima fase ha dato origine ad un primo plesso, realizzato intorno al 1995, suddiviso in tre corpi giuntati indicati come corpo A, corpo B e corpo C, e una seconda fase realizzata in epoca più recente, anno 2004, in cui si è ampliato il volume esistente con altri due corpi, indicati come corpo D e corpo E. In particolare questa seconda fase ha interessato anche il corpo C, già esistente, che è stato adeguato da palestra ad un unico livello ad aule con due livelli realizzando dei pilastri centrali ed un solaio iontermedio. In tale occasione è stata verificata l'idoneità dei corpi già esistenti corpo A e corpo B (cfr. la prova dei carichi sui solai nella tavola ricerca documentale). Gli ampliamenti avvenuti costituiscono corpi separati e giuntati tra loro e con quelli esistenti.

L'intero complesso ha mantenuto la stessa destinazione d'uso originaria e strutturalmente, tranne per il corpo C, non ha mutato i caratteri strutturali originari di costruzione, per come si evince dalla documentazione reperita.

In riferimento ai vari processi edilizi si è riusciti a reperire la seguente documentazione allegata alla presente come tavola per la ricerca documentale:

- Tavole architettoniche;
- Relazione geologica;
- Tabulati di calcolo;
- collaudi;
- determinazioni di approvazioni.

Inoltre, con l'ampliamento avvenuto nell'anno 2006, si è verificata la fattibilità dello stesso come parte integrante del complesso scolastico e si sono effettuate anche delle prove di carico sui corpi A e B in precedenza realizzati.

## **1.3 Rilievo**

Il rilievo geometrico strutturale è riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo e sia a quella degli elementi costruttivi. Nel rilievo è stata rappresentata la situazione attuale che per come confrontato con l'analisi storico critica non ha avuto modifiche nel tempo. Non sono stati rilevati dissesti in atto o stabilizzati, nè sono stati rilevati quadri fessurativi o meccanismi di danno nè fuori piombo.

Nelle tavole grafiche di rilievo viene riportata sia la descrizione architettonica dell'edificio e sia quella strutturale. In particolare sono state rilevate le geometrie degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti, e operati dei confronti con le relazioni di calcolo.

Si è ricorso a conferme sia visive dirette effettuate sia con la rimozione dell'intonaco e sia pacometriche che hanno dimostrato una ripetibilità delle caratteristiche dei telai che costituiscono l'ossatura portante principale, si è rilevata una ripetizione delle sezioni degli elementi con le relative armature, distinguendosi in n. 5 sezioni tipo, pilastri di dimensioni 40x70 cm, travi in elevazione di dimensioni 40x70 cm. dagli scavi di fondazione le travi risultano con la stessa altezza per entrambi i corpi ma con geometria diversa.

### **1.3.1 Caratterizzazione meccanica dei materiali**

La caratterizzazione dei materiali è avvenuta attraverso le prove dirette eseguite sugli elementi strutturali, le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura e dalle regole in vigore all'epoca della costruzione e dalla documentazione di progetto reperita. In particolare la campagna di indagini è descritta nel report relativo redatto dalla società incaricata appositamente dall'Amministrazione Provinciale per eseguire le indagini, che ha fornito i parametri fisico meccanici caratterizzanti l'organismo strutturale.

### 1.3.2 Livelli di conoscenza

Il progetto prevede il miglioramento sismico di una struttura esistente in calcestruzzo armato, per cui si può fare riferimento a quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 e dalla Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (al paragrafo C8A.1.B - “Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza - Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati necessari per la valutazione” (Appendice al Cap. C8)), in relazione ai coefficienti di sicurezza da adoperare nel progettare il miglioramento sismico della delegazione comunale.

Dalla documentazione reperita, risultata essere completa ed esaustiva relativa sia ai due corpi originali, corpo A e corpo B - oggetto del presente progetto-, e sia relativa ai corpi giuntati di ampliamento, quest'ultimo avvenuto di recente e ha anche interessato, per la sua fattibilità, anche ulteriori controlli sulle parti esistenti, dalle prove in sito e dalle caratteristiche di ripetibilità della struttura, nel progetto in esame si è potuto utilizzato il livello di conoscenza LC2 con un fattore di confidenza  $F.C.$  pari a 1,20. La valutazione della sicurezza in questo grado di conoscenza può essere eseguita mediante tutti i metodi di analisi, nel progetto in esame si è utilizzato il metodo di analisi statica non lineare (pushover). Inoltre, nel presente caso, con le scansioni direzionali del push-over si supera una partecipazione di massa maggiore del 85 (cfr. tabulati).

