



COMUNE DI CASTELVERDE

Piazza municipio, 23

26022 - Castelveverde (CR)

P.IVA 00299440198



Finanziato
dall'Unione Europea
NextGenerationEU

FUTURA

**LA SCUOLA
PER L'ITALIA DI DOMANI**



**Next Generation EU Missione 4 C1 "Istruzione e ricerca"
Investimento 3.3 - Piano di messa in sicurezza e
riqualificazione delle scuole**

**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA
DELL'INFANZIA "IL GIRASOLE" DI SAN MARTINO IN
BELISETO IN COMUNE DI CASTELVERDE**

CUP: E95J19000290009

PROGETTO

VALUTAZIONI DELLA SICUREZZA

COD: **PE.02.03**

SCALA:

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO		VERIFICATO	
0	EMISSIONE	F.S.	03/2023		

CODIFICA DOCUMENTO:

VALUTAZIONI SICUREZZA.PDF

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Ing. Fabio Scaroni

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

IL PROGETTISTA :

Ing. PAOLO ORLANDI

Ing. FABIO SCARONI

Via G.A. Poli, 100
25018 Montichiari (BS)
Tel 030-9651824
mail: scaronicimarosti@yahoo.it



COMMESSA: 480/2023

PROGETTO ESECUTIVO

INDICE

1. PREMESSE	2
1.1. DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE DEL SITO	2
1.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE	2
1.3. ANALISI STORICO-CRITICA E RILIEVI	3
1.4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI	17
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	18
3. RELAZIONE SUI MATERIALI	19
3.1. MATERIALI STRUTTURE ESISTENTI	19
3.1.1. Muratura	20
3.1.2. Calcestruzzi	22
3.1.3. Acciaio armatura lenta	22
3.1.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	23
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	24
5. ANALISI DEI CARICHI	25
5.1. STATO DI FATTO	25
5.1.1. Murature	25
5.1.2. Solaio bidirezionale sp 22 cm	25
5.1.3. Solai monodirezionale sp 20 cm	25
5.1.4. Solai monodirezionale sp 16 cm	25
5.1.5. Gronde	26
5.1.6. Neve in copertura	26
5.1.7. Azione del vento	26
5.2. AZIONE DEL SISMA	28
6. COMBINAZIONI DI CARICO	33
7. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA	34
8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE	36
8.1. VERIFICHE GLOBALI	36
8.1.1. Modellazione della struttura	36
8.1.2. Criteri di resistenza adottati e verifiche di sicurezza	39
8.1.3. Esito verifiche sulla struttura esistente	42
8.1.3.1 Verifica statica	42
8.1.3.2 Verifica sismica	43
8.2. VERIFICHE MECCANISMI LOCALI	49
8.2.1. Flessione verticale di parete monolitica (parete in mattoni sp 12 cm)	50
9. OBIETTIVI DEL PROGETTO	53
10. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO	54
11. CONCLUSIONI	56

1. PREMESSE

La presente relazione viene redatta a corredo del progetto relativo ai lavori di adeguamento sismico della scuola dell'infanzia "Il Girasole" sita in frazione San Martino in Beliseto - Comune di Castelveverde (CR)".

1.1. DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE DEL SITO

In Figura 1 si riporta una foto aerea del sito in cui sorge il fabbricato oggetto di intervento, al fine di apprezzare le caratteristiche del contesto edilizio circostante.



1.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

L'edificio sorge in una zona pianeggiante e, dai documenti agli atti, risale alla seconda metà degli anni '60 (gli elaborati grafici strutturali sono datati 1963 e dall'estratto del Certificato di Regolare Esecuzione redatto dall'ing. Mario Galli si deriva che i lavori sono stati ultimati nel maggio del 1967).

Il fabbricato in muratura è costituito da un piano terra (trattasi di solaio poggiante sulle fondazioni con un intercapedine di areazione) e da una copertura composta da solai in laterocemento con soprastanti muricci e tavelloni sostenenti la copertura.

I dati dimensionali sono indicati sugli elaborati agli atti. L'edificio ha una sagoma in pianta irregolare ed è situato sulla via Ponchielli in frazione San Martino in Beliseto; è nato isolato e gli elaborati strutturali agli atti riguardano tale porzione originaria.

Successivamente, in tempi che non si è riusciti a "ricostruire", e probabilmente in più fasi temporali, sono state compiute modifiche di aperture nelle murature portanti (chiusure di aperture precedenti e formazione di nuove aperture), come desumibile dal confronto tra lo stato indicato sugli elaborati grafici e lo stato dei luoghi e sono stati aggiunti i seguenti corpi:

- 1) in lato est un ampliamento del refettorio, appoggiato ed ancorato all'edificio originario, costituito da 2 pilastri e travi in c.a., muro in Doppio uni, gronda in c.a., veletta muraria, trave metallica interna e solaio in latero-cemento;
- 2) in angolo nord-ovest (verso nord) un ampliamento destinato ad ambulatorio, appoggiato all'edificio originario da tempo tale corpo risulta non utilizzato;
- 3) in angolo nord-ovest (verso ovest) un locale a servizio del centro civico, con struttura in mattoni portanti di laterizio semipieno Doppio Uni sp. 25cm, corree e solaio in laterocemento, appoggiato all'edificio originario;
- 4) in angolo nord-est (verso nord) un locale tecnico;
- 5) in angolo sud-ovest (verso sud) è stata costruita palestra in c.a. prefabbricato addossato all'edificio originario

1.3. ANALISI STORICO-CRITICA E RILIEVI

Il fabbricato è stato edificato alla seconda metà degli anni '60 ed è da sempre utilizzato come istituto scolastico. Esso è situato a ridosso del centro storico dell'abitato in un contesto urbano consolidato a destinazione residenziale. Si è risaliti ai progetti originali della struttura e si è verificato in sito la rispondenza del costruito a quanto progettato.

