COMUNE DI CASAPESENNA
PROVINCIA DI CASERTA

Programma Operativo Regionale FESR Campania

ed al Ministero dell'interno

PON "Legalità" Programmazione 2014-2020

Asse 3-Favorire l'inclusione sociale attraverso il recupero dei patrimoni confiscati

Obiettivo specifico 9.6-Incremento della legalità nelle aree ad alta esclusione sociale e miglioramento del tessuto urbano nelle aree a basso tasso di legalità

OGGETTO: Progetto di realizzazione di un "Centro Polifunzionale con laboratorio artigianale per la produzione di mozzarella di buafa" , su bene confiscato alla camorra, nel comune di Casapesenna, in via Corso Europa

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

UBICAZIONE:	RIFERIMENTO CATASTALE:	P.R.G.:
CORSO EUROPA	FOGLIO 1 P.LLA 121	ZONA B

STRUTTURE

- RELAZIONE DI CALCOLO GENERALE DEL FABBRICATO

SPAZIO RISERVATO AI VISTI DA PARTE DEGLI ENTI.

PROPRIETÀ:

OPERE DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE:

REL. R.F. 01

IL COMMITTENTE

IL TECNICO:
ARCH. SPARACO GIOVANNI
COLL. TECNICO ING. Alessandro CIRILLO
COLL. TECNICO ING. Andrea SANTORO

1 PREMESSA 2
2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 2
3 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO 2
3.1 Caratteristiche architettoniche 2
3.1.1 Stato dei luoghi 2
3.1.2 Intervento progettuale 3
3.1.3 Schemi grafici progetto architettonico 3
3.2 Caratteristiche strutturali 7
3.2.1 Descrizione 7
4 INDAGINI CONOSCITIVE 8
4.1 Premessa 8
4.2 Analisi storico-critica 8
4.3 Descrizione della campagna di indagini eseguita 9
4.4 Rilievo geometrico-strutturale 10
4.5 Dettagli strutturali 10
4.6 Proprietà dei materiali 10
4.6.1 Calcestruzzo 10
4.6.2 Acciaio 11
5 MODELLO DI CALCOLO 11
5.1 Generalità 11
5.1.1 Verifiche di regolarità 15
5.1.2 Classe di duttilità 15
6 DESCRIZIONE QUALITATIVA DEGLI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA 16
6.1 Introduzione alla scelta degli interventi strutturali 16
6.2 Descrizione degli interventi strutturali 16
6.2.1 Rinforzo strutturale del solaio piano terra 16
6.2.2 Rinforzo strutturale delle travi del solaio piano terra 17
6.2.3 Rinforzo strutturale delle pilastrate del piano interrato 17
7 CALCOLO DELLE AZIONI SULLE COSTRUZIONI 18
7.1 Carichi verticali 18
7.2 Azioni da vento e carichi da neve 20
7.3 Azioni sismiche 20
7.3.1 Premessa 20
7.3.2 Categoria del suolo di fondazione 21
7.3.3 Parametri sismici 21
7.3.4 Spettro di riposta elastico 22
7.3.5 Fattore di comportamento e spettro di progetto 23
7.3.6 Valutazione dei pesi sismici 25
8 DESCRIZIONE DEL METODO DI ANALISI 25
8.1 Premessa 25
8.2 Analisi dinamica modale 26
8.3 Analisi statica non lineare (pushover) 27
8.3.1 Verifiche effettuate 28
8.3.2 Combinazioni di carico 29
9 SINTESI DEI RISULTATI 30
10 CONCLUSIONI 36

RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO

1 PREMESSA

Il presente lavoro è relativo alla Valutazione della Sicurezza in relazione **"*Progetto di realizzazione di un "Centro Polifunzionale con laboratorio artigianale per la produzione di mozzarella di bufala", su bene confiscato alla camorra, nel comune di Casapesenna, in via Corso Europa, N.C.E.U. Foglio 1 P.lla 121.*.**

Il fabbricato in esame è sito nel comune di Casapesenna (CE) al Corso Europa, assegnato, dopo la confisca alla criminalità organizzata, alla società Agrorinasce scarl come da *Delibera di Giunta Comunale n.22 del 22/06/2018.*

La struttura in esame è stata modellata e calcolata con l'ausilio di software di calcolo quale **CDS WIN 2019,** nella fase di pre-intervento (stato di fatto) e nella fase di post-intervento (stato di progetto),

Il calcolo è stato eseguito secondo le seguenti fasi.

1. *Modellazione strutturale spaziale del corpo di fabbrica;*
2. *Determinazione ed assegnazione dei carichi verticali ed orizzontali (sisma e vento);*
3. *Analisi strutturale utilizzando un modello con masse distribuite;*
4. *Verifiche di resistenza, di deformabilità e degli spostamenti.*

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. 17 Gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

3.1 Caratteristiche architettoniche

3.1.1 Stato dei luoghi

Trattasi di un edificio di circa 340mq per piano, ad uso residenziale costituito da n. 2 piani fuori terra ed un piano interrato, di forma pressoché rettangolare, meglio descritti di seguito:

- Piano interrato destinato ad autorimessa posto ad una quota di pavimento -4,00m dal piano campagna. L'accesso al piano seminterrato è garantito mediante le scala centrale del fabbricato e da una rampa esterna per i veicoli.
- Piano terra destinato a residenza tranne che per una piccola porzione, che affaccia sul Corso Europa che è destinato ad attività commerciale.
- Piano primo, inizialmente nato come residenza, oggi destinato a luogo di culto, ivi compreso gli alloggi per gli addetti.

3.1.2 Intervento progettuale

Come meglio descritto negli elaborati architettonici, l'intervento in progetto mira ad una riqualificazione del bene, con cambio di destinazione d'uso che riguarda il piano terra da trasformare in caseificio.

3.1.3 Schemi grafici progetto architettonico

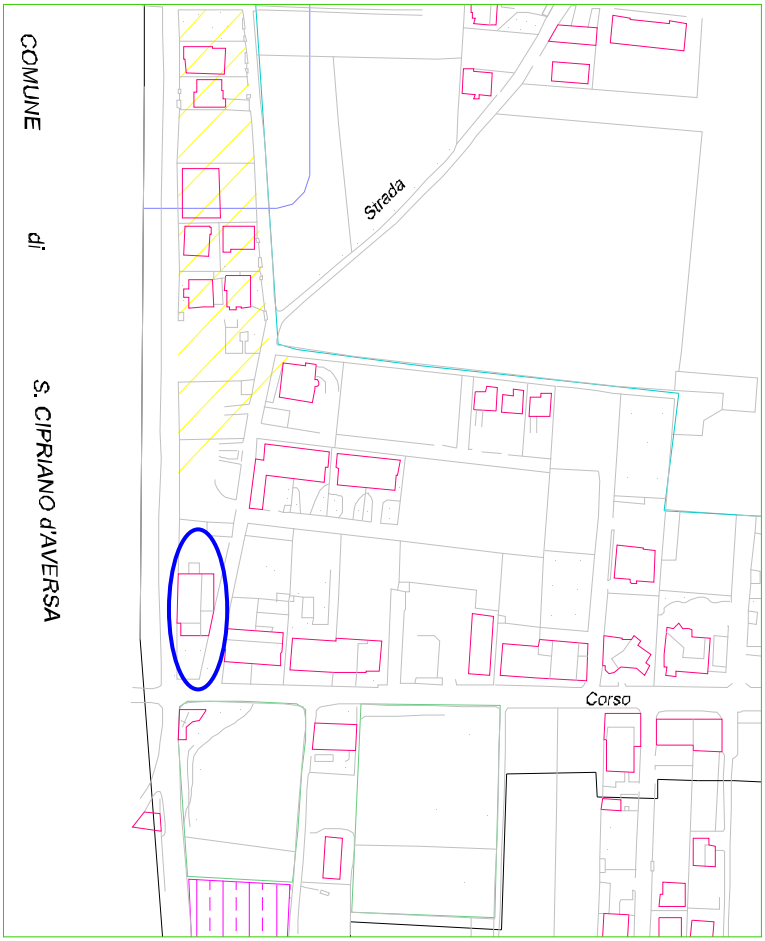


Fig. 1 – individuazione del fabbricato

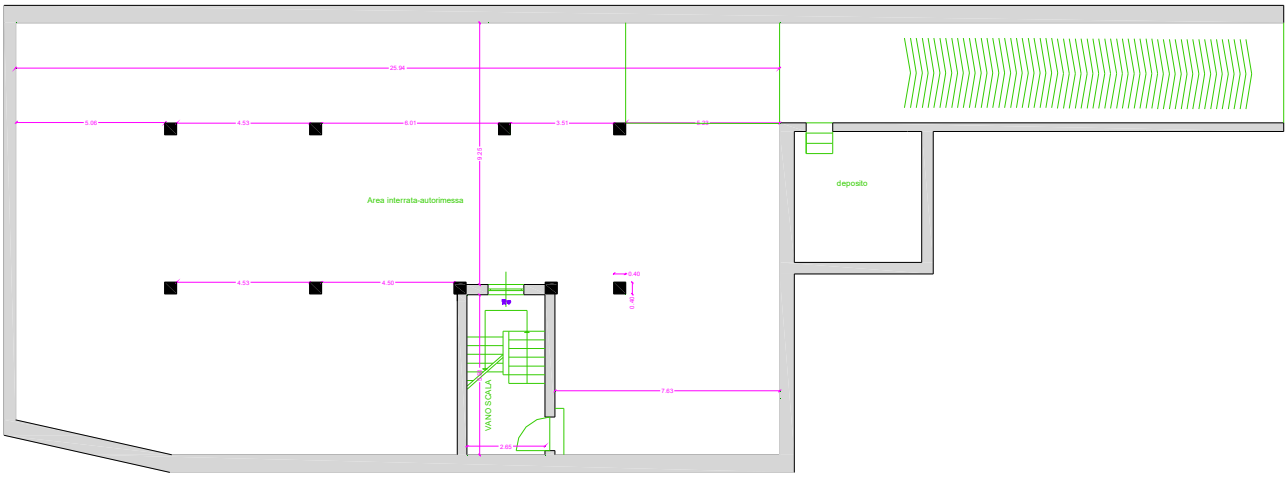


Fig. 2 – pianta piano interrato (stato di fatto)

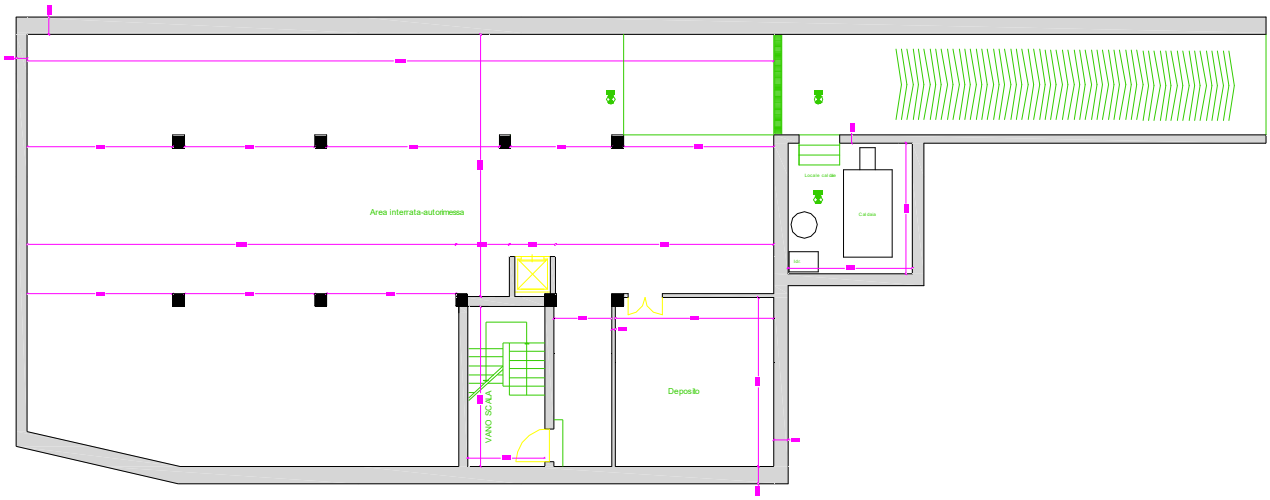


Fig. 3 – pianta piano interrato (stato di progetto)

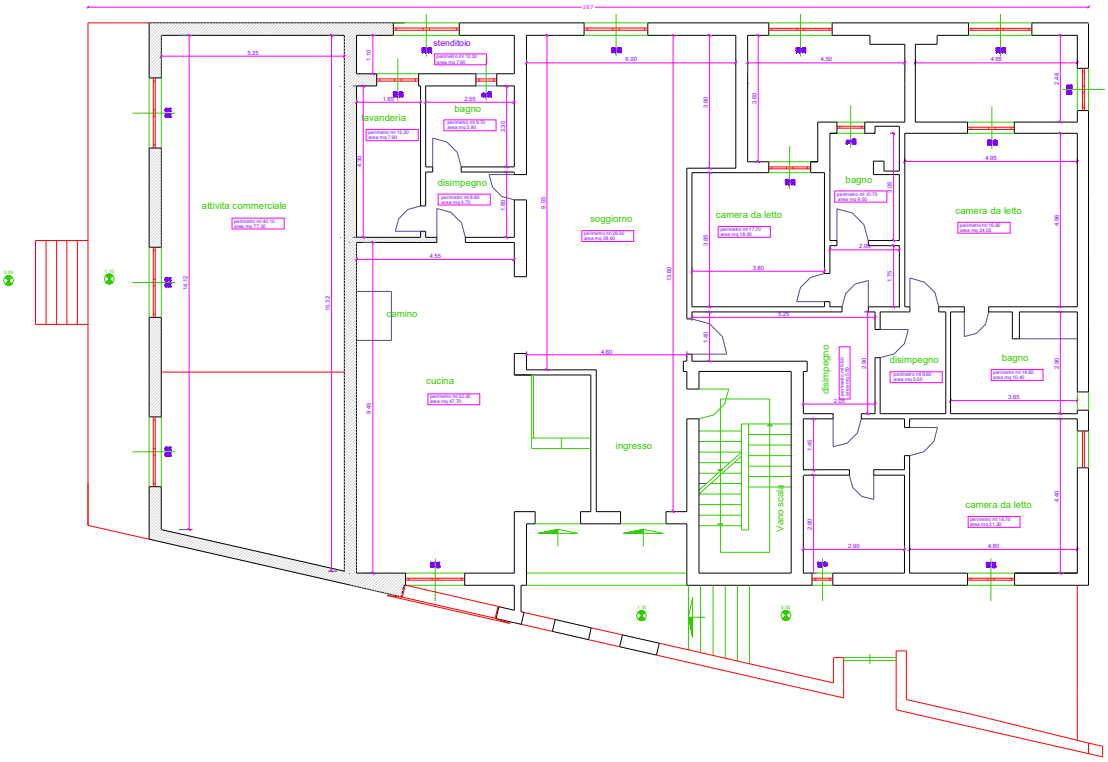


Fig. 4 – pianta piano terra (stato di fatto)