## 1.4 Azioni

In fase di schematizzazione degli elementi da verificare si è tenuto conto dei carichi e dei sovraccarichi permanenti considerando gli elementi costruttivi esistenti. Lo scopo del presente intervento è quello di far sopportare meglio all'edificio, allo stato limite di collasso, le azioni sismiche che si possono verificare nel sito per come previste dalla normativa vigente. Nella computazione dei carichi si è tenuto conto dei carichi permanenti esistenti e dei carichi accidentali previsti dalla normativa di riferimento.



## 1.5 Terreno di fondazione

Il tipo di intervento che si vuole eseguire non implica aumento dei carichi in fondazione derivante dai carichi permanenti, ma date le nuove azioni sismiche di progetto che potrebbero agire sull'edificio si è ritenuto di dover eseguire una migliore ripartizione delle tensioni sul terreno ampliando tratti di fondazione di base dei pilastri che si sono reputati da irrobustire strutturalmente.

## 1.6 Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le Costruzioni”. La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive rilevate in loco. Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei paragrafi successivi.

## 1.7 Analisi sismica e livello prestazionale

Così come previsto nel D.M. 18 e nella circolare n. 617 “la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli S.L.U.”, ed in particolare, “possono essere eseguite rispetto alla condizione di Salvaguardia della Vita (S.L.V.) oppure alla condizione di collasso (SLC).

Le azioni sismiche di riferimento sono state quelle relative allo S.L.V. e allo S.L.D. per i quali si è ottenuto un adeguamento sismico, tuttavia, è stato raggiunto un risultato di adeguamento sismico nell'insieme delle strutture portanti principali anche rispetto allo S.L.C..

I carichi considerati nell'analisi sismica, ai fini di determinare le entità massime delle azioni indotte sopportabili dalla struttura, sono quelli permanenti effettivamente riscontrati e quelli accidentali previsti dalla vigente normativa.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. I carichi dovuti alle tramezzature sono stati tenuti in conto attraverso una ripartizione in maniera

uniforme sui solai, a sua volta i carichi permanenti agenti su quest'ultimi sono stati ripartiti sulle travi e sui pilastri.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare la condizione di carico tale da risultare più sfavorevole ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di presenza simultanea di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come indicato dalle norme vigenti.

### 1.7.1 L'approccio prestazionale scelto

L'amministrazione a seguito della destinazione d'uso dell'edificio ha la necessità di accrescere la sua resistenza con grado prestazionale dell'opera, di comune accordo tra progettista e committenza, riferito allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Inoltre non essendo l'edificio destinato ad ospitare funzioni/attività connesse con la gestione delle emergenze si è posto una classe d'uso III caratterizzato con i seguenti parametri <sup>1</sup>:

- coefficiente d'uso  $C_u = 1,50$
- vita nominale  $V_n = 50 \text{ anni}$ .

Dalle precedenti assunzioni si è ottenuto il periodo di riferimento  $V_r = V_n \cdot C_u = 75 \text{ anni}$  (cfr. NTC 08 - tab. C8.1).

La probabilità di superamento dello stato limite considerato nel periodo di riferimento è  $P_{vr} = 10\%$  (tab. 3.2.1 e tab. C8.2 delle NTC 08), mentre il tempo di ritorno  $T_r$  è ottenuto dalla relazione  $T_r = 9.50 \cdot V_r = 712 \text{ anni}$ .

## 1.8 Relazione sui livelli di sicurezza raggiunti

Lo Stato Limite di Ultimo è motivato dalla volontà di garantire che la costruzione a seguito del terremoto conservi un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

---

<sup>1</sup>In riferimento alla delibera di G. R. n. 292/2014, l'edificio rientra nella categoria di edificio e strutture aperte al pubblico destinate alla erogazione di servizi con superfici maggiore di 150 mq cui è associata la classe d'uso III.

Per tale stato limite, i valori di riferimento dell'azione sismica attesi per quel sito (domanda) possono essere confrontati con quelli per i quali viene effettivamente raggiunto lo stato limite della struttura (capacità), al fine di quantificare il livello di sicurezza attuale o quello raggiungibile con un determinato intervento strutturale.

E' possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello *SLV* e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$\alpha_u = \frac{a_{SLV}}{ag_{SLV}}$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

### **Corpo A**

Operando con tali definizioni la struttura esistente presenta carenze di resistenza alle azioni sismiche allo *SLV*, soprattutto per crisi di resistenza a taglio di alcuni pilastri, presentando un

$$\alpha_{u,SLV} = 0,15.$$

Si è osservato però, che questi valori così bassi erano imputabili ad una particolare travatura a spessore e particolari pilastri e che intervenendo solo su essi, senza spese eccessive, si superava questa crisi fragile pervenendo ad una capacità dell'edificio migliore e cioè con un parametri di vulnerabilità sismica dell'edificio rinforzato pari a:

$$\alpha_{u,SLV} = 1,05.$$

### **Corpo B**

La struttura esistente presenta carenze di resistenza alle azioni sismiche allo *SLV*, soprattutto per crisi di resistenza di alcuni elementi, presentando un

$$\alpha_{u,SLV} = 0,253.$$

Si è osservato però, che questi valori così bassi erano imputabili ad una particolare travatura a spessore direttamente caricati dai solai. Le travi n. 16 e n. 9 presentano una bassa resistenza a taglio. Dalle calcolazioni effettuate in fase di rinforzo si raggiunge un adeguamento strutturale anche allo SLV ottenendo il seguente parametro di vulnerabilità:

$$\alpha_{u,SLV} = 1,62.$$

In conclusione con gli interventi di progetto si è ottenuto un adeguamento sismico nei confronti dello SLV per il corpo A e per il corpo B. Nel paragrafo delle conclusioni si riporta la sintesi dei risultati ottenuti in forma grafica mentre nelle relazioni di calcolo ante e post sono riportati nei relativi paragrafi i dettagli dei valori ottenuti.

## 1.9 Caratterizzazione dei materiali

Nelle calcolazioni si sono utilizzati i valori medi misurati delle indagini ridotti del fattore di confidenza  $FC$  pari a 1,20, valore legato al grado di conoscenza acquisito  $LC2$ , ottenendo i valori delle resistenze di calcolo  $R_d$  che si sono adottati sono i seguenti (cfr. relazione sulle indagini):

### Corpo A

calcestruzzo	$R_{cm}$	$R_d = R_{cm}/(F.C.\gamma_m)$
	181	100 Kg/cmq
acciaio armature	$R_{cm}$	$R_d = R_{cm}/(F.C.\gamma_m)$
	4930	3572 Kg/cmq

dove  $R_{cm}$  : Resistenza Cubica Media e  $FC$ : Fattore di Confidenza e  $\gamma_m$  il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

## 1.10 Azioni sismiche agenti

L'azione sismica di progetto e di verifica è stata determinata da uno studio di microzonizzazione sismica fornito dalle indagini effettuate dalla società appositamente incaricata dalla Amministrazione Committente che ha fornito un spettro di progetto caratterizzato come segue.

### 1.10.1 Parametri di pericolosità

localizzazione del sito

coordinate del sito		WGS84	ED50
Latitudine	=	39,4540	39,4550
Longitudine	=	16,2658	16,2666

Tipo di costruzione ordinario, classe d'uso III (importante) e la classe di duttilità bassa, suolo di fondazione con categoria stratigrafica C e con categoria topografica T1.

- coefficiente d'uso  $C_u = 1,50$
- vita nominale  $V_n = 50$  *anni*.
- periodo di riferimento  $V_r = V_n \cdot C_u = 75$  *anni*.

#### Parametri di pericolosità sismica allo SLV

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 712
  - Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0.323
  - Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2.451
  - Periodo spettrale di riferimento [s]: 0.393

#### Parametri di pericolosità sismica allo SLC

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 1462
  - Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0.425
  - Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2.491
  - Periodo spettrale di riferimento [s]: 0.426

**coefficienti di amplificazione stratigrafica e di amplificazione topografica**

stato limite	$S_t$	$S_s$	
SLV	1	1,225	
SLC	1	1,064	

### **1.10.2 Spettri elastici di progetto e verifica**

La descrizione analitica degli spettri è riportata nei tabulati di calcolo allegati.