In accordo a quanto indicato al § 8.5.2 del D.M. 17/01/2018, il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

Nel caso in essere si è reperito il rilievo planoaltimetrico redatto da precedente professionista nell'ambito della valutazione di idoneità statica e sismica con le evidenze riscontrate in sito.

Le murature portanti in mattoni di laterizio pieno sono di spessore 25cm e quindi si è esclusa la presenza di eventuali doppi paramenti con possibili porzioni a sacco; le murature di testata parallele all'orditura dei solai (e che quindi portano solo il loro proprio peso) sono di spessore 12cm (Uni).

Non sono presenti giunti strutturali nell'edificio, nel progetto che riguarda il solo corpo principale si prevede la creazione di giunti sismici per disgiungere fisicamente le strutture.

In generale le murature portanti in mattoni pieni di laterizio spessore 25cm sono risultate in uno stato di qualità accettabile; meritano un commento

- a) la porzione di muratura in adiacenza alla palestra eseguito in lato sud successivamente all'edificio scolastico originario ed attaccato allo stesso; tale muratura presenta delle crepe in vari punti (quella più rilevante è con andamento diagonale, presente su entrambi i lembi del muro dell'aula didattica in lato sud e stuccata su entrambe le facce) dovute alla coazione forzata tra i due corpi fabbrica, che ha determinato effetti deformativi e possibili differenziali di fondazione anche se non evidenti, con l'insorgenza appunto di crepe di vario andamento e posizione (lungo i muri e nello spigolo muri-solai)
- b) il muro in lato nord (verso l'esterno) di fronte al locale tecnico che presenta una vistosa crepa diagonale stuccata, dovuta a cedimenti differenziali evidentemente accaduti in occasione dell'esecuzione delle fondazioni del locale tecnico e/o per altre cause specifiche localizzate; di fatto dalla documentazione recuperata e dalla ricostruzione storica dell'edificio non è stato possibile sapere se tale crepa era presente anche prima dell'esecuzione del locale tecnico ed eventualmente del corpo di ampliamento destinato ad ambulatorio

Le murature dell'ampliamento in lato ovest a servizio del Centro Civico sono in blocchi portanti di Doppio Uni sp.25cm e dalle ispezioni compiute risultano in buono stato.

Riguardo ai solai essi si trovano in buono stato di conservazione e non emergono frecce o lesioni di sorta come pure le murature che non presentano lesioni o dissesti visibili degni di particolare menzione.

Per quanto riguarda i solai, è previsto in separato appalto la messa in sicurezza nei confronti dello sfondellamento e pertanto non saranno oggetto di studio nel presente progetto.

Tutti i solai sono in latero-cemento.

Geometrie, spessori, armature e caratteristiche dei materiali sono come da progetto agli atti dell'ing. Mario Galli, confermati ed integrati dalle ispezioni a campione eseguite. I solai sono tutti monodirezionali ad eccezione del solaio dell'atrio di ingresso che risulta, sia da progetto che dalle indagini, di tipo bidirezionale.

Non si è provveduto ad ispezionare le fondazioni, anche a fronte dell'assenza di crepe (salvo 2 casi evidenziati) che possano far temere cedimenti del terreno;

Per quanto riguarda gli elementi secondari non strutturali, dalle ispezioni effettuate si è riscontrato che:

-gli intonaci delle facciate esterne sono ammalorati nella fascia bassa delle murature a causa dell'umidità risalente dal terreno ed in diverse zone a causa degli agenti atmosferici e dell'età dell'edificio;