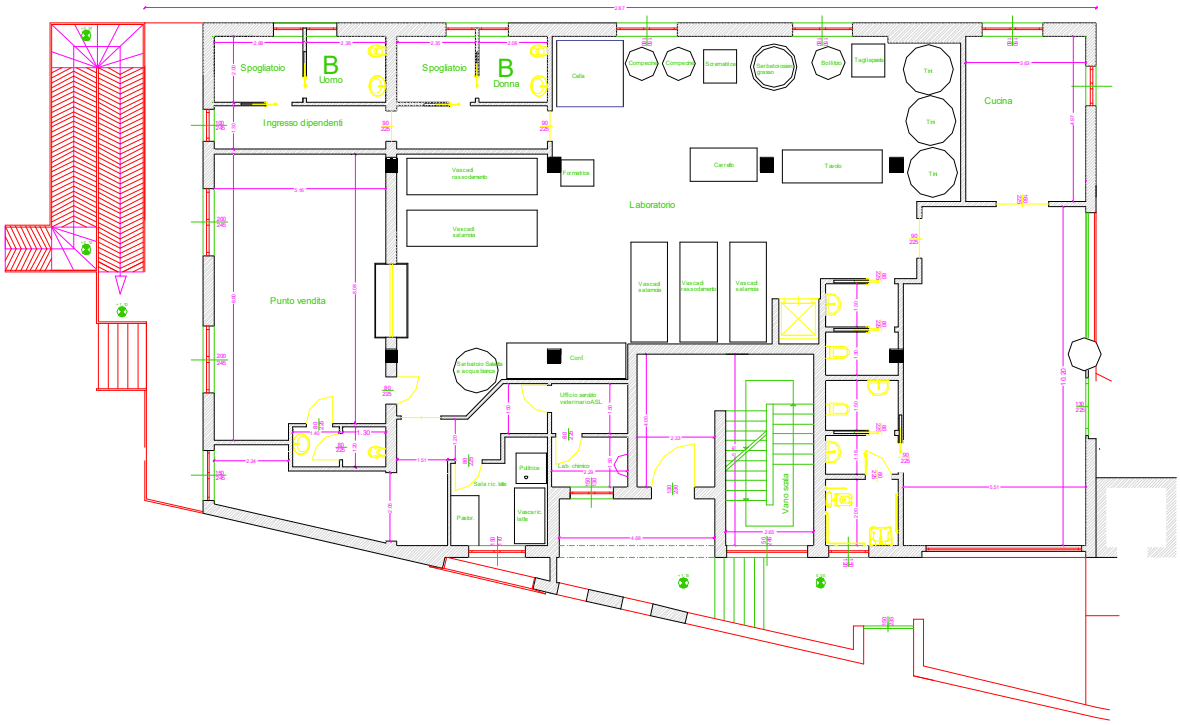


Fig. 5 – pianta piano terra (stato di progetto)

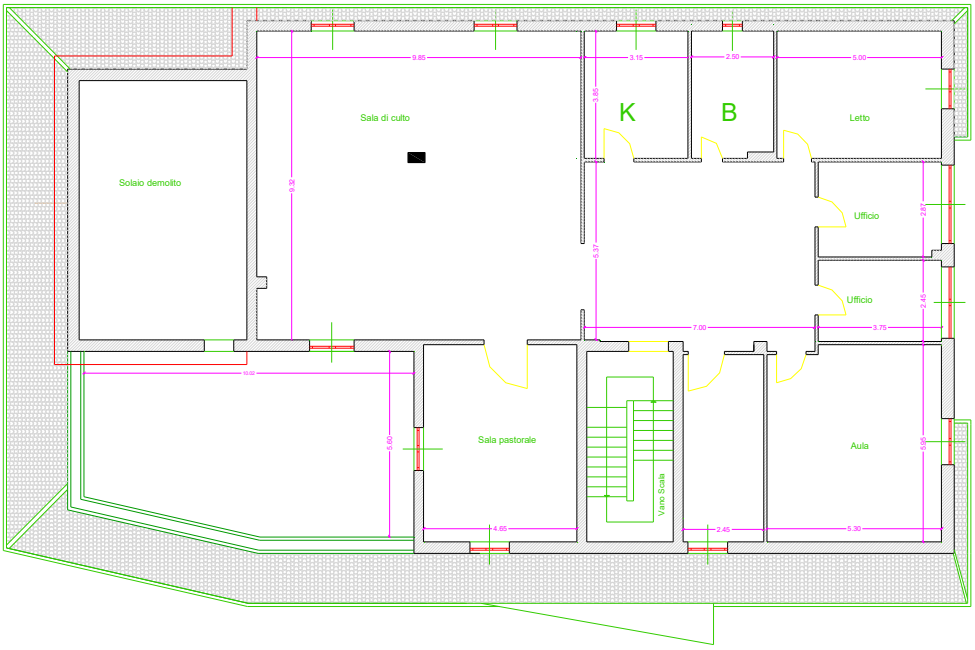


Fig. 6 – pianta piano primo (stato di fatto)

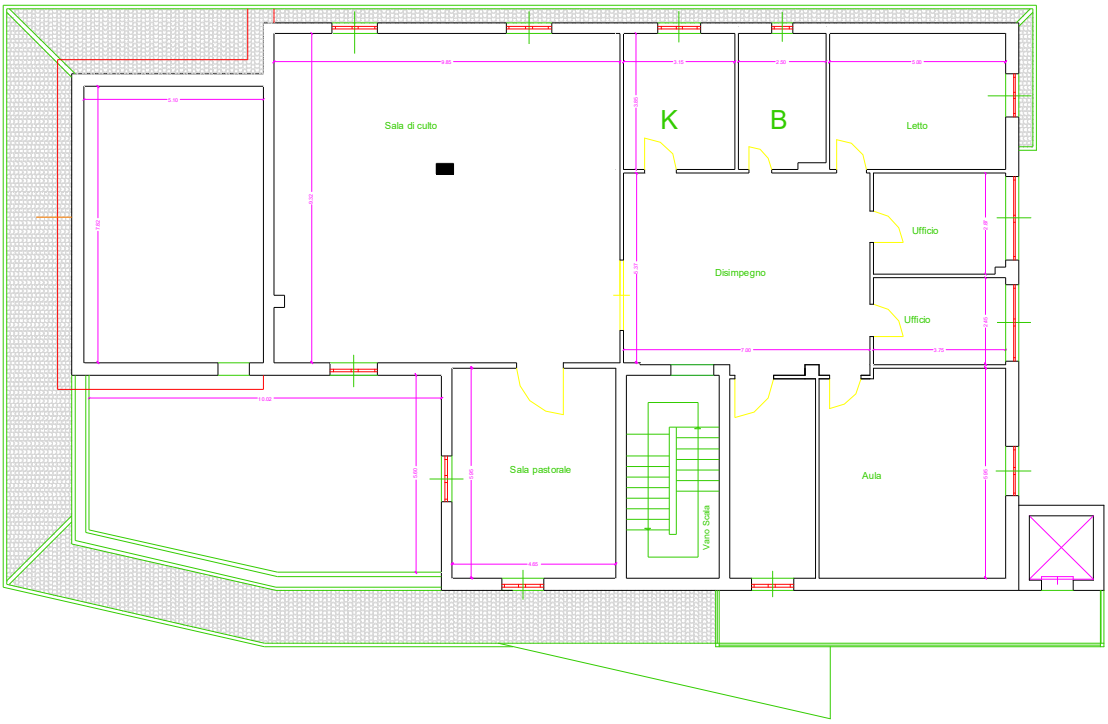


Fig. 7 – pianta piano primo (stato di progetto)

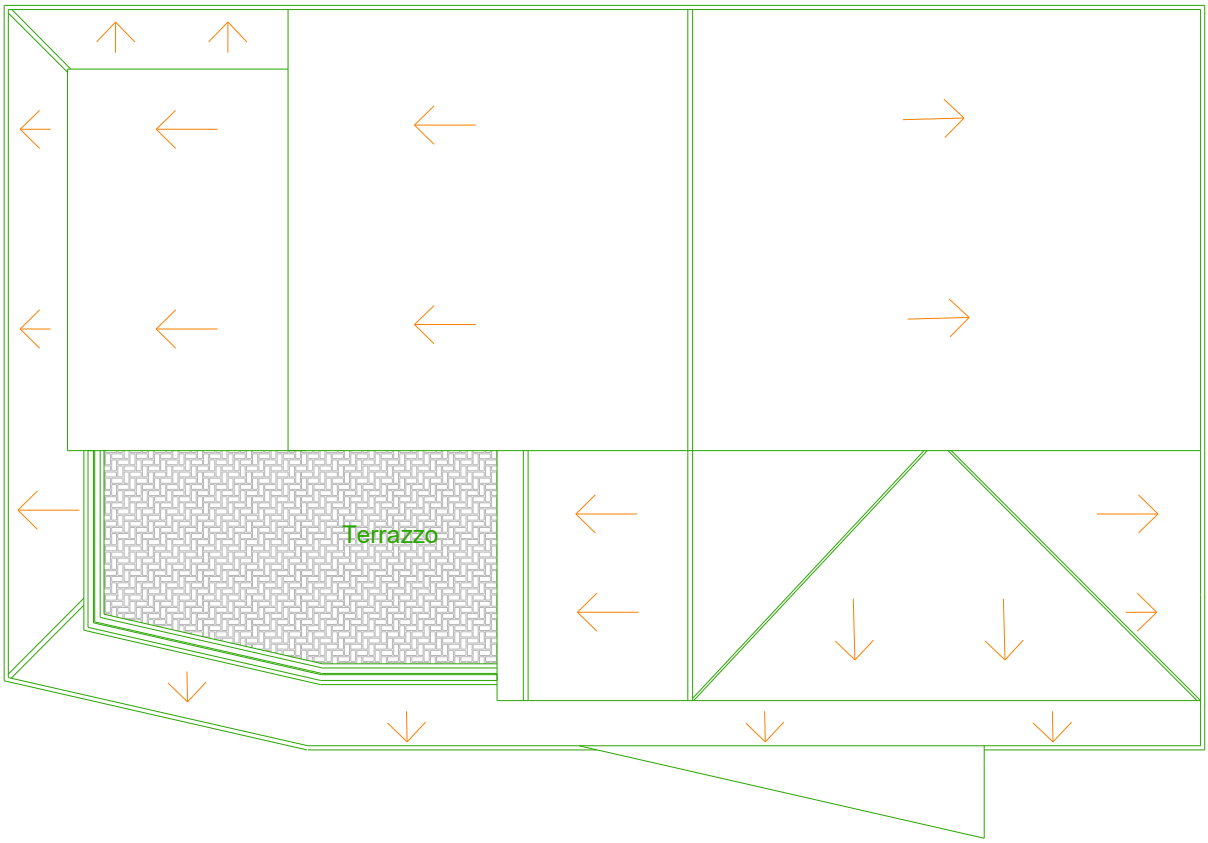


Fig. 8 – pianta delle coperture

3.2 Caratteristiche strutturali

3.2.1 Descrizione

Trattasi di un edificio in c.a. che si sviluppa in 3 livelli di cui 1 piano seminterrato e 2 piani fuori terra per un'altezza strutturale totale di circa 12,95m a partire dall'estradosso delle fondazioni costituite da travi a forma rettangolare sez. 240x70cm.

L'edificio ha un'estensione in pianta di circa 26,94x16,08.

Le strutture portanti sono miste costituite, perimetralmente da murature di tufo sp. 60/40cm e centralmente da telai in c.a. con pilastri 40x40cm con sovrastanti travi a spessore 95/105x20cm oltre qualche trave emergente perimetrale di dim. 30x50cm circa.

I solai sono in latero-cemento con travetti in opera con un'altezza di H=20cm.

4 INDAGINI CONOSCITIVE

4.1 Premessa

La caratterizzazione fisico-meccanica dei materiali costituenti un manufatto è indispensabile per stabilire un appropriato livello di conoscenza delle strutture, propedeutico ad interventi di miglioramento/adeguamento oppure ad interventi di rafforzamento locale. Un buon rilievo statico dell'esistente non può, infatti, prescindere dalla determinazione dei principali parametri meccanici caratterizzanti i materiali. L'esigenza di caratterizzare i materiali da costruzione prima di avviare la progettazione di un intervento di miglioramento strutturale è ormai avvertita da gran parte dei progettisti. L'esigenza di operare su strutture finite e spesso in uso ha prodotto una forte crescita dell'offerta di tecniche e strumenti avanzati di indagine, a basso impatto invasivo. Tali mezzi di indagine consentono di affiancare alle tradizionali prove di laboratorio su campioni direttamente prelevati, un'ampia scelta di esami non distruttivi. Attraverso opportune correlazioni è possibile estendere in modo significativo le indagini non distruttive ad un numero molto esteso di punti. Per la verifica delle armature all'interno degli elementi strutturali è possibile eseguire indagini pacometriche, mentre per la determinazione della resistenza del calcestruzzo possono essere effettuati carotaggi in sito oltre a battute sclerometriche per ogni faccia dell'elemento esaminato e contemporaneamente letture ultrasoniche, tale da poter effettuare una correlazione tra i due metodi. Infine per la determinazione della resistenza meccanica delle armature possono essere effettuati prelievi di barre sottoposte a prove di trazione.