## **1.11 Analisi dei carichi**

Si considerano agenti i carichi così schematizzati:

- carico permanente comprensivo di peso proprio e sovraccarichi permanenti;
- sovraccarico antropico per la destinazione d'uso;
- azione sismica.

### **Pesi specifici**

Il carico degli elementi dell'ossatura portante in c. a. sono valutati considerando un peso specifico di  $2500Kg/mc$ ; per la tamponatura si considera un peso specifico di  $800kg/mc$  ridotto del 25% per la presenza delle aperture, in particolare si assume in media

$$800Kg/mc * 0.3m * (3.34 - 0,45)m * 0.75 = 521Kg/m.$$

### **Solaio di copertura**

La copertura esistente è piana in latero cemento con peso proprio  $300Kg/mq$  e sovraccarico permanente di  $100Kg/mq$ .

### **Solai di piano**

Data la geometria del solaio rilevato si può considerare un peso proprio di  $300Kg/mq$  e un sovraccarico permanente di  $220Kg/mq$  comprensivo dell'incidenza dei tramezzi ( $120 Kg/mq$ ).

### **Sovraccarichi variabile antropico**

Sugli sbalzi carichi verticali ripartito:  $Q_k = 4.00KN/mq$ ; mentre sui solai del primo livello si sono considerati carichi verticali ripartiti:  $Q_k = 3.00KN/mq$ .

Per i solai di copertura del tetto si sono considerati carichi variabili verticali ripartiti di  $Q_k = 1.00KN/mq$ .

Al piano terra invece vi è posta solo della pavimentazione su massetto che scarica i carichi a cui è assoggettata direttamente sul terreno.

### **Azione naturale della neve**

L'edificio si trova in zona III e battuta dai venti, dove risulta:

- $q_{sk} = 0,60Kn/mq$ ;
- $q_s = q_{sk}\mu C_E C_i = 0,60 * 0,8 * 1 * 1 = 0,48Kn/mq$ ;

dove si è posto comunque  $C_E = 1$ .

## **1.12 Descrizione dell'intervento di miglioramento sismico e delle scelte operate**

L'edificio evidenzia vulnerabilità di resistenza e di rigidezza trasversale con sensibile deformabilità. La scelta dell'intervento strutturale da operare poteva orientarsi o sull'aumento della capacità di resistenza sismica dell'edificio oppure sulla riduzione dell'energia sismica che investe la struttura tramite degli isolatori. Si è operata la prima scelta poichè meno onerosa economicamente e più idonea per il caso specifico. Secondo tale scelta l'aumento della capacità di assorbire l'energia sismica è ottenuta con un potenziamento di elementi strutturali esistenti che ne

hanno anche calibrato la rigidezza globale con le masse, rendendo una certa regolarità e diminuzione degli spostamenti sismici. Si interviene, inoltre, su parte del sistema tamponature per l'aumento delle sezioni degli elementi strutturali, esse vengono ripristinate in modo da costituire un continuo visivo dei muri perimetrali con i pilastri rinforzati, dal punto di vista strutturale invece non si è tenuto conto del loro contributo distaccandoli dai pilastri.

In definitiva si è dunque sviluppato l'intervento secondo i seguenti punti:

- potenziamento di alcuni elementi verticali che assorbono buona parte delle forze orizzontali
- rinforzo di alcuni elementi esistenti con incremento delle loro capacità meccaniche deformative e resistenti con cerchiature in cls armato
- miglioramento delle connessioni tra gli elementi strutturali
- miglioramento della capacità deformativa di alcuni elementi
- riduzione della irregolarità strutturale
- miglioramento del sistema di fondazione
- miglioramento della duttilità globale.

Vengono rinforzati i seguenti elementi strutturali (cfr. le tavole grafiche):

#### **Corpo A**

- pilastri incamiciati per tutta la loro altezza con spessore in cls armato come indicato nella carpenterie e con la numerazione: n. 1 n. 3 n. 4 n. 6 n. 13 n. 14 n. 16 n. 18 n. 19 n. 21 e n. 22.
- travi che vengono rafforzati tramite tecnologia FRP per come indicato nelle carpenterie e con la numerazione: n. 1 n. 3 n. 4 n. 5 e n. 31.
- travi rinforzate con sottotrave in cls armato per come indicato nella carpenterie e con la numerazione: n. 11 e n. 12.