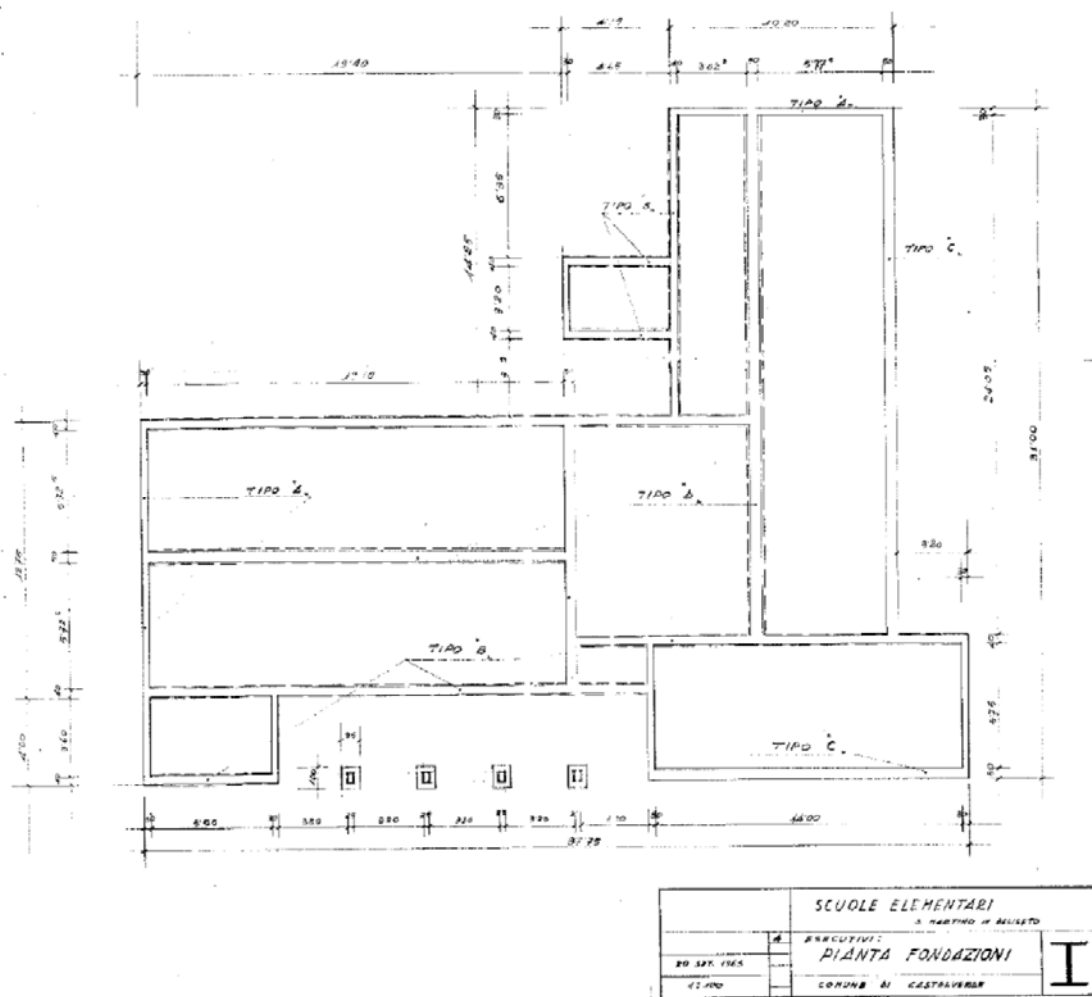
- all'interno gli intonaci dei muri e dei soffitti si presentano mediamente in un buono stato, salvo crepe sparse talvolta causate dal passaggio di impianti o dovute ad assestamenti e parziali cedimenti differenziali;

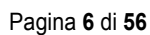
-i tavolati divisorii sono realizzati in muratura di forati e/o in cartongesso senza collegamenti alle murature portanti d'ambito né agli orizzontamenti;

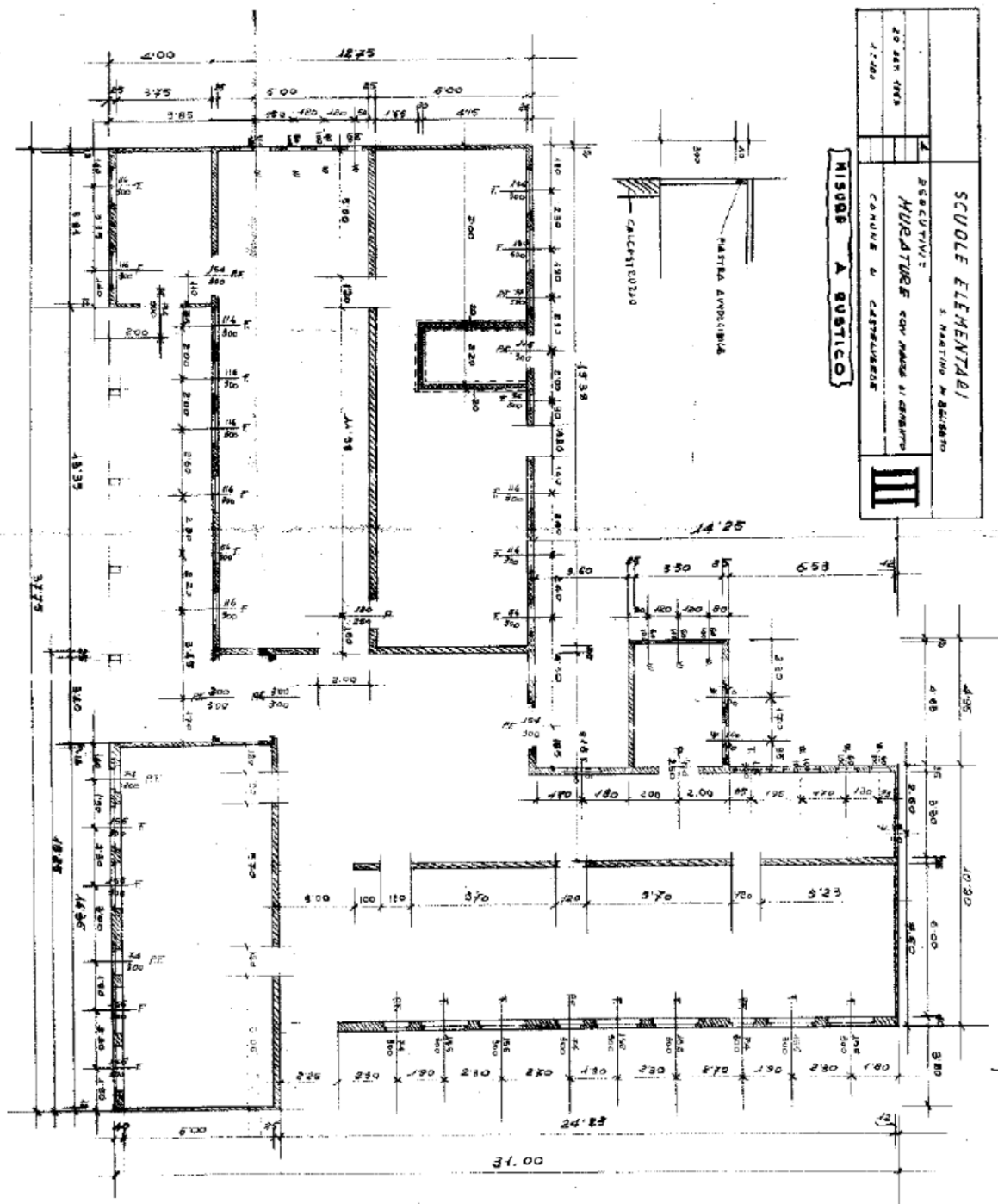
-le gronde sono in c.a. e sembrano in condizioni accettabili non presentando quindi all'apparenza rischi di vulnerabilità;