4.2 Analisi storico-critica

L' edificio in esame è stato realizzato intorno agli anni 80 senza licenza edilizia e per esso sono state presentate cinque domande di condono edilizio ai sensi della Legge 724/94 prot. 1403-1044-1405-1406 e 1407/1995 e per le stesse in data 30.12.2005 sono state rilasciate le Concessioni Edilizie in sanatoria n. 52-53-54-55 e 56.

Risulta pertanto evidente che essa è stata realizzata non tenendo conto dei dettami e delle prescrizioni per le costruzioni in zona sismica. Negli anni essa è stata interessata oltre che ai carichi ordinari, anche da variazioni termiche. Dalle indagini svolte secondo il livello di conoscenza conseguito, non si sono riscontrate riparazioni o rafforzamenti locali interessanti che possano essere attribuiti a rotture imputabili agli eventi descritti. Non ci sono inoltre quadri fessurativi, né meccanismi o cinematismi in atto che possono compromettere la staticità dell'edificio.

Pertanto, non si ritengono necessari interventi strutturali oltre a quelli strettamente previsti dal presente progetto.

4.3 Descrizione della campagna di indagini eseguita

Per la programmazione delle indagini e la definizione del valore del fattore di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, sono state effettuate indagini e verifiche per il raggiungimento di un livello di **conoscenza LC2,** attraverso al definizione dei seguenti punti:

- *geometria:* rilievo delle parti in c.a. (pareti in muratura, travi, cordoli, pareti e pilastri in c.a.);
- *dettagli costruttivi*: sono state effettuate *verifiche in-situ estese,* indagando più del 35% degli elementi strutturali.

  Le prove eseguite soddisfano più del 35% degli elementi strutturali, in considerazione della ripetitività degli stessi (travi stesse dimensioni e luci, pilastri uguali);
- *proprietà dei materiali*: le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state determinate a seguito di prove distruttive attraverso le estrazioni carote in cls e prove non distruttive (sonreb) e la caratterizzazione dell'acciaio utilizzato in accordo alla tabella C8A.1.3.A della circolare 617/2009.

  Per la muratura sono stati utilizzati i valori usuali della tipologia riscontrata in sito, in accordo ai valori di cui alla tabella C8A.2.1 della Circolare 617/09.

- Prelievo di barre: sono state prelevate delle barre in acciaio in n. 3 per ogni diametro emerso dai saggi in loco e previsto negli elaborati progettuali del corpo originario. Sulle stesse sono state eseguite delle prove di trazione e piegamento in laboratorio;
- Carotaggi: sono state prelevate carote su cui sono state eseguite delle prove di compressione in laboratorio per la determinazione della resistenza a rottura. Per ogni carota è stata effettuate, preliminarmente alla sua rottura, delle prove di carbonatazione.
- Sonreb: sono state eseguite delle prove sclerometriche e ultrasoniche in luogo di n.3 prove per ogni carota non estratta;
- Pacometriche: tali prove hanno avuto lo scopo di determinare le armature presenti negli elementi strutturali. Esse sono state programmate anche in considerazione delle armature a vista per causa dell'espulsione dei copriferri in diverse travi.

Si riporta il quadro complessivo delle prove eseguite

CAMPAGNA DI INDAGINI ESEGUITA				
PIANO	CAROTE	SONREB	PACOMETRICHE	BARRE
	N.	N.	N.	N.
FONDAZIONI	2	--	--	--
INTERRATO	5	9	9	2
TERRA/RIALZATO	4	11	11	2
PRIMO	2	6	4	2
TOTALE	13	26	24	6

tab. 1: Elenco completo delle prove eseguite

4.4 Rilievo geometrico-strutturale

Per la definizione della geometria strutturale è stato eseguito un rilievo geometrico diretto attraverso l'utilizzo di longimetri misurando le dimensioni delle travi, pilastri e di tutti gli elementi strutturali accessibili, effettuando laddove necessario, opportuni saggi.

4.5 Dettagli strutturali

Al fine di individuare le armature presenti negli elementi strutturali, si è proceduti ad indagini visive e pacometriche che hanno interessato tutta la struttura.

Il quantitativo delle armature ottenuto dalle prove è stato esteso a tratti più lunghi di elementi o gruppi di elementi aventi caratteristiche di omogeneità. Si sono riscontrate infatti situazioni di ripetitività che hanno portato alla scelta di estenderne i risultati.

I risultati ricavati, uniti a quelli delle ispezioni visive in loco, sono stati estesi ai restanti elementi non indagati, in virtù delle condizioni di simmetria e di ripetività degli elementi.

Le prove eseguite, unitamente alla conoscenza degli elementi strutturali del corpo assentito, garantiscono il raggiungimento del 35% degli elementi da indagare per stabilire un livello di conoscenza LC2.

4.6 Proprietà dei materiali

4.6.1 Calcestruzzo

In accordo alla tabella C8A.1.3.A della circolare 617/2009, per la caratterizzazione del calcestruzzo in opera, sono stati eseguite le seguenti prove:

- N. 2 carote per le fondazioni;
- N. 5 carote nel piano interrato;
- N. 4 carote nel piano terra/rialzato;

- N. 2 carote nel piano primo.

Inoltre sono state pertanto eseguite le seguenti prove non distruttive:
- N. 9 sonreb nel piano interrato;
- N. 11 sonreb nel piano terra/rialzato;
- N. 4 sonreb nel piano primo.

4.6.2 Acciaio

In accordo alla tabella C8A.1.3.A della circolare 617/2009, per la caratterizzazione dell'acciaio in opera, sono stati eseguite le seguenti prove:
- N. 2 prelievi di ferri al piano interrato;
- N. 2 prelievi di ferri al piano terra/rialzato;
- N. 2 prelievi di ferri al piano primo.

5 MODELLO DI CALCOLO

5.1 Generalità

Il modello strutturale deve riflettere lo stato attuale della struttura e deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidezza della struttura, e di vincolo degli impalcati.

Nel caso di specie, il modello della struttura è stato creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

È stata definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Il modello di calcolo è costituito dallo schema tridimensionale della struttura e rappresenta lo schema strutturale sismoresistente capace di resistere alle azioni sismiche che di propria natura sono azioni inerziali e quindi legate alle masse.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della struttura modellata dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