#### **Corpo B**



- travi che vengono rafforzati tramite tecnologia FRP per come indicato nelle carpenterie e con la numerazione: n. 5 e n. 8.
- travi rinforzate con sottotrave in cls armato per come indicato nella carpenterie e con la numerazione: n. 9 e n. 16.

### **1.13 Fattibilità ambientale dell'intervento**

Dal punto di vista costruttivo la realizzazione dell'intervento prescelto risulta agevole per la collocazione dell'edificio, in zona accessibile, centrale del Comune e completamente urbanizzata. L'intervento si inserisce perfettamente nell'ambiente esistente poichè non modifica l'aspetto estetico o la forma dell'edificio esistente già integrato nell'ambiente circostante. L'intervento opera solo sulla struttura portante esistente dell'edificio e le operazioni di scavo delle fondazioni sono di entità ridotta e circoscritta all'area dello stesso.

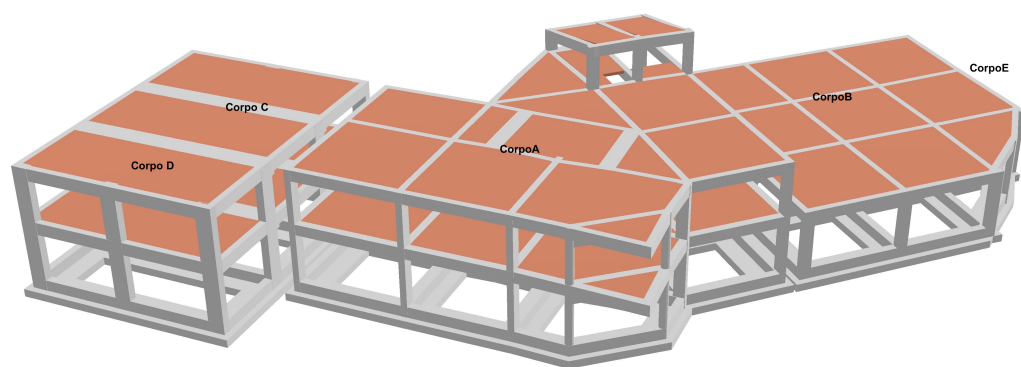


Figura 1.1: Schema strutturale di insieme

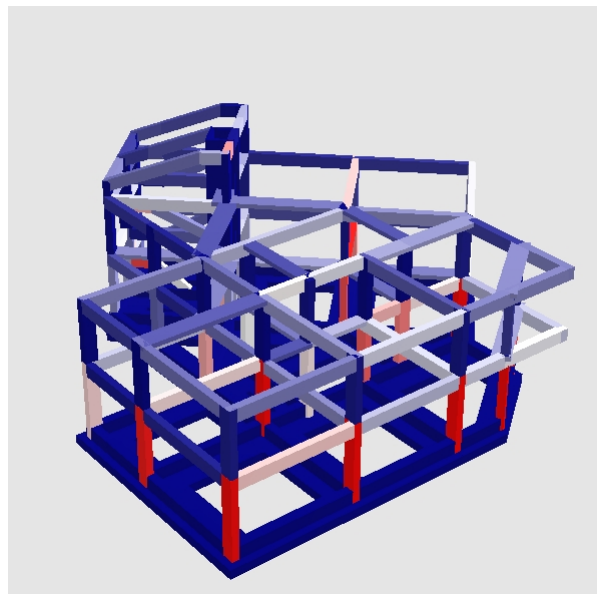


Figura 1.2: Vulnerabilità degli elementi del corpo A

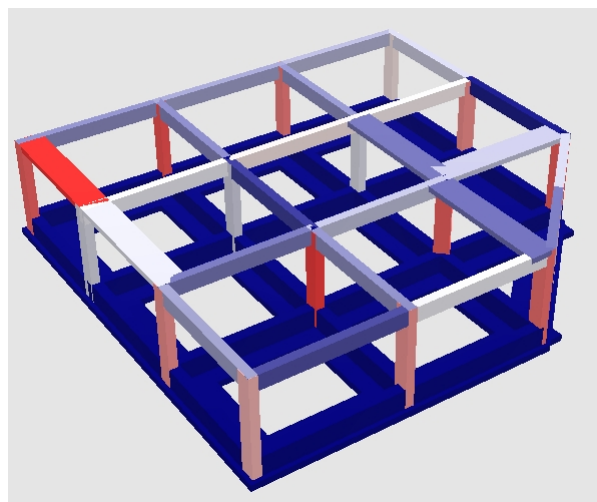


Figura 1.3: Vulnerabilità degli elementi del corpo B

# Capitolo 2

## Metodo di calcolo

### 2.1 Sviluppo dell'analisi

La normativa di riferimento (N.T.C. 18) prevede come strumento per la valutazione delle capacità sismiche di edifici esistenti una analisi statica nonlineare (Pushover), la quale si basa sull'ipotesi che il moto della struttura durante l'azione sismica sia definito da un solo modo deformativo e che i parametri di stato del sistema dinamico possono essere rappresentati da un sistema elastico unidimensionale equivalente, che risulta più semplice da utilizzare per la valutazione sismica. Ciò rappresenta un approccio approssimato al fenomeno ma numerose investigazioni indicano che questo metodo fornisce informazioni significative sul comportamento reale almeno nei casi frequenti in cui la risposta è dominata da un solo modo deformativo.

L'analisi statica non lineare viene eseguita sulla struttura esistente, considerando il calcestruzzo e l'armatura reale, si assoggetta lo schema strutturale ad un processo incrementale di carico sull'azione sismica, protratto fino al raggiungimento del collasso strutturale. Gli elementi resistenti sono considerati a comportamento elasto-plastico, a duttilità limitata e per essi sono valutate le rotazioni limiti allo snervamento e al collasso, secondo le indicazioni contenute nella N.T.C. 18 (O.P.C.M. 3274).