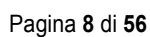
-le finestre sono di varie tipologie per lo più a vetro singolo e possono rappresentare una vulnerabilità in caso di sisma.

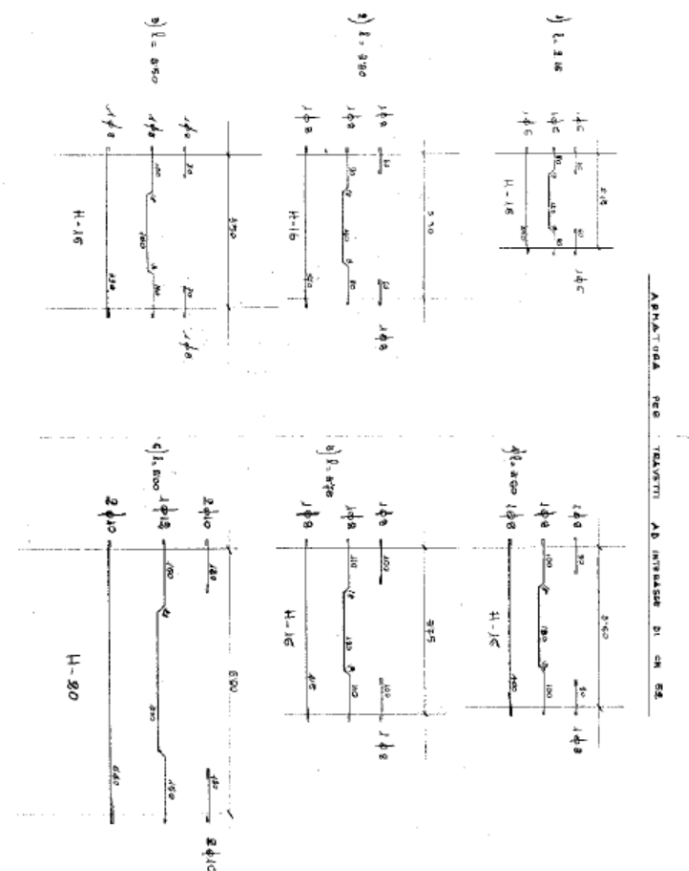
I progetti originali (disponibili agli atti) sono di seguito riportati quale estratto:



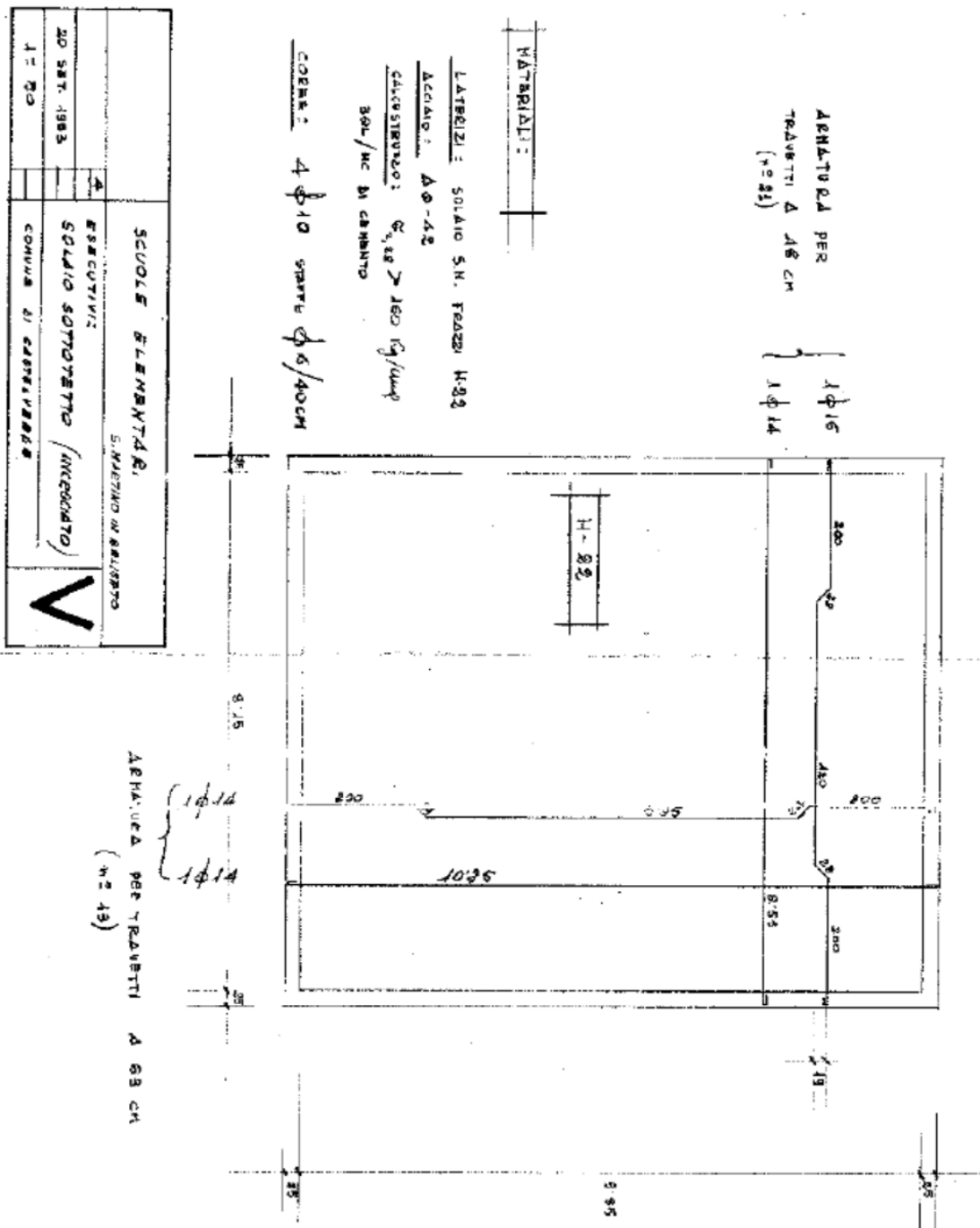


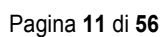




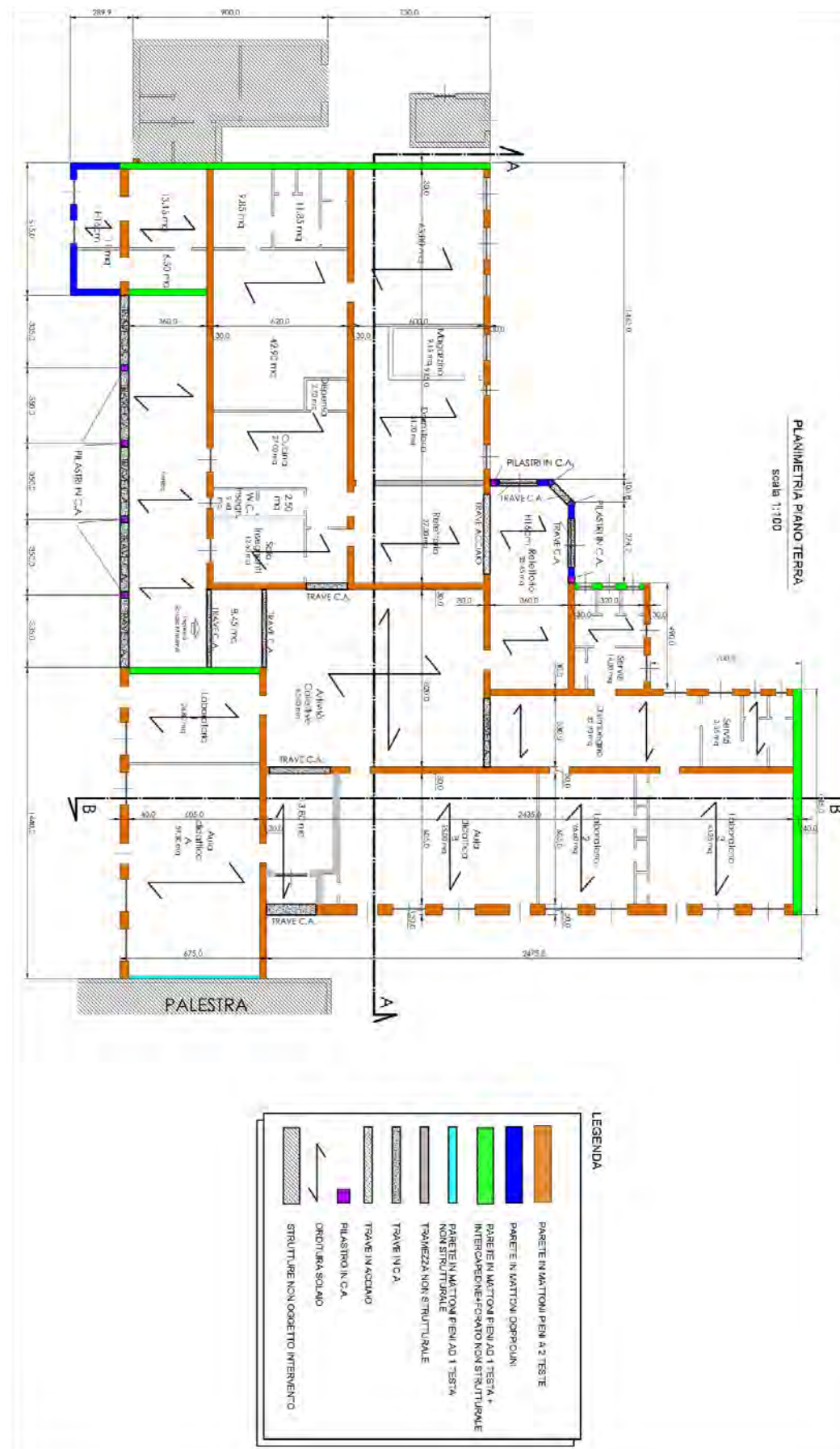


VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE INTERVENTO

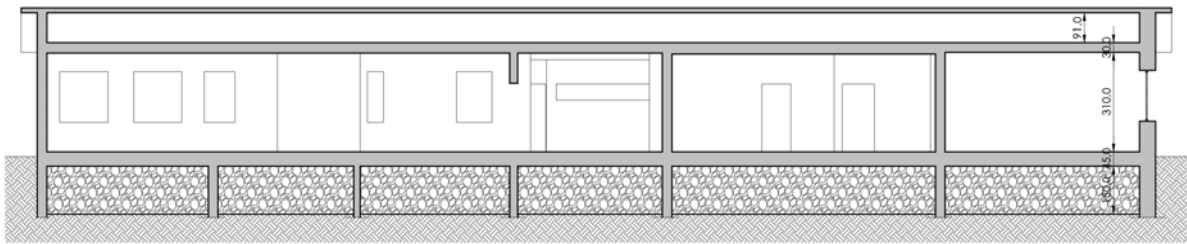




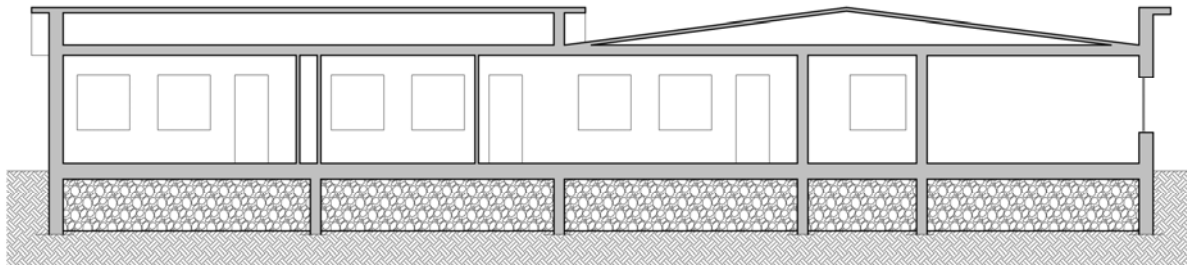
Il rilievo plano altimetrico ha restituito la seguente situazione:



SEZIONE A-A
scala 1:100



SEZIONE B-B
scala 1:100



Di seguito si riportano alcune fotografie di insieme









1.4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI

Per quanto attiene ai materiali è stato redatto approfondito piano di indagine sulla base del quale sono state eseguite sulle strutture una serie di prove che hanno restituito le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti le murature portanti (si veda in paragrafo 3 per le risultanze delle indagini e per il fattore di confidenza adottato e separato elaborato per l'esito delle prove).

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **DM 17/01/2018.** Norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare 21/01/2019 n°7.** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17-01-2018.

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1. MATERIALI STRUTTURE ESISTENTI

Le indagini sono consistite in 2 campagne rispettivamente una eseguita nel 2017 nell'ambito della valutazione della sicurezza svolta da altro professionista che si è focalizzata sulle opere in c.a ed una svolta nel 2020 che si è focalizzata sulle murature (vedere separato elaborato per le risultanze delle indagini).

Complessivamente sulle strutture sono state eseguite le seguenti indagini:

- N.1 PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINO CILINDRICO IN CALCESTRUZZO