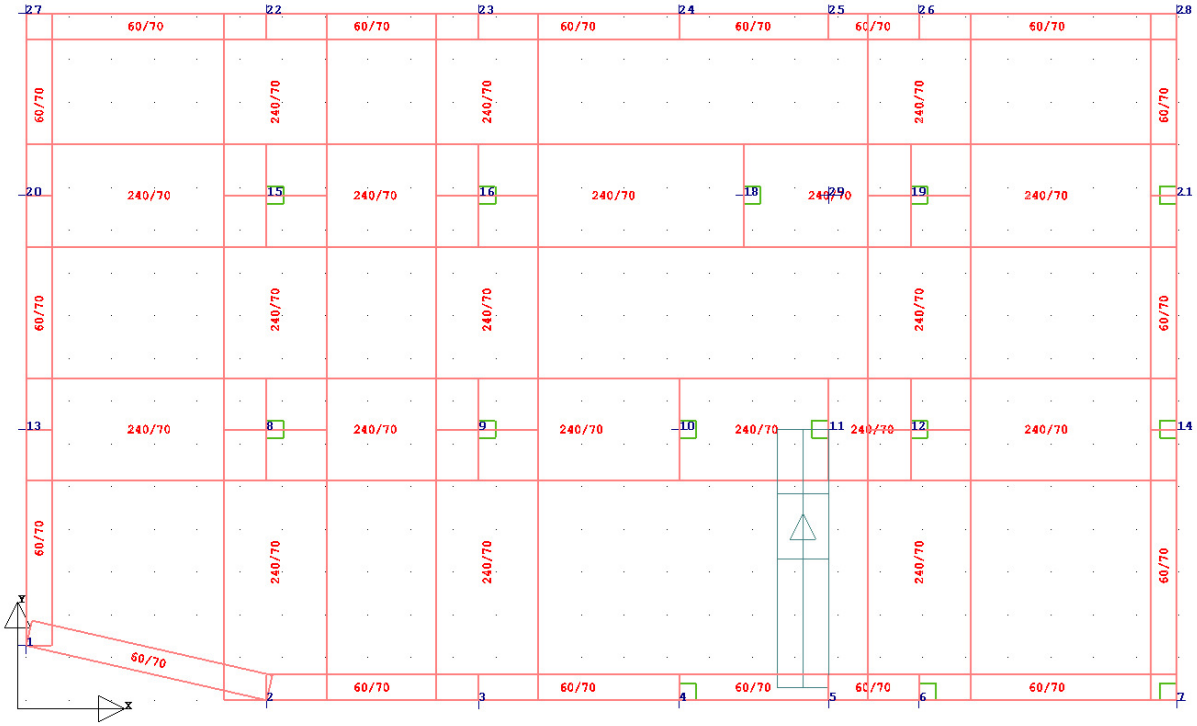


Fig. 9 – schema in pianta delle fondazioni

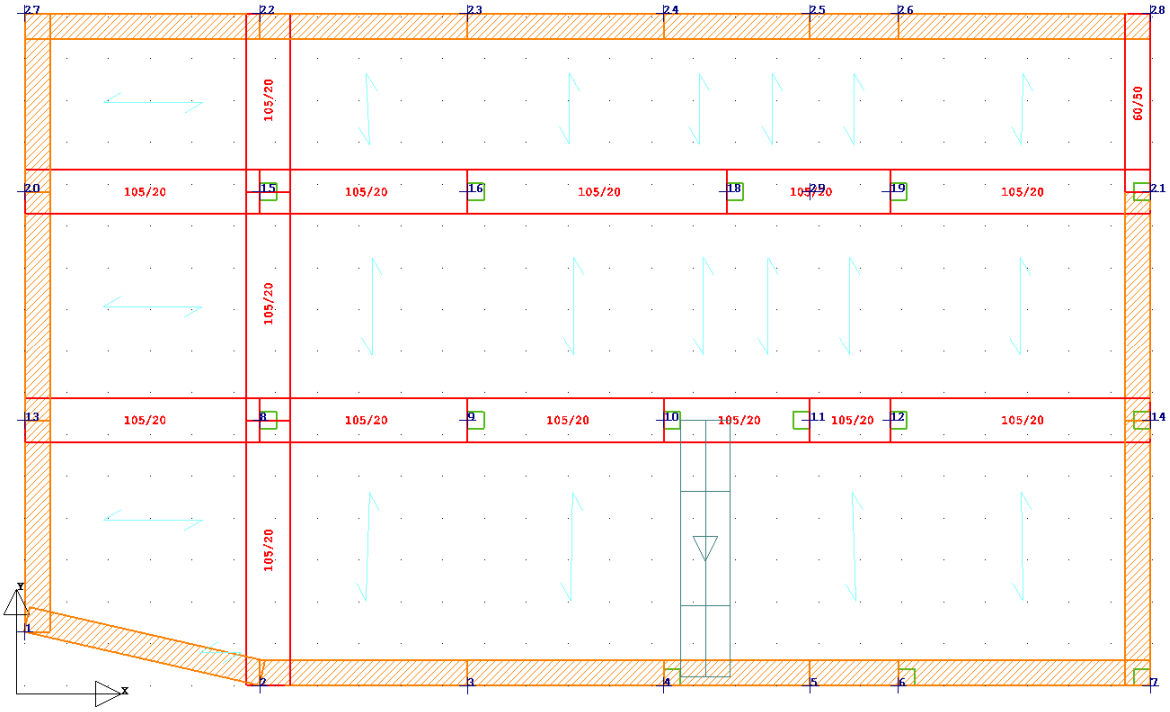


Fig. 10 – schema in pianta primo impalcato

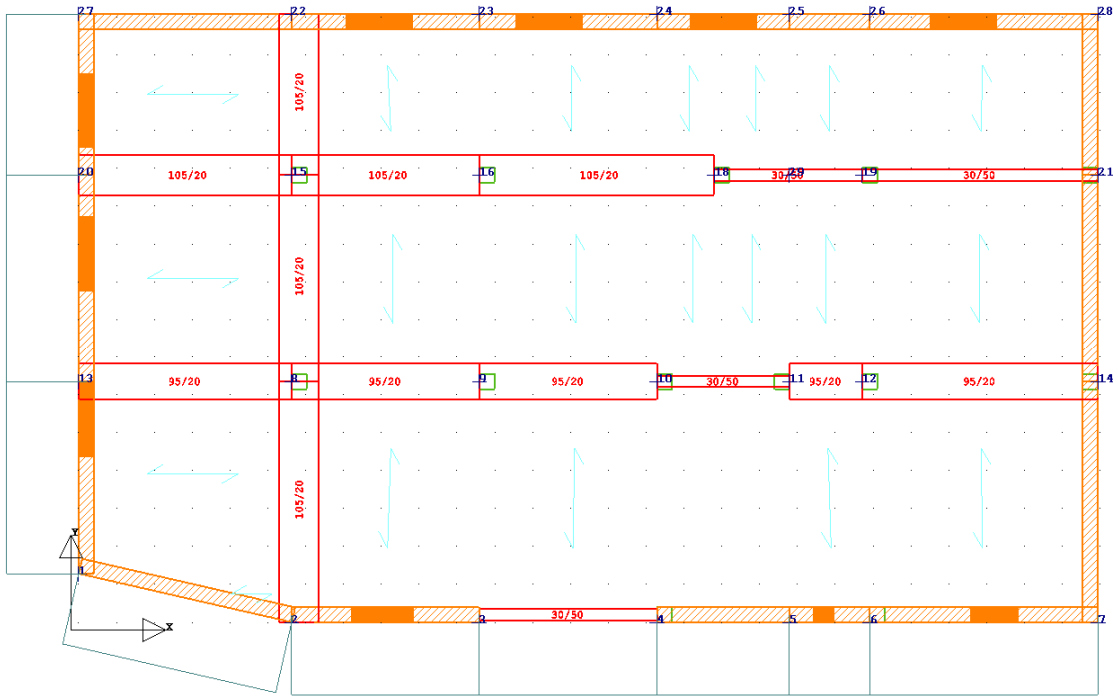


Fig. 11 – schema in pianta secondo impalcato

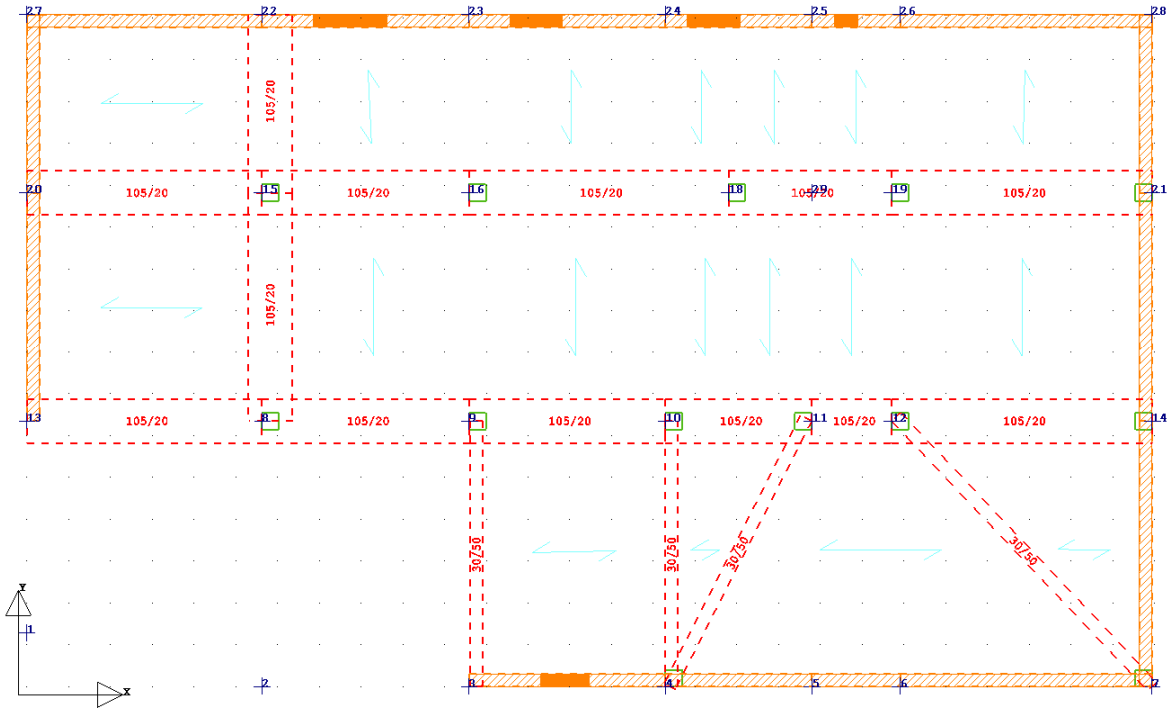


Fig. 12 – schema in pianta impalcato di copertura

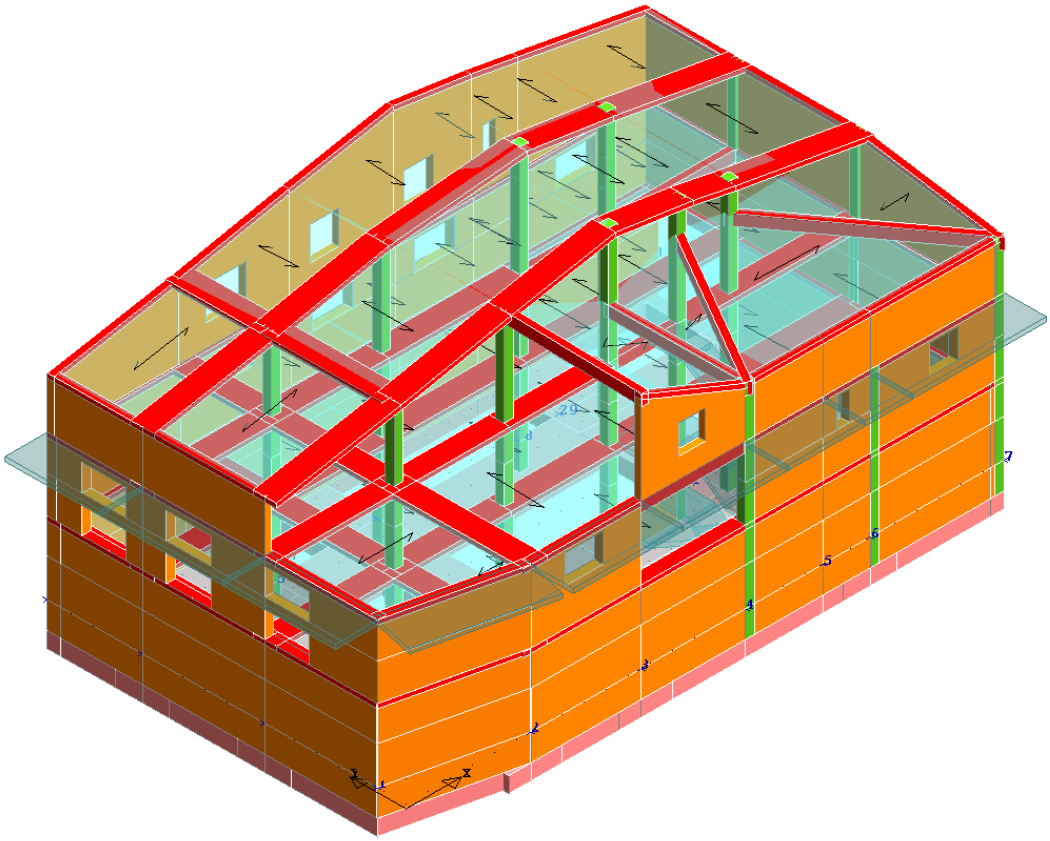


Fig. 13 – schema tridimensionale – vista 1

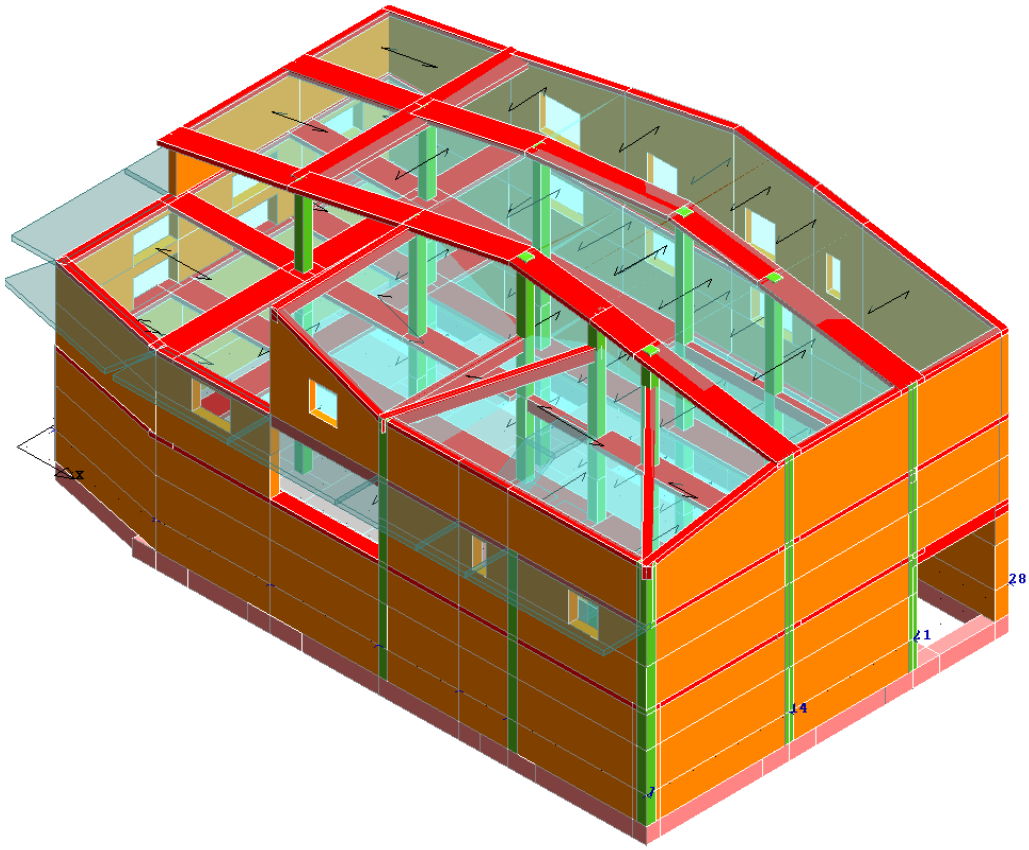


Fig. 14 – schema tridimensionale – vista 2

5.1.1 Verifiche di regolarità

Da un punto di vista strutturale gli edifici, anche se offrono una certa regolarità in pianta, nel rispetto di quanto riportato nel punto "*7.2.1. regolarità"* del DM 2018. Nella tabella seguente è riportato la verifica di regolarità operata per la struttura in esame.

	VERIFICA
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

	VERIFICA
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all' orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

Pertanto alla luce di quanto detto si può affermare che la struttura in esame viene classificata **irregolare in pianta e irregolare in altezza.**

5.1.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 17 gennaio 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

1) comportamento strutturale non-dissipativo;

2) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Il sistema strutturale deve essere tale da garantire rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche.

Considerata la presenza di travi a spessore, il corpo di fabbrica in esame viene considerato secondo una capacità dissipativa o classe di duttilità di tipo B.

6 DESCRIZIONE QUALITATIVA DEGLI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA

6.1 Introduzione alla scelta degli interventi strutturali

Il presente studio è mirato alla progettazione strutturale necessari per la riqualificazione del bene, in particolare per il cambio di destinazione d'uso che riguarda il piano terra da trasformare in caseificio.

Pertanto, tutti gli interventi strutturali, sono stati individuati cercando di garantire, a lungo termine, con i **minori oneri finanziari** per la committenza, l'integrità degli elementi più sollecitati, indipendentemente dall'esito delle verifiche numeriche di seguito esposte.

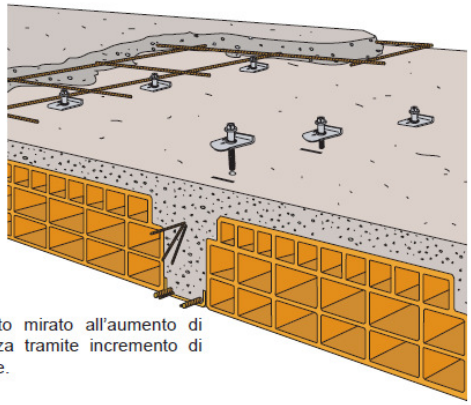
6.2 Descrizione degli interventi strutturali

6.2.1 Rinforzo strutturale del solaio piano terra

Rinforzo soletta

Al fine di garantire il soddisfacimento di tutte le verifiche di resistenza e di esercizio dei solai esistenti, è prevista la realizzazione di una soletta ex-novo collaborante con i solai esistenti, armata con rete e collegate attraverso connettori a taglio (pioli) capaci di trasmettere le azioni e rendere solidare la nuova soletta con il solaio in latero-cemento già esistente.

Si riporta uno schema dell'intervento proposto



In particolare verranno adoperati pioli connettori a vite e piastra dentata zincati per riprese di getto in calcestruzzo. Per altri dettagli si rimanda alla "*R2 – Relazione sui materiali*".

Rinforzo travetti

E' previsto il rinforzo a flessione dei travetti con materiali compositi CFRP che può essere eseguito applicando una o più lamine, ovvero uno o più strati di tessuto al lembo teso dell'elemento da rinforzare.

L'intervento si esegue con le seguenti modalità:

- La trave viene scaricata puntellando il tutto;
- Se necessario risanamento del cls degradato;
- Preparazione della superficie di sottofondo rendendola perfettamente liscia;
- Si impregna il tessuto in sito e poi lo si stende;
- Realizzazione dello strato di finitura.

Il prodotto utilizzato è del tipo CARBOPLATE SYSTEM MAPEI.

Per altri dettagli si rimanda alla "*R2 – Relazione sui materiali*".

6.2.2 Rinforzo strutturale delle travi del solaio piano terra

È previsto un intervento analogo per il rinforzo a flessione delle travi a quello dei travetti del solaio con materiali compositi CFRP. Va comunque precisato che nel caso di specie, tale intervento interezza solo la superficie inferiori delle travi corrispondente alla fascia che si innesta con la larghezza del pilastro su cui scarica la trave.

Per dettagli esecutivi si rimanda agli elaborati grafici allegati.

6.2.3 Rinforzo strutturale delle pilastrate del piano interrato

È previsto il rinforzo strutturale dei pilastri del piano interrato con calcestruzzo fibrorinforzato

tipo Planitop HPC, prevedendo un ringrosso perimetrale di 2cm.

Il tipo di intervento previsto ha molteplici utilità tra cui l'incremento di rigidezza degli elementi strutturali e l'incremento della resistenza flessionale e tagliante. Non vi è invece un apprezzabile incremento di duttilità a livello locale di sezione, ma in taluni casi può incidere a livello globale in quanto sposta la richiesta plastica verso le travi, le quali generalmente risultano più duttili a causa dell'assenza di sforzo normale apprezzabile.

Nel caso in esame si è reso necessario un incremento di resistenza flessionale.

L'intervento si esegue con le seguenti modalità:

- Il pilastro viene scaricato puntellando il tutto;
- Viene asportato l'intonaco esistente;
- Viene asportato il cls lesionato;
- Raddrizzamento delle barre longitudinali;
- Collocazione delle barre e delle staffe aggiuntive;
- Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto;
- Applicazione del calcestruzzo a ritiro compensato;
- Rimozione delle puntellature.

Per altri dettagli si rimanda alla "*R2 – Relazione sui materiali*".