In questo caso si è diviso il sisma orizzontale in quattro parti e si è eseguita l'analisi per ognuna di queste direzioni sia con le distribuzioni di accelerazioni lineare e sia con la distribuzione costante, avendo applicato sulla struttura i carichi

statici quasi-permanenti; si sono ottenute così otto analisi statiche non lineari per ogni stato limite considerato che hanno fornito le informazioni di progetto.

Nel corso dell'analisi si è fatto riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) evidenziato nel processo con deformazione specifica.

La valutazione della sicurezza sismica viene proposta confrontando le accelerazioni al suolo (pga) sostenibili dalla struttura negli stati limite con le corrispondenti accelerazioni di progetto indicate dalla normativa ed i relativi periodi di ritorno.

### Modalità operative

Si assume una distribuzione di accelerazioni il più possibile rappresentativa del campo di accelerazioni indotto dal sisma, dati  $w$  forma modale e  $a_g$  valore di riferimento dell'accelerazione sismica al suolo, si ricava il sistema di forze inerziali indotto sulla struttura come:

$$a_g = a_g \rho M w.$$

La matrice delle masse  $M$  è valutata tenendo conto integralmente dei pesi propri e dei sovraccarichi permanenti mentre i carichi variabili si considerano col fattore di combinazione  $\psi_{2i}$  e ridotti del fattore  $\phi$  in considerazione del fatto che essi non essendo rigidamente ancorati alla struttura non partecipano totalmente alle forze d'inerzia. La valutazione delle masse si ottiene pertanto dalla formulazione

$$M = \frac{1}{g} \left( G_k + \phi \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{ki}) \right)$$

che esplicitata fornisce

$$M = \frac{1}{9.81} (G_k + 0,5 + 0,3 Q_{k1} + 1 * 0,2 Q_{kN})$$

dove l'accelerazione di gravità si è posta pari a  $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$ .

Il fattore di partecipazione  $\rho$  è definito come:

$$\rho = \frac{w^T M i}{w^T M w}$$

dove  $i$  corrisponde ad un moto rigido unitario nella direzione dell'eccitazione sismica.

Si esegue una analisi statica nonlineare al passo assumendo la struttura soggetta ad un sistema di forze  $af$  per incrementi successivi del moltiplicatore  $a$  fino al collasso ultimo della struttura, tenendo conto sia dell'insorgenza di deformazioni plastiche che del degrado di resistenza negli elementi della struttura indotto da deformazioni eccessive. Dalla successione di configurazioni di equilibrio  $ag(u)$ ,  $u$ , dove  $u$  è lo scalare dello spostamento di riferimento definito come:

$$u = \frac{f^T u}{f^T i}$$

si definisce una curva di equilibrio in cui sono individuati i punti corrispondenti agli stati limite di interesse.