- VALUTAZIONE DELLA PROFONDITA' DELLA CARBONATAZIONE DEL CALCESTRUZZO
- N.8 INDAGINI PACOMETRICHE
- N.3 INDAGINI SONREB SUL CALCESTRUZZO
- N.3 PROVE CON MICRODUROMETRO VICKERS PER LE BARRE DI ACCIAIO
- N.3 PROVE SULLE MURATURE CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO
- N.3 PROVE PETROGRAFICHE SULLE MALTE

Le indagini effettuate permettono di caratterizzare gli elementi strutturali come meglio dettagliato di seguito:

3.1.1. Muratura

Le prove con martinetti piatti doppi hanno permesso di valutare una resistenza a compressione della muratura esistente prossima al valor medio della tabella C8.5.I. per la tipologia di muratura in esame.

Di conseguenza si è ritenuto opportuno adottare, una resistenza a compressione della muratura pari a tale valore medio.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

*Al fine di tenere in conto delle masse associate all'intonaco e dell'incidenza in termini di massa dei sopra e sotto finestra non modellati quali elementi strutturali si assegna quale peso specifico convenzionale di calcolo alla parete strutturale in muratura in mattoni pieni un $W_{calcolo} = 19 \text{ KN/mc}$.

Con:

$$f = 3.45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_0 = 0.09 \text{ Mpa}$$

$$f_{v0} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$E = 1500 \text{ Mpa}$$

$$G = 500 \text{ Mpa}$$

$$W_{calcolo} = 19 \text{ KN/mc}$$

la circolare NTC prevede per le murature in mattoni pieni e malta di calce i seguenti coefficienti maggiorativi:

- connessione trasversale $c=1,3$

- Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

- malta buona $c = f_m^{0,35} = 3,45^{0,35} = 1,54$

a favore della sicurezza si considera quale coefficiente moltiplicativo il minore dei 2 i valori di calcolo.