7 CALCOLO DELLE AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni sulle costruzioni devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

7.1 Carichi verticali

Secondo quanto indicato dal D.M. 17.01.2018 punto 3.1, le azioni da considerare nelle costruzioni comprendono in genere: pesi propri degli elementi costituenti la struttura, carichi permanenti, sovraccarichi variabili per gli edifici, cedimenti di vincoli, azioni sismiche e dinamiche in genere, azioni eccezionali.

Come pesi propri e carichi permanenti si considerano:

- Il peso della struttura - G_1;
- Il peso degli elementi portati (copertura) – G_2;
- Il carico variabile Q.

Si riporta di seguito le analisi dei carichi applicati sulla struttura:

Solaio primo impalcato (h=20 cm - 16+4)								
DESCRIZIONE DEI CARICHI		n°	b [m]	h [m]	prof. [m]	γ [kg/m³]	peso [kg/m²]	[kg/m²]
1)	Peso proprio (G_1)							
	–soletta in c.a.	1,00	1,00	0,04	1,00	2500,00	100,00	
	–pignatte	2,00	0,40	0,16	1,00	800,00	102,40	
	–travetti	2,00	0,10	0,16	1,00	2500,00	80,00	
							tot G_1	282,40
2)	Sovraccarichi fissi (G_2)							
	–massetto sabbia e cemer	1,00	1,00	0,070	1,00	1600,00	112,00	
	–pavimento	1,00	1,00	0,010	1,00	1800,00	18,00	
	–intonaco in malta di calce	1,00	1,00	0,010	1,00	1700,00	17,00	
	–inc. tramezzi	n	kg/m²	h [m]		kg/m		
	forati 8cm: 3Kg/cad	1,00	48,00	3,00	=	144,00		
	intonaco	2,00	17,00	3,00	=	102,00		
	(par. 3.1.3.1)					246,00	120,00	
							tot G_2	267,00
3)	Sovraccarichi acc. (Q)							
	–categoria A (tab. 3.1.II)						tot Q	200,00
							TOTALE	**749,40**

Solaio impalcato copertura (h=20 cm - 16+4)								
DESCRIZIONE DEI CARICHI		n°	b [m]	h [m]	prof. [m]	γ [kg/m³]	peso [kg/m²]	[kg/m²]
1)	Peso proprio (G_1)							
	–soletta in c.a.	1,00	1,00	0,04	1,00	2500,00	100,00	
	–pignatte	2,00	0,40	0,16	1,00	800,00	102,40	
	–travetti	2,00	0,10	0,16	1,00	2500,00	80,00	
							tot G_1	282,40
2)	Sovraccarichi fissi (G_2)							
	–orditura legno leggera						20,00	
	–manto tegole	1,00	1,00	0,040	1,00	1000,00	40,00	
	–intonaco in malta di calce	1,00	1,00	0,010	1,00	1700,00	17,00	
							tot G_2	77,00
3)	Sovraccarichi acc. (Q)							
	–categoria H1 (tab. 3.1.II)						tot Q	50,00
	–neve (zona III)	μ_1	q_{sk} [kg/m²]	C_E	C_t			
	altitudine as < 200 m	0,80	60	1,00	1,00		tot Q_2	48,00
							TOTALE	**409,40**

Solaio sbalzo primo impalcato (h=20 cm - 16+4)								
DESCRIZIONE DEI CARICHI		n°	b [m]	h [m]	prof. [m]	γ [kg/m³]	peso [kg/m²]	[kg/m²]
1)	Peso proprio (G_1)							
	–soletta in c.a.	1,00	1,00	0,04	1,00	2500,00	100,00	
	–pignatte	2,00	0,40	0,16	1,00	800,00	102,40	
	–travetti	2,00	0,10	0,16	1,00	2500,00	80,00	
							tot G_1	282,40
2)	Sovraccarichi fissi (G_2)							
	–massetto sabbia e cemer	1,00	1,00	0,070	1,00	1600,00	112,00	
	–pavimento	1,00	1,00	0,010	1,00	1800,00	18,00	
	–intonaco in malta di calce	1,00	1,00	0,010	1,00	1700,00	17,00	
	–inc. tramezzi	n	kg/m²	h [m]		kg/m		
	forati 8cm: 3Kg/cad	1,00	48,00	3,00	=	144,00		
	intonaco	2,00	17,00	3,00	=	102,00		
	(par. 3.1.3.1)					246,00	120,00	
							tot G_2	267,00
3)	Sovraccarichi acc. (Q)							
	–categoria A (tab. 3.1.II)						tot Q	400,00
							TOTALE	**949,40**

Tamponature								
DESCRIZIONE DEI CARICHI		n°	b [m]	h [m]	prof. [m]	γ [kg/m³]	peso [kg/m²]	[kg/m²]
1)	Peso proprio							
	-tompagni in laterizio	1,00	0,30	1,00	1,00	800,00	240,00	
							tot G_1	240,00
2)	Sovraccarichi fissi							
	-intonaco in malta di calce	2,00	0,02	1,00	1,00	1700,00	68,00	
						parziale	tot G_2	68,00
							TOTALE	**308,00**

7.2 Azioni da vento e carichi da neve

Le azioni del vento e da neve vengono definite direttamente con l'ausilio del software di calcolo adoperato per il calcolo strutturale, con l'attivazione dei flag di comando specifici.

Per dettagli si rimanda ai "*Tabulati di calcolo analisi numeriche delle strutture*".

7.3 Azioni sismiche

7.3.1 Premessa

Lo scopo della verifica sismica è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile. In particolare, sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti dell'azione orizzontale e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Il D.M. 17 gennaio 2018 individua, come parametri atti a definire il terremoto, l'accelerazione orizzontale massima a_g, il fattore di amplificazione dello spettro in termini di accelerazione F_0 ed il periodo inizio tratto a velocità costante T_C^* che variano a seconda della latitudine del sito e della probabilità di accadimento dell'evento sismico.

L'accelerazione a_g, così determinata, non può essere utilizzata direttamente per calcolare l'accelerazione indotta sulla struttura, poiché, per come è stata definita, non corrisponde all'accelerazione al suolo della fondazione. Infatti il terreno che ritrova tra il substrato e le fondazioni, che può essere di natura molto varia, agisce come un filtro che modifica il segnale. In particolare nelle norme sono indicate *5 categorie* di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

- *Categoria A*: ammassi rocciosi o terreni molto rigidi
- *Categoria B*: depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti

- *Categoria C*: depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille mediamente consistenti
- *Categoria D*: depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti
- *Categoria E*: profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali

Ad esse corrispondono diversi coefficienti *S* di amplificazione come indicati in tabella.

L 'appartenenza del terreno nel sito di progettazione ad una di queste categorie deve essere valutata in base a prove sperimentali (velocità media delle onde di taglio in 30 m di profondità, numero di colpi in una prova penetrometrica).

Una volta valutata la massima accelerazione agente in fondazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni ($\max(\frac{d^2 x_g}{dt^2}) = Sa_g$), si procede alla valutazione della risposta della struttura sotto tale azione. Lo spettro di risposta elastico, rappresenta il massimo valore di un parametro della risposta di un sistema 1-*GDL* soggetto ad un dato evento sismico in funzione del suo periodo proprio, può essere utilizzato per valutare la risposta strutturale sotto una determinata azione. Non conoscendo però l'accelerogramma che interesserà l'edificio, le norme suggeriscono di utilizzare una forma spettrale (spettro normalizzato) indipendente dal grado di sismicità e ricavata interpolando diversi spettri di pseudo-accelerazioni equiprobabili ottenuti ipotizzando terremoti provenienti da diverse sorgenti. Tale forma deve poi essere moltiplicata per l'accelerazione massima calcolata a livello di fondazione (Sa_g).

7.3.2 Categoria del suolo di fondazione

Dalla consultazione della relazione geologica e attraverso uno studio approfondito delle caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione, si adotta la **categoria B.**

7.3.3 Parametri sismici

- Comune: Casapesenna;
- Longitudine: 40°,99205;
- Latitudine: 14°,12323;
- Vita utile: $V_N \geq 50\, anni$;
- Classe d'uso: II edifici ordinari;

STATO LIMITE	T_R	a_g / g	F_0	T^*_C
SLD	50	0,051	2,349	0,32
SLV	475	0,116	2,501	0,40

7.3.4 Spettro di riposta elastico

Lo spettro elastico fornisce il valore dell'azione sismica, valutato in termini di accelerazione, su una struttura elastica soggetta ad un terremoto avente un assegnato periodo di ritorno calcolato nel seguente modo:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln\left(1 - P_{V_R}\right)}$$

V_R : vita utile della struttura;

P_{V_R} : probabilità di accadimento dell'evento sismico.

Spettro elastico orizzontale

$$0 \le T < T_B \qquad S_{Ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right)$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_{Ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_{Ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_{Ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

dove:

η è un fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ diverso dal 5%.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il fattore di amplificazione stratigrafica:

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

S_T il coefficiente di amplificazione topografico:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

- T è il periodo proprio dell'oscillatore semplice;
- $T_C = C_C \cdot T_C^*$: periodo corrispondente ad inizio tratto con velocità costante;
- $T_B = T_C/3$: periodo corrispondente ad inizio tratto con accelerazione costante;
- $T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6$: periodo corrispondente ad inizio tratto con spostamento costante;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo.

7.3.5 Fattore di comportamento e spettro di progetto

Dallo spettro elastico è possibile derivare gli spettri da utilizzare in fase di progetto per lo stato limite in esame utilizzando uno lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule di cui sopra il valore η con 1/q dove q è il fattore di comportamento.

Esso viene determinato secondo le modalità di cui al punto 7.3.1 del D.M. 17/01/2018:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV;
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso si specie, considerata la compagine mista delle struttura si considera un fattore di comportamento q=1.5.

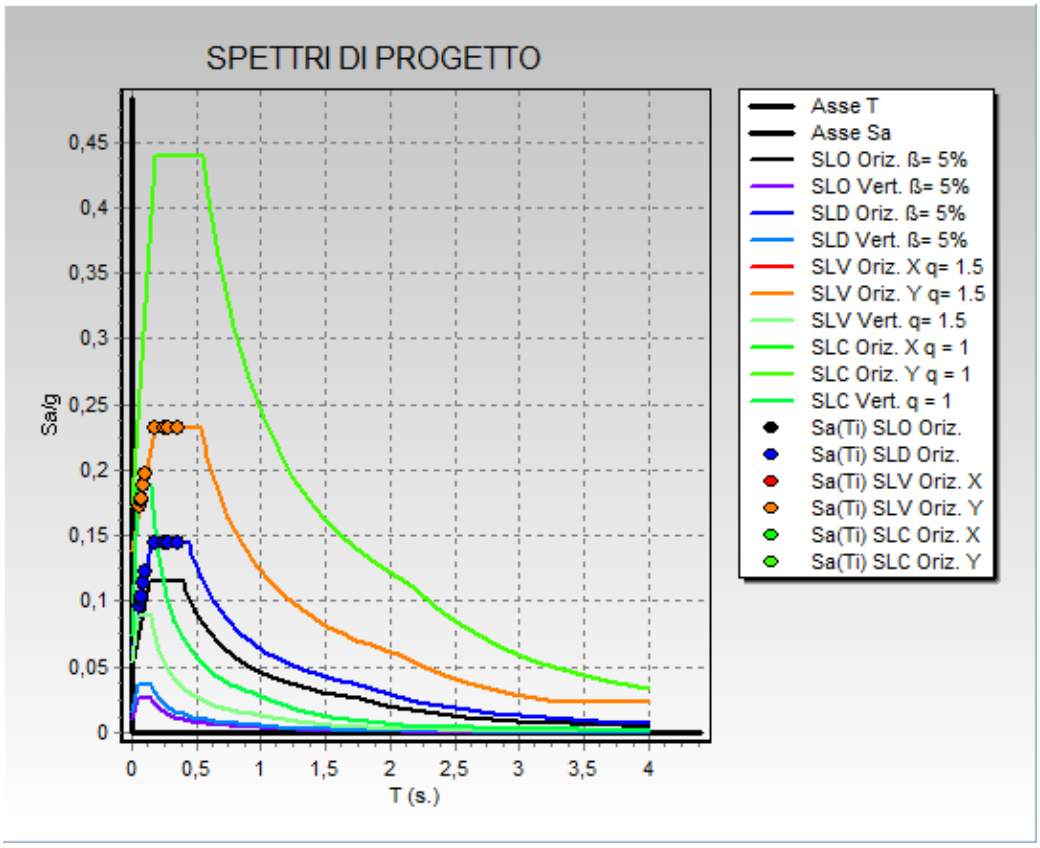


Fig. 15 – spettro di progetto

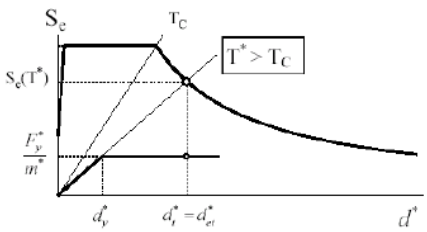
Analisi non lineari (pushover)

Per analisi non lineari (pushover), viene determinata la curva di capacità che poi viene trasformata in una bilineare equivalente di un sistema SDOF di cui se ne determinano le caratteristiche (periodo, spostamento, massa, etc.). A questo punto nel piano ADSR si determinano i livelli prestazionali richiesti confrontando la bilineare equivalente e lo spettro inelastico. In questo caso il fattore di comportamento assume valori diversi a secondo dei seguenti casi:

I CASO (ugualianza degli spostamenti)

$$\textit{per } T \geq T_c$$

$$d_{pp} = d_e$$

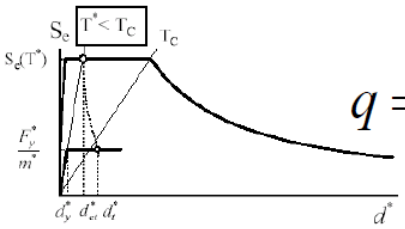


$$q = \mu$$

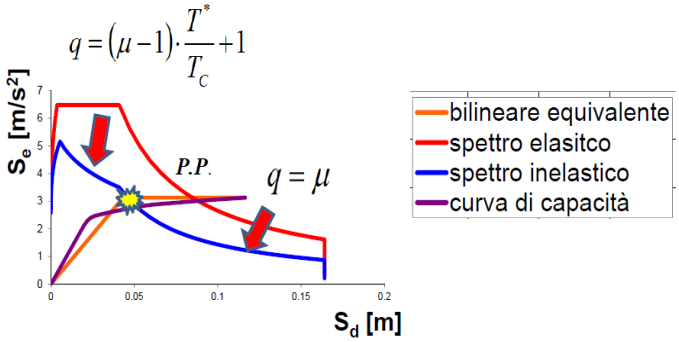
II CASO (ugualianza energetica)

per T < T$_c$

$$d_{pp} = \frac{d_e}{q_u}\left(1+(q_u-1)\frac{T_C}{T}\right) \geq d_e$$



$$q = (\mu - 1)\cdot\frac{T^*}{T_C} + 1$$



Appare evidente quindi che il fattore di struttura assume valori diversi a seconda dei casi e in funzione del periodo T* del sistema SDOF e della duttilità μ.