L'osservazione della curva fornisce la duttilità complessiva della struttura come rapporto tra lo spostamento ultimo e quello al limite elastico.

La valutazione della capacità sismica nello stato limite di collasso viene effettuata con analisi "pushover" per ognuno degli stati limite menzionati, semplificando la curva di equilibrio ottenute a curva bilineare, caratterizzata da una rigidezza equivalente  $K_e$ , da una accelerazione equivalente allo snervamento  $ay$ . Si viene così a definire un sistema elastoplastico ad un grado di libertà. E' possibile anche caratterizzare la risposta sismica di quest'ultimo attraverso la risposta sismica del sistema elastico corrispondente, di rigidezza  $K_e$  e quindi di periodo proprio

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{K_e g}}$$

Si è visto infatti, attraverso correlazioni statistiche che, sotto azione sismica, i due sistemi presentano la stessa escursione massima in spostamenti se  $T > T_c$ . Per  $T < T_c$ , l'escursione in spostamento del sistema nonlineare  $u_{RN}$  è in generale maggiore di quella del sistema elastico  $u_{RE}$ , ma può essere messa in relazione con quest'ultima attraverso la formula:

$$u_{rn} = u_{re} \frac{1 + (c - 1)T_c/T}{c}$$

dove

$$c = \max(1; \min(\frac{a_s}{ay}; 3)$$

$a_s$  è accelerazione spettrale e  $ay$  accelerazione di snervamento.

Le accelerazioni sono definite dal raggiungimento dello snervamento e dal collasso degli elementi valutati attraverso le rotazioni al limite di snervamento e al collasso valutate secondo le indicazioni fornite dall'Opcm 3274. Lo spostamento richiesto  $u_{rn}$  viene espresso in funzione dell'accelerazione di riferimento al suolo  $ag$ , eguagliando l'espressione dello spostamento richiesto  $u_{rn}$  con gli spostamenti disponibili  $u_{slv}$  allo stato limite di Salvaguardia della Vita. Possono essere pertanto valutate le corrispondenti accelerazioni ammissibili al suolo (accelerazione di picco al suolo o  $pga$ ) che possono essere confrontate con le corrispondenti accelerazioni al suolo di progetto (accelerazioni richieste).

## Capitolo 3

# Risultati di adeguamento sismico

La vulnerabilità sismica dell'edificio sta ad indicare la sua propensione a subire danni in conseguenza delle sollecitazioni sismiche che si possono verificare. Si è valutata la vulnerabilità dell'edificio allo stato esistente evidenziandone le criticità sulle quali si è successivamente intervenuti operando così il suo miglioramento, gli interventi sono stati sviluppati e dettagliati nelle varie tavole di progetto. In questa sede la definizione di tale procedura è avvenuta con metodo analitico, analisi pushover su struttura tridimensionale schematizzata con metodo FEM, previa accurata descrizione del sisma di progetto e della costruzione.

L'analisi effettuata ha permesso di valutare se effettivamente la struttura così realizzata soddisfa le caratteristiche di duttilità richieste dalla norma, e successivamente se la stessa con gli interventi strutturali abbia migliorato le sue prestazioni. In particolare l'analisi è stata condotta utilizzando le curve pushover per lo stato limite riferite a otto direzioni del sisma orizzontale sia nella situazione ante opera e sia in quella post intervento. Su ogni curva pushover, sia nel caso dell'analisi dell'esistente e sia nel caso dell'analisi post intervento, si è individuata la vulnerabilità considerando il danneggiamento subito dalla struttura fino allo spostamento richiesto dalla norma riferito allo stato limite considerato. Se lo spostamento richiesto è superiore a quello limite la struttura non soddisfa la verifica al sisma di progetto, e si sono individuati così gli elementi, travi e pilastri, che risultano plasticizzati con l'azione di sisma.

L'edificio esistente non verifica per gli S. L. V. e S. L. C. in quanto lo spostamento richiesto dalle norme è maggiore di quello che riesce a sopportare nella



prestazione stabilita (si confronti i tabulati di calcolo ante opera e post opera), significando una alta vulnerabilità sismica, che invece diminuisce notevolmente riducendo gli spostamenti indotti dal sisma con il potenziamento di alcune pilastrate e aumentando la resistenza di alcune travi. Si è così pervenuti ad un adeguamento per gli S.L.V. dei due corpi, nella tabella sottostante si riassumono i risultati ottenuti.