La muratura esistente di calcolo quindi si assume abbia i seguenti parametri:

$f = 4,49$ Mpa

$\tau_0 = 0.12$ Mpa

$f_{v0} = 0.26$ Mpa

$E = 1500$ Mpa

$G = 500$ Mpa

$W_{calcolo} = 19$ KN/mc

Nel caso dell'annesso realizzato con Doppio UNI si adottano i valori medi della tabella seguente:

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{p0} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

*Al fine di tenere in conto delle masse associate all'intonaco e dell'incidenza in termini di massa dei sopra e sottofinestre non modellati quali elementi strutturali si assegna quale peso specifico convenzionale di calcolo alla parete strutturale in

muratura semipieni doppio UNI un $W_{calcolo} = 16 \text{ KN/mc}$.

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con fattore di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali.

Per quanto riguarda il coefficiente di sicurezza del materiale, si fa riferimento alla Tabella 4.5.II del D.M. 17/01/2018; per elementi resistenti di categoria II (§11.10.1) e classe di esecuzione 2 (§4.5.6.1) si ha:

Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_M = 3,0$

Coefficiente parziale di sicurezza per verifiche sismiche: $\gamma_M = 2,0$

Per una più completa definizione si veda l'elaborato relativo alle indagini sui materiali allegato al presente progetto.

3.1.2. Calcestruzzi

La resistenza caratteristica di calcolo del calcestruzzo viene valutata utilizzando la trattazione delle NTC2018 ove il numero dei campioni sia < 8 ovvero:

$$f_{Copera \text{ medio}} \geq 0.85 \cdot f_{cm}$$

$$f_{Copera \text{ medio}} \geq 0.85 \cdot (f_{ck} + 8)$$

$$f_{ck} = (f_{Copera \text{ medio}} - 0.85 \cdot 8) / 0.85$$

$$R_{C \text{ opera medio}} = 19.10 \text{ Mpa}$$

$$f_{C \text{ opera medio}} = 0.83 \cdot 19.10 = 15.86 \text{ Mpa}$$

$$f_{ck} = (15.86 - 0.85 \cdot 8) / 0.85 = 10.66 \text{ Mpa}$$

3.1.3. Acciaio armatura lenta

Parametri medi prove V1 e V2

$$f_t = 475 \text{ Mpa}$$

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957			D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974				
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥22	≥32	≥38	≥41	≥44	≥22	≥32	≥38	≥44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥34	≥50	≥46	≥50	≥55	≥34	≥50	≥46	≥55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥24	≥23	≥14	≥14	≥12	≥24	≥23	≥14	≥12

3.1.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Sulla base delle succitate informazioni di partenza, il livello di conoscenza dell'opera che si è prefissato di raggiungere è
Muratura= LC2: Conoscenza Adeguata.

Calcestruzzi ed acciai= LC2: Conoscenza Adeguata.

MURATURA

Fattore di Confidenza (LC2): 1,20 FC

CALCESTRUZZI ED ACCIAI

Fattore di Confidenza (LC2): 1,20 FC

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'attività di indagine è finalizzata alla caratterizzazione sismica del terreno di fondazione in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17.01.18, che costituiscono a loro volta uno sviluppo (dal punto di vista della classificazione sismica del terreno di fondazione) delle O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2009.

In accordo con tali Ordinanze, il comune di Castelveverde ricade in classe 3. A tale categoria la normativa assegna al parametro a_g il valore di 0,05 g.

Dalla relazione geologica e sismica allegata al PGT i suoli nella frazione di S.Martino in Beliseto sono assimilabili alla categoria C. I valori soglia indicati dalla scheda regionale nel comune di Castelveverde, per suoli di tipo C, sono di 0.9 e di 1.3 rispettivamente per edifici con periodo inferiore a 0.5 s (bassi e rigidi) e superiore a 0.5.

Il risultato comune è che i valori di F_a calcolati sono più elevati di quelli forniti dalla regione Lombardia, per gli edifici con periodo inferiore. Pertanto, in fase progettuale, in tutte le aree indagate soggette a predominante rischio di tipo litologico (scenario di PSL Z4) per questa tipologia di edificio sono necessarie indagini di III livello oppure dovranno essere utilizzati gli spettri di normativa validi per la categoria di suolo sismico D.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. STATO DI FATTO

5.1.1. Murature

Peso specifico muratura in mattoni pieni e malta di calce	19 KN/mc * vedi 3.1.1
Peso specifico muratura in doppio UNI e malta di calce	16 KN/mc * vedi 3.1.1
Peso specifico elementi in cls	25 KN/mc

5.1.2. Solaio bidirezionale sp 22 cm

Peso proprio solaio (laterocemento 16+6)	2.80 KN/mq
Peso intonaco (sp 2 cm γ 21 KN/mc)	0.42 KN/mq
Peso muricci a gelosia	1.00 KN/mq
Peso lastre fibrocemento	0.50 KN/mq
Peso guaina	0.20 KN/mq
Peso coibentazione	<u>0.10 KN/mq</u>
Totale pesi e p.p.	5.02 KN/mq

5.1.3. Solai monodirezionale sp 20 cm

Peso proprio solaio (laterocemento 16+4)	2.30 KN/mq
Peso intonaco (sp 2 cm γ 21 KN/mc)	0.42 KN/mq
Peso muricci a gelosia	1.00 KN/mq
Peso lastre fibrocemento	0.50 KN/mq
Peso guaina	0.20 KN/mq
Peso coibentazione	<u>0.10 KN/mq</u>
Totale pesi e p.p.	4.52 KN/mq