7.3.6 Valutazione dei pesi sismici

La valutazione dei pesi sismici viene condotto analizzando, in base ai pesi unitari, forniti dalla normativa o calcolati mediante analisi dettagliata, i pesi delle seguenti categorie di elementi strutturali:

- Peso proprio della struttura
- Sovraccarichi fissi
- Sovraccarichi verticali accidentali

8 DESCRIZIONE DEL METODO DI ANALISI

8.1 Premessa

Secondo le norme vigenti (cfr. C8.7.1.4 delle NTC 08) per le strutture esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando due distribuzione di spinta iniziale (principale e secondaria) indipendente dalla percentuale di massa partecipante.

Inoltre, la struttura è stata realizzata con tecniche previgenti alle norme attuali non rispettando il "capacity design" per cui non è possibile decidere a priori quale sia l'elemento costruttivo resistente a priori ma è possibile solo attraverso analisi non lineari.

Ciò premesso si è proceduti ad analizzare la struttura in campo non lineare con il metodo meglio descritto di seguito, capace di fornire i risultati più attendibili.

8.2 Analisi dinamica modale

Preliminarmente alle analisi di tipo non lineare descritte nei seguenti paragrafi, sono state eseguite delle analisi di tipo lineare per conoscere le forme modali e le caratteristiche di sollecitazione. In particolare è stata eseguita una analisi ***dinamica modale a masse distribuite.*** In questo caso le masse non sono collocate sui piani sismici bensì sono concentrate sui nodi della struttura. Ciò comporta di effettuare un'analisi corretta anche in assenza di piani sismici.

Tale tipo di analisi, viene utilizzata su un modello tridimensionale a meno che la struttura non rispetti i criteri di regolarità in pianta. La differenza sostanziale rispetto all'analisi statica, sta nel fatto che nel calcolo dei parametri di risposta del sistema si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei propri modi di vibrare.

L'analisi modale prevede di calcolare, tramite l'utilizzo dello spettro di risposta della pseudo-accelerazione, i valori massimi di sollecitazioni e spostamenti associati a ciascun modo proprio di vibrare della struttura supposta elastica lineare e combinarli in modo opportuno.

Nel caso in esame tali modi vengono combinati con il metodo CQC:

$$\left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j\right)^{1/2}$$

dove:

$\rho_{ij} = \dfrac{\left(8\xi^2\left(1+\beta_{ij}\right)\beta_{ij}^{3/2}\right)}{\left(\left(1-\beta_{ij}^2\right)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\left(1+\beta_{ij}\right)^2\right)}$: è il coefficiente di correlazione tra il modo *i* e il modo *j*;

E : è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i : è il valore totale della medesima componente dovuta al modo *i*;

E_j : è il valore totale della medesima componente dovuta al modo *j*;

β_{ij} : è il rapporto tra le frequenze di ciascun coppia *i-j* di modi $\left(\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j\right)$

Il numero di modi di vibrazione considerato (12) consente, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse maggiori dell'85%

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali;

pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

8.3 Analisi statica non lineare (pushover)

Per lo studio in esame è stata eseguita un **analisi statica non lineare o analisi di spinta (nota come "pushover")** a controllo si spostamenti, capace di cogliere il comportamento della struttura oltre il suo picco di resistenza, ovvero capace di percorrere il ramo di "softening" della curva di equilibrio del meccanismo di collasso raggiunto. I risultati di tale analisi sono la "curva di capacità". Tali curve intendono rappresentare l'inviluppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. Così mentre nei metodi di analisi elastici il comportamento non lineare è tenuto in conto introducendo il fattore di struttura, l'analisi statica non lineare permette di cogliere l'evoluzione della risposta strutturale mano a mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare, fornendo informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità. La curva è ottenuta implementando analisi *pushover*, che prevedono l'assegnazione di una prefissata distribuzione di forze incrementate in maniera statica e monotona. La distribuzione viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura. La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico.

I profili proposti dalle NTC18 (7.3.4.2) sono i seguenti:

- GRUPPO 1 – DISTRIBUZIONI PRINCIPALI: distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa non inferiore allo 85%.
- GRUPPO 2 – DISTRIBUZIONI SECONDARIE: distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

In particolare nel caso di strutture regolari la prima distribuzione è adottata con l'intento di cogliere al meglio la risposta della struttura in campo elastico e la seconda quella in campo non lineare. La "capacità" offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la "domanda" richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

Preliminarmente a tale analisi, anche al fine di caratterizzarne le distribuzioni iniziali di spinta, è stata eseguita un'analisi dinamica modale. Tale tipo di analisi, viene utilizzata su un modello tridimensionale a meno che la struttura non rispetti i criteri di regolarità in pianta. L'analisi modale prevede di calcolare, tramite l'utilizzo dello spettro di risposta della pseudo-accelerazione, i valori massimi di sollecitazioni e spostamenti associati a ciascun modo proprio di vibrare della struttura supposta elastica lineare e combinarli in modo opportuno.

8.3.1 Verifiche effettuate

Verifica degli elementi strutturali e dettagli costruttivi

La struttura è stata realizzata non rispettando i dettami normativi vigenti riguardo il dimensionamento degli elementi strutturali; non ci si è attenuto a quanto prescritto al punto *"7.4.4 - Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali primari e secondari*" ed al punto "*7.4.6 – Dettagli costruttivi"* del D.M. 17/01/2018.

Stato limite Ultimo (SLV): $D_{\max}^{SLV} \leq D_u$

$D_{\max}^{SLV}$: Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

q* < 3

q*: rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Per gli elementi in c.a. si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di stato limite in esame, mentre per i pannelli murari si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della deformazione ultima del piano e della resistenza fuori piano del pannello.

Stato limite di Danno (SLD): $D_{\max}^{SLD} \leq D_d$

$D_{\max}^{SLD}$: Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_d : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Per gli elementi in c.a. si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di snervamento o drift massimo ad un piano, mentre per i pannelli

murari si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della resistenza nel piano o della deformazione di danno di un pannello per lo stato limite in esame.

8.3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

1. Sisma ($+F_x$ + 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
2. Sisma (- F_x + 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
3. Sisma ($+F_y$ + 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
4. Sisma (- F_y + 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
5. Sisma ($+F_x$ + 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
6. Sisma (- F_x + 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
7. Sisma ($+F_y$ + 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
8. Sisma (- F_y + 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
9. Sisma ($+F_x$ - 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
10. Sisma (- F_x - 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
11. Sisma ($+F_y$ - 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
12. Sisma (- F_y - 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
13. Sisma ($+F_x$ - 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
14. Sisma (- F_x - 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
15. Sisma ($+F_y$ - 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
16. Sisma (- F_y - 0,30 F_x + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
17. Sisma ($+F_x$ + 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
18. Sisma (- F_x + 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
19. Sisma ($+F_y$ + 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
20. Sisma (- F_y + 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
21. Sisma ($+F_x$ + 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
22. Sisma (- F_x + 0,30 F_y + ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
23. Sisma ($+F_y$ + 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
24. Sisma (- F_y + 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
25. Sisma ($+F_x$ - 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
26. Sisma (- F_x - 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
27. Sisma ($+F_y$ - 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
28. Sisma (- F_y - 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. al 1° modo di vibrare (gruppo I);
29. Sisma ($+F_x$ - 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
30. Sisma (- F_x - 0,30 F_y - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
31. Sisma ($+F_y$ - 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II);
32. Sisma (- F_y - 0,30 F_x - ecc 5%) con distrib. forze prop. alle masse (gruppo II).

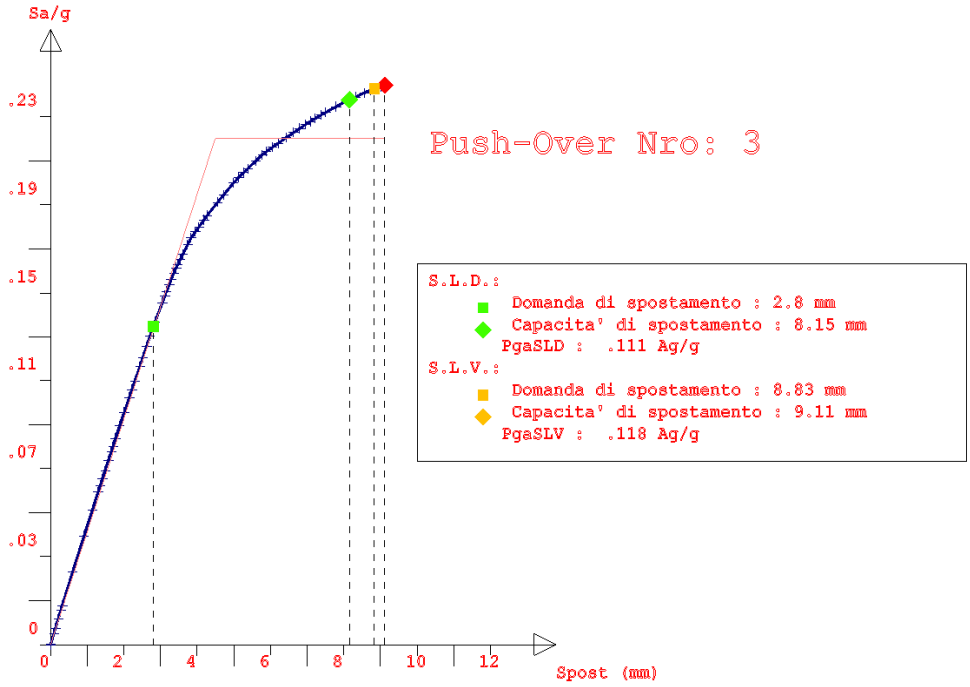
9 SINTESI DEI RISULTATI

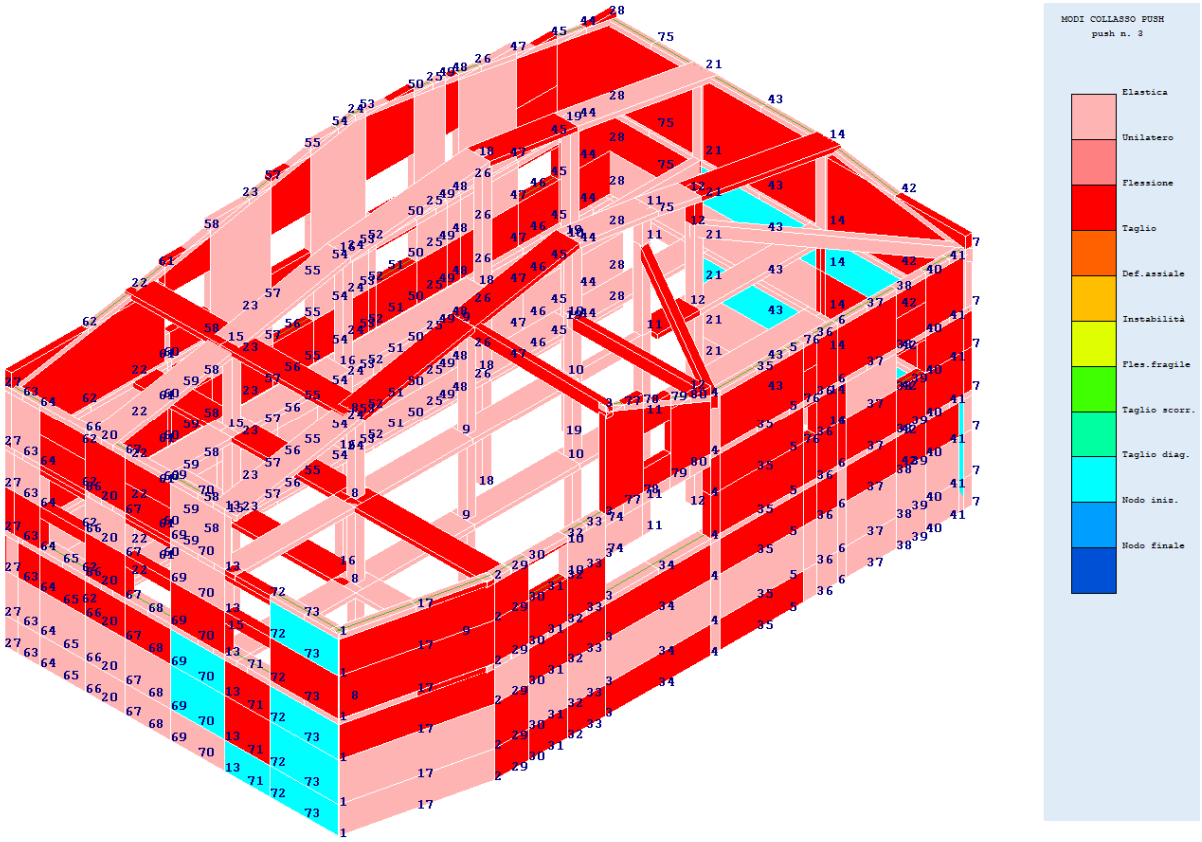
Si riporta una sintesi la tabella riepilogativa dei risultati ottenuti dalle analisi pushover.