[Corpo A]	stato limite	$\alpha_{u,SLV}Ante$	$\alpha_{u,SLV}Post$	
	SLV	0,15	1,05	

[Corpo B]	stato limite	$\alpha_{u,SLV}Ante$	$\alpha_{u,SLV}Post$	
	SLV	0,85	1,6	

Di seguito sono riportati due grafici riassuntivi delle curve pushover per lo stato limite della struttura con gli interventi strutturali di progetto mentre si riporta tutta l'analisi sviluppata per lo stato esistente e per lo stato di progetto nelle tavole dei calcoli strutturali.

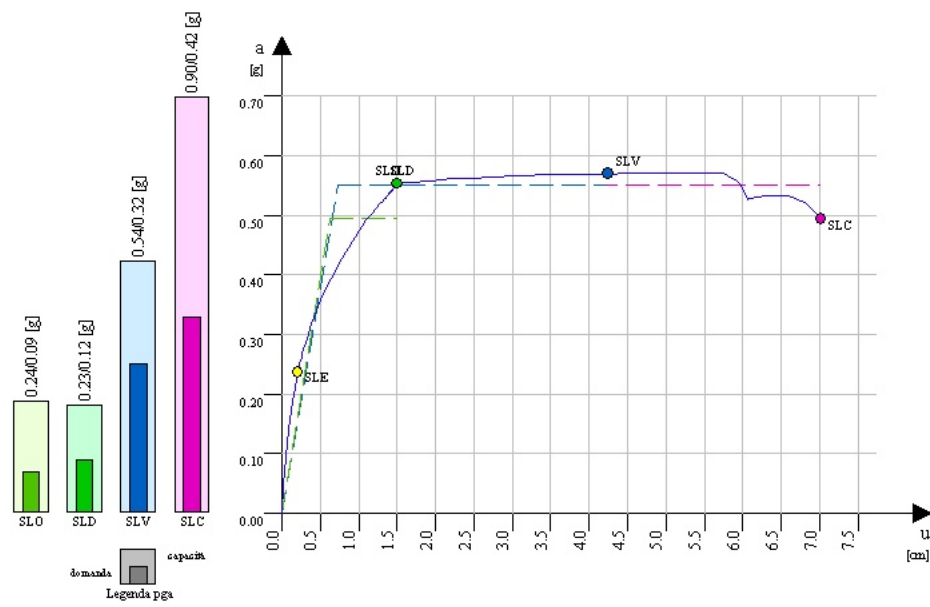


Figura 3.1: Curva push-over del corpo B

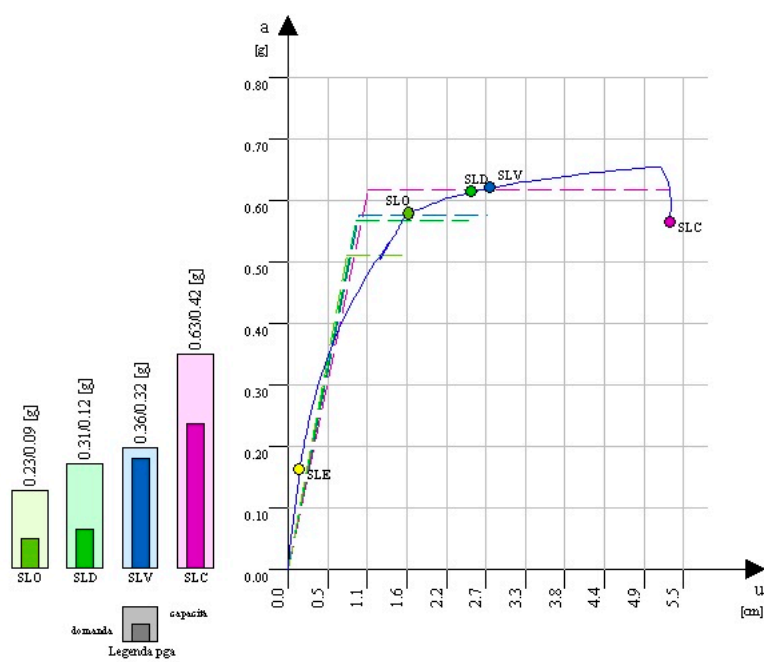


Figura 3.2: Curva push-over del corpo A