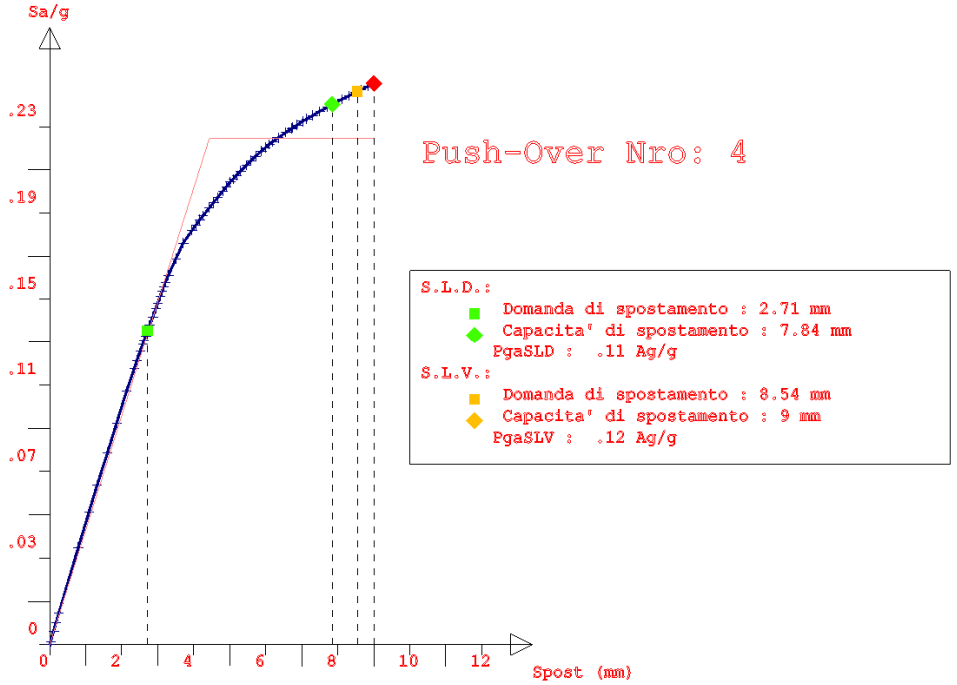
PUHOVER	STATO DI FATTO		STATO DI PROGETTO	
	SLD PGA_{LD} / $PGA_{63\%}$	SLV PGA_{LV} / $PGA_{10\%}$	SLD PGA_{LD} / $PGA_{63\%}$	SLV PGA_{LV} / $PGA_{10\%}$
1	3,106	1,386	2,946	1,317
2	2,954	1,411	2,811	1,365
3	8,084	1,076	2,168	1,019
4	2,239	1,066	2,163	1,033
5	3,597	1,581	3,579	1,574
6	3,597	1,581	3,597	1,581
7	3,084	1,356	2,657	1,168
8	3,409	1,499	2,957	1,300
9	2,933	1,432	2,783	1,391
10	2,894	1,302	2,768	1,253
11	2,297	1,072	2,232	1,013
12	2,226	1,037	2,147	1,181
13	3,597	1,581	3,457	1,520
14	3,597	1,581	3,597	1,581
15	3,216	1,414	2,718	1,195
16	3,290	1,446	3,044	1,338
17	2,840	1,274	2,728	1,221
18	2,860	1,364	2,736	1,302
19	2,174	1,133	2,110	1,087
20	2,346	1,063	2,275	1,002
21	3,597	1,581	3,597	1,581
22	3,597	1,581	3,574	1,571
23	3,316	1,450	2,758	1,212
24	3,284	1,444	2,810	1,236
25	3,028	1,492	2,933	1,454
26	3,009	1,594	2,951	1,424
27	2,212	1,170	2,141	1,118
28	2,285	1,039	2,222	1,184
29	3,597	1,972	3,511	1,544
30	3,597	1,581	3,597	1,581
31	3,211	1,498	2,878	1,265
32	3,096	1,361	2,913	1,281

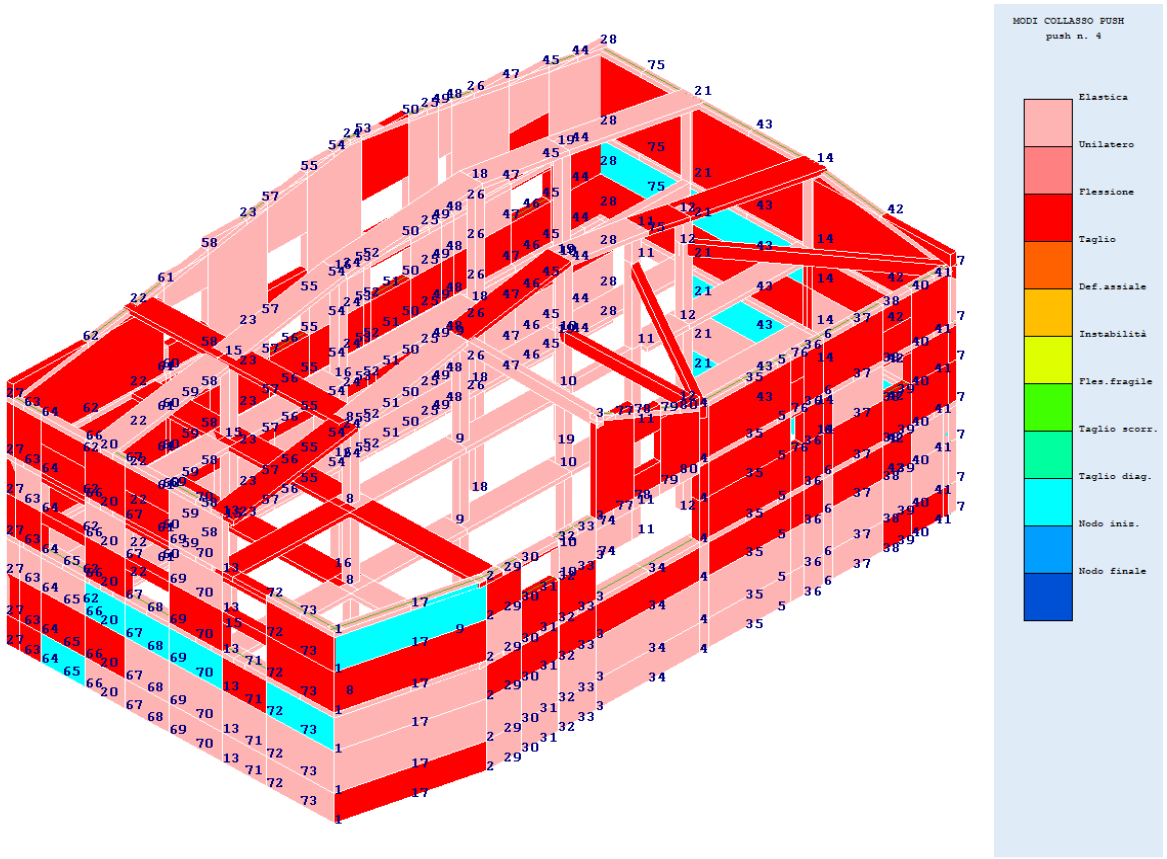
L' indice di vulnerabilità sismico è maggiore dell'unità per cui le verifiche si ritengono soddisfatte

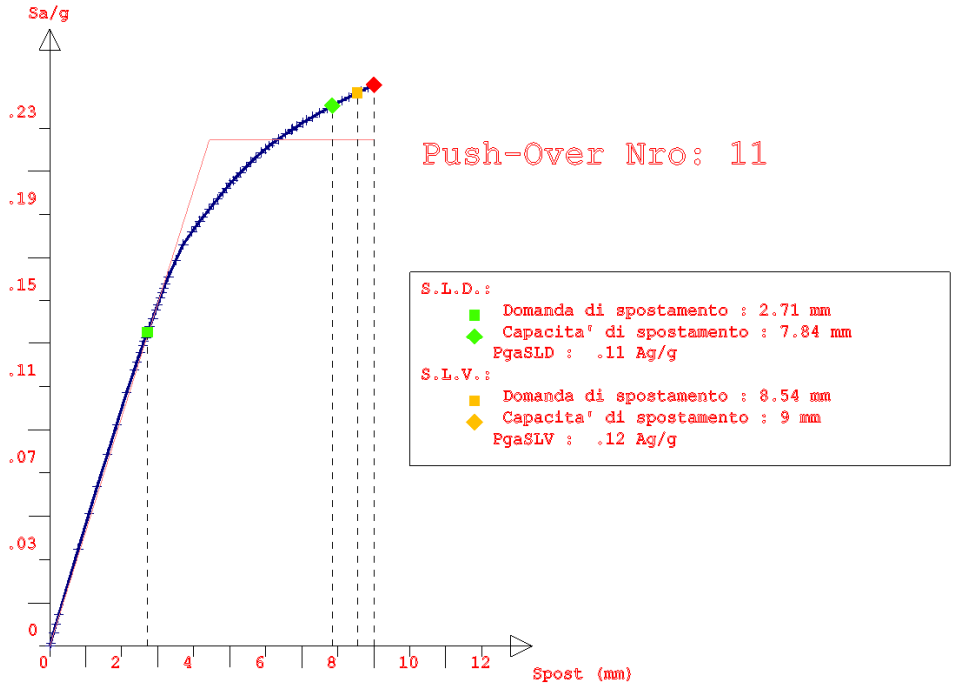
Si riportano, in formato ADSR, le curve di capacità più significative per lo stato di progetto, da cui si evincono le domande di spostamento e le capacità di spostamento per ogni stato limite. A quest'ultime si associano gli schemi 3d con mappature di colori che indicano i meccanismi di collasso della struttura relativamente alla distribuzione di spinta in esame, evidenziando in particolare la modalità di rottura per gli elementi monodimensionali.

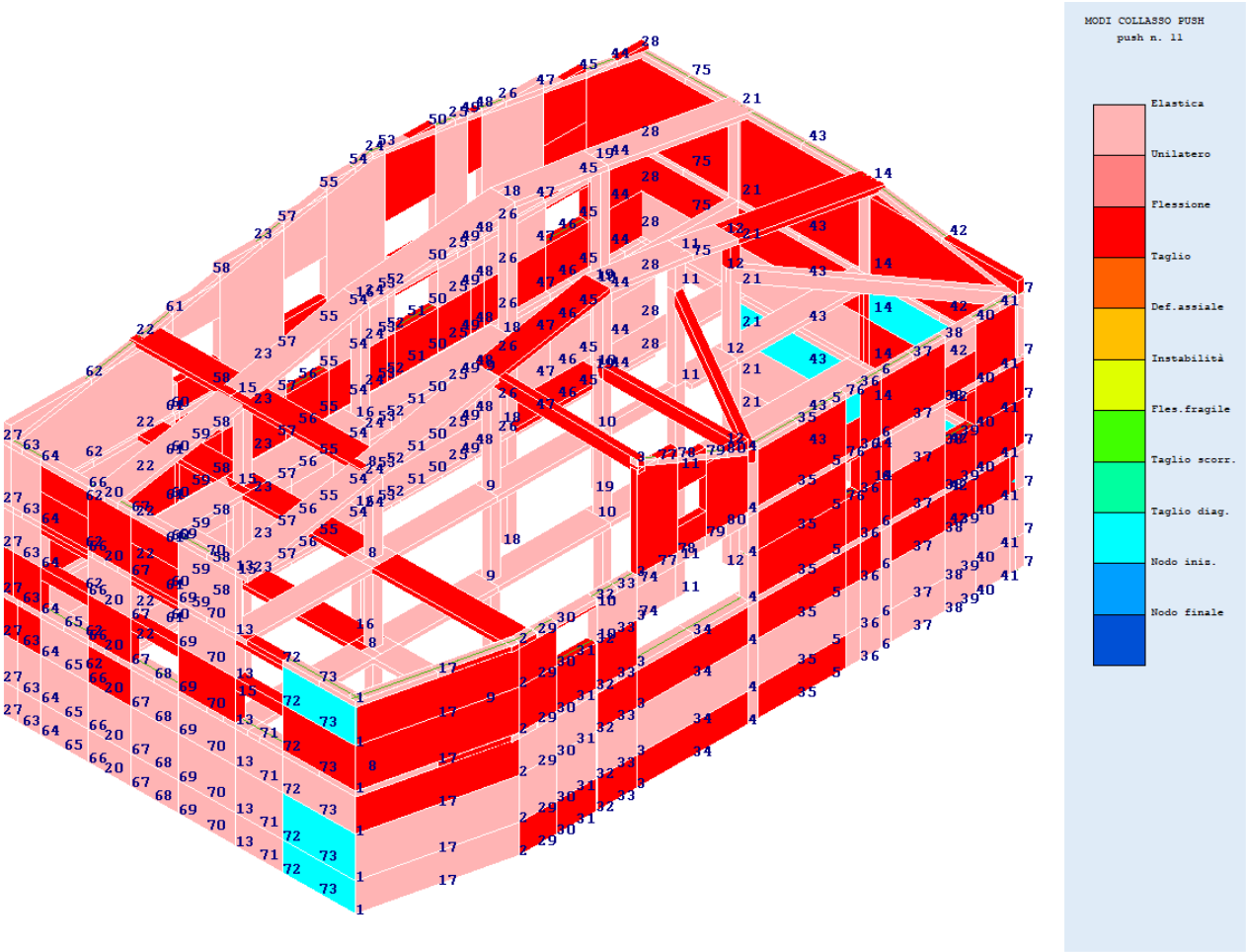

Sa/g
.23
.19
.15
.11
.07
.03
0
0
2
4
6
8
10
12
Spost (mm)
Push-Over Nro: 3
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 2.8 mm
Capacita' di spostamento : 8.15 mm
PgaSLD : .111 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 8.83 mm
Capacita' di spostamento : 9.11 mm
PgaSLV : .118 Ag/g

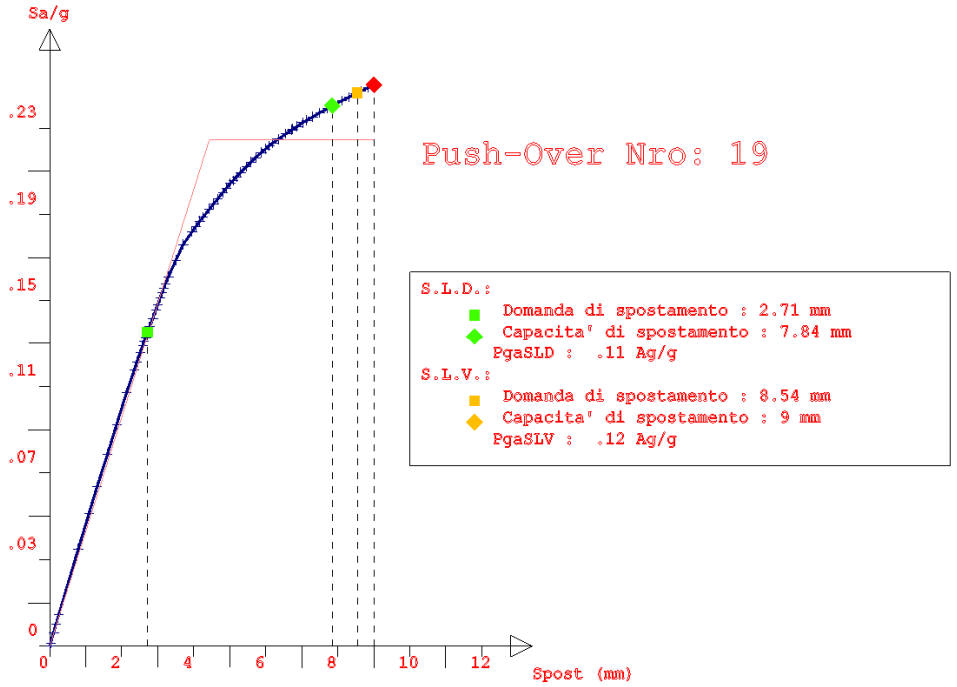

MODI COLLASSO PUSH
push n. 3
Elastica
Unilatero
Flessione
Taglio
Def.assiale
Instabilità
Fles.fragile
Taglio scorr.
Taglio diag.
Nodo iniz.
Nodo finale

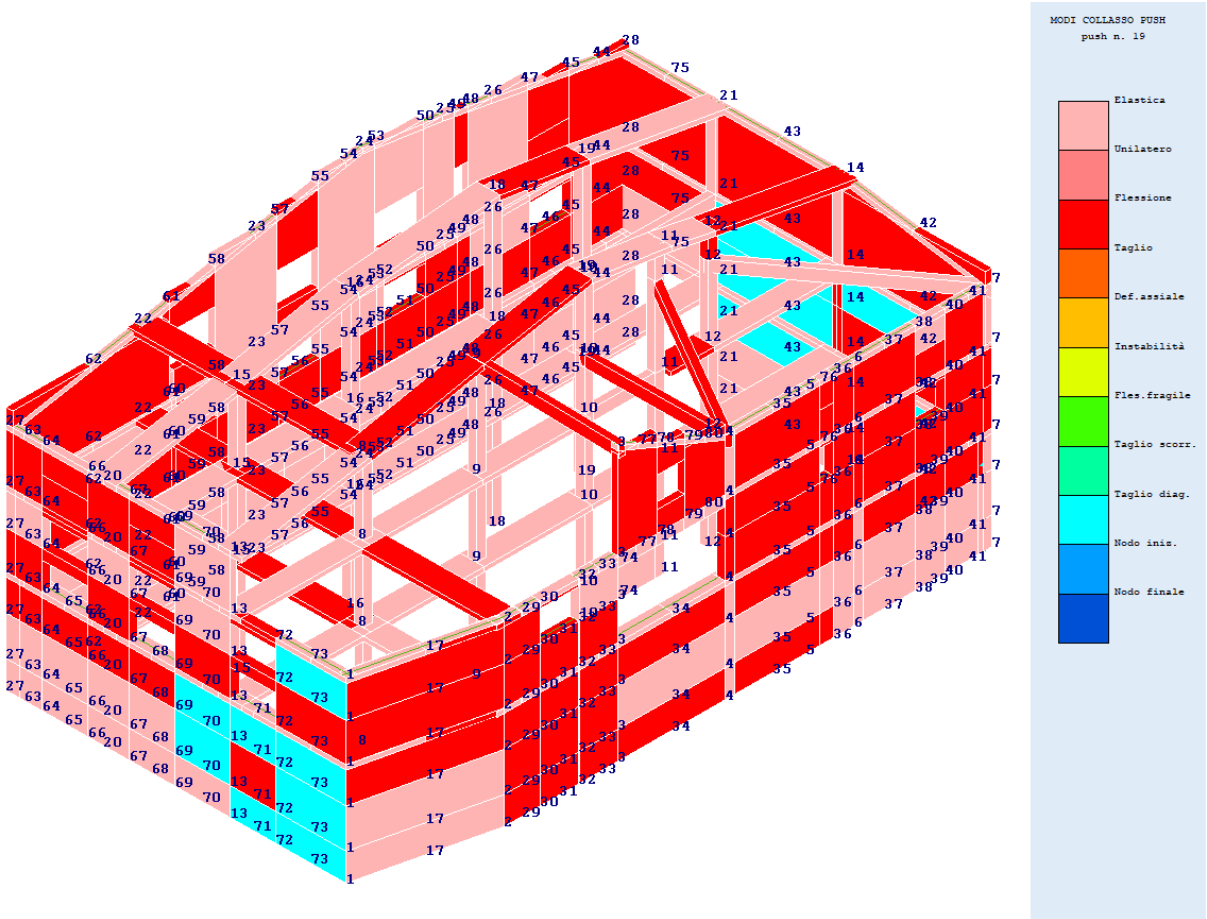

Sa/g
.23
.19
.15
.11
.07
.03
0
0
2
4
6
8
10
12
Spost (mm)
Push-Over Nro: 4
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 2.71 mm
Capacita' di spostamento : 7.84 mm
PgaSLD : .11 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 8.54 mm
Capacita' di spostamento : 9 mm
PgaSLV : .12 Ag/g

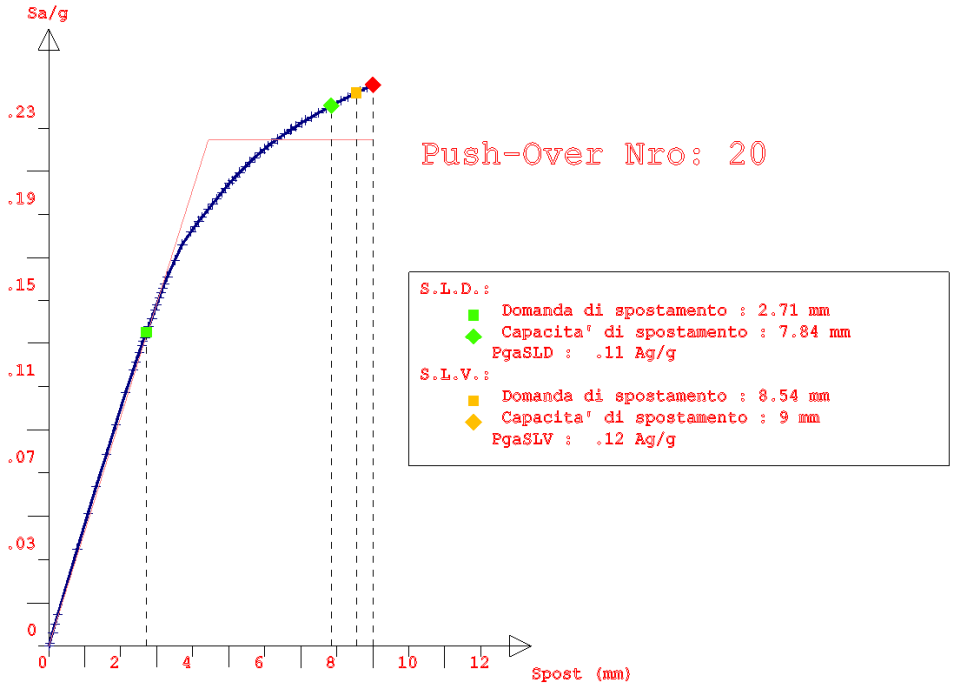

MODI COLLASSO PUSH
push n. 4
Elastica
Unilatero
Flessione
Taglio
Def.assiale
Instabilità
Fles.fragile
Taglio scorr.
Taglio diag.
Nodo inis.
Nodo finale

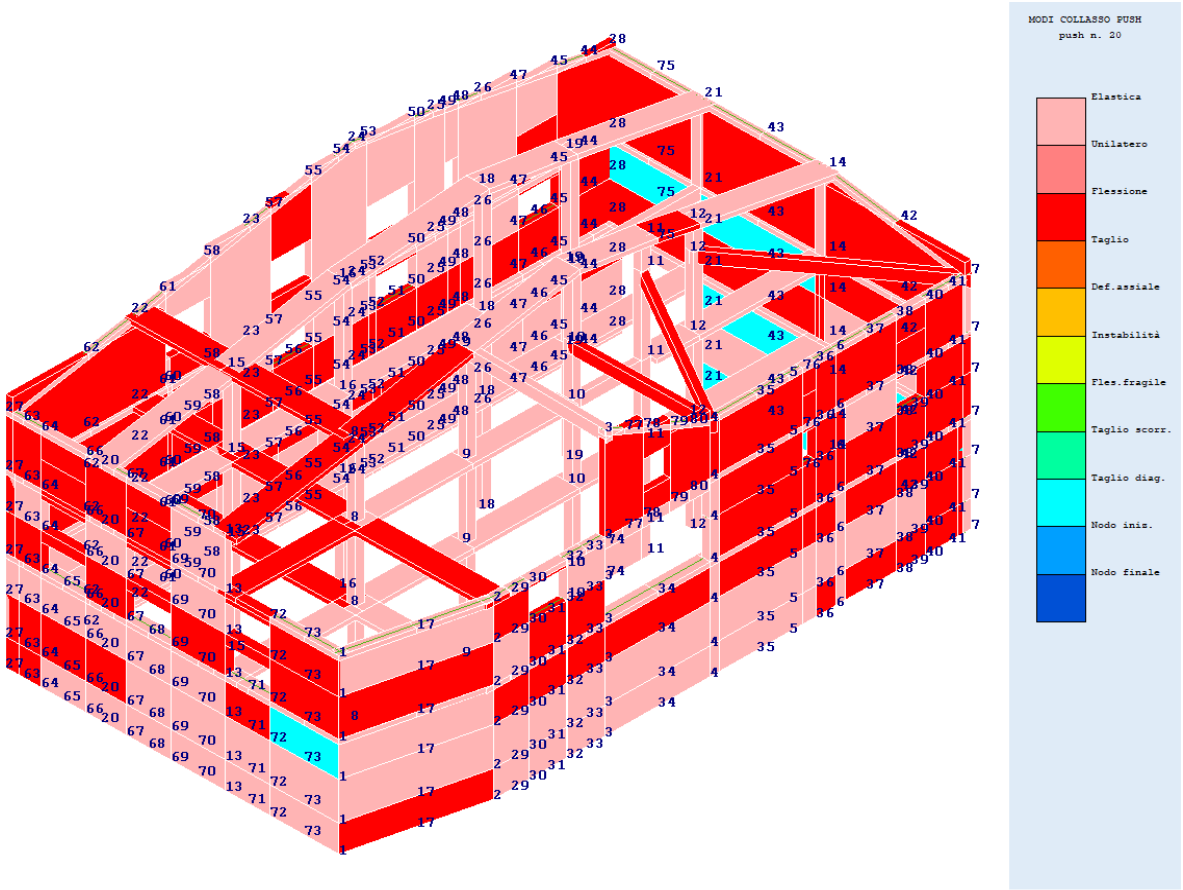

Sa/g
.23
.19
.15
.11
.07
.03
0
0
2
4
6
8
10
12
Spost (mm)
Push-Over Nro: 11
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 2.71 mm
Capacita' di spostamento : 7.84 mm
PgaSLD : .11 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 8.54 mm
Capacita' di spostamento : 9 mm
PgaSLV : .12 Ag/g


MODI COLLASSO PUSH
push n. 11
Elastica
Unilatero
Flessione
Taglio
Def.assiale
Instabilità
Fles.fragile
Taglio scorr.
Taglio diag.
Nodo inis.
Nodo finale


Sa/g
.23
.19
.15
.11
.07
.03
0
0
2
4
6
8
10
12
Spost (mm)
Push-Over Nro: 19
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 2.71 mm
Capacita' di spostamento : 7.84 mm
PgaSLD : .11 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 8.54 mm
Capacita' di spostamento : 9 mm
PgaSLV : .12 Ag/g


MODI COLLASSO PUSH
push n. 19
Elastica
Unilatero
Flessione
Taglio
Def.assiale
Instabilità
Fles.fragile
Taglio scorr.
Taglio diag.
Nodo inis.
Nodo finale


Sa/g
.23
.19
.15
.11
.07
.03
0
0
2
4
6
8
10
12
Spost (mm)
Push-Over Nro: 20
S.L.D.:
Domanda di spostamento : 2.71 mm
Capacita' di spostamento : 7.84 mm
PgaSLD : .11 Ag/g
S.L.V.:
Domanda di spostamento : 8.54 mm
Capacita' di spostamento : 9 mm
PgaSLV : .12 Ag/g


MODI COLLASSO PUSH
push n. 20
Elastica
Unilatero
Flessione
Taglio
Def.assiale
Instabilità
Fles.fragile
Taglio scorr.
Taglio diag.
Nodo iniz.
Nodo finale

10 CONCLUSIONI

Come si evince dai risultati sopra illustrati e dai relativi allegati, l'indice di rischio sismico è sempre maggiore dell'unità e quindi la capacità di spostamento della struttura è superiore alla domanda sismica.

Pertanto, alla luce di quanto chiarito, dei calcoli elaborati e di tutte le verifiche effettuate al fine di una valutazione della sicurezza delle opere strutturali descritte in precedenza, si conclude che le sollecitazioni risultanti rispettano tutte le verifiche richieste dalle vigenti normative e regolamenti sulle strutture in muratura ed in c.a., per cui non risultano necessari interventi di adeguamento.