5.1.4. Solai monodirezionale sp 16 cm

Peso proprio solaio (laterocemento 12+4)	2.00 KN/mq
Peso intonaco (sp 2 cm γ 21 KN/mc)	0.42 KN/mq
Peso muricci a gelosia	1.00 KN/mq
Peso lastre fibrocemento	0.50 KN/mq
Peso guaina	0.20 KN/mq

Peso coibentazione	<u>0.10 KN/mq</u>
Totale pesi e p.p.	4.22 KN/mq

5.1.5. Gronde

*ai fini della simulazione agli e.f. le gronde sono schematizzate quale carico equivalente sulle pareti perimetrali pari a $0.5 \times 0.2 \times 25 = 2.50 \text{ KN/ml}$

5.1.6. Neve in copertura

- Regione: Lombardia
- Provincia: Cremona
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m. a_s : 60,00 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione C_E : 1,0
- Coefficiente termico C_t : 1,00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ($T_R=50$ anni) q_{sk} : 15,00 kN/m²
- Angolo α_1 della falda 1 sull'orizzontale: 18°
- Angolo α_2 della falda 2 sull'orizzontale: 18,00°
- Coefficiente di forma $\mu_1(\alpha_1)$: 0,80
- Coefficiente di forma $\mu_1(\alpha_2)$: 0,80

Caso (i) - Carico neve in assenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 12,00 kN/m²
- Carico neve su falda 2 q_2 : 12,00 kN/m²

Caso (ii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 6,00 kN/m²
- Carico neve su falda 2 q_2 : 12,00 kN/m²

Caso (iii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 12,00 kN/m²
- Carico neve su falda 2 q_2 : 6,00 kN/m²

5.1.7. Azione del vento

L'azione del vento, in accordo con le prescrizioni di cui al DM 2018, è stata analizzata mediante un'azione statica equivalente utilizzando le seguenti espressioni:

$$p = q_r * C_e * C_p * C_d$$

con:

q_r = pressione cinetica di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

C_p = coefficiente di forma

c_d = coefficiente dinamico

di seguito si riportano i valori relativi ai coefficienti ed alla spinta per travi ad anima piena

Dati sito

Dati sito

- Regione: Lombardia
- Provincia: Cremona
- v_0 : 25,00 m/s
- a_0 : 1.000,00 m
- k_s : 0,45 s⁻¹
- Zona: 1
- Classe di rugosità: B
- Distanza dalla costa: 200,00 km
- Categoria di esposizione: IV
- k_r : 0,22
- z_0 : 0,30 m
- z_{min} : 8,00 m
- Quota s.l.m.m.: 60,00 m
- Pendenza falda α : 18,00 °
- Altezza edificio sul p.c.: 4,00 m
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- Coefficiente di topografia c_t : 1,00
- Coefficiente dinamico c_d : 1,00
- Coefficiente di esposizione c_e : 1,91
- α_R : 1,00
- v_b : 25,00 m/s
- $v_b(T_R)$: 25,02 m/s
- $q_b(T_R)$: 391,20 N/m²

Caso (1): Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie <33% di quella totale

Coefficienti di pressione

- $c_{pe,1} = 0,8$
- $c_{pe,2} = -0,4$
- $c_{pe,3} = -0,4$
- $c_{pe,4} = -0,4$
- $c_{pi} = \pm 0,2$

Pressioni del vento (area interna in pressione)

- $p_1 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -0,45 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = -0,45 \text{ kN/m}^2$
- $p_4 = -0,45 \text{ kN/m}^2$

Pressioni del vento (area interna in depressione)

- $p_1 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -0,15 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = -0,15 \text{ kN/m}^2$

- $p_4 = -0,15 \text{ kN/m}^2$

Caso (2): Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie $\geq 33\%$ di quella totale

Coefficienti di pressione

- $c_{pe,AB} = 0,8$
- $c_{pe,2} = -0,4$
- $c_{pe,3} = -0,4$
- $c_{pe,4} = -0,4$
- $c_{pi,sop} = 0,8$
- $c_{pi,sot} = -0,5$
- $c_{pi,AB} = -0,2$

Pressioni del vento (apertura sopravento)

- $p_{AB} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -0,90 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = -0,90 \text{ kN/m}^2$
- $p_4 = -0,90 \text{ kN/m}^2$

Pressioni del vento (apertura sottovento)

- $p_1 = 0,97 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
- $p_{AB} = -0,15 \text{ kN/m}^2$

Caso (3): Costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie $\geq 33\%$ di quella totale

Coefficienti di pressione

- $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1.2$
- $c_{pi} = \pm 0.2$

Pressioni del vento

- $p_1 = 0,90 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -0,15 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = -0,15 \text{ kN/m}^2$
- $p_4 = -0,90 \text{ kN/m}^2$

*La condizione e combinazione di carico con vento non è dimensionante in quanto fornisce risultati inferiori alla combinazione sismica.

5.2. AZIONE DEL SISMA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la

determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Essa è definita, inoltre, in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 delle NTC 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle NTC 2018.

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

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

In allegato alla normativa è possibile trovare per tutti i siti ubicati sul territorio nazionale i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

L'azione sismica è stata definita, in accordo con il progetto definitivo e secondo quanto indicato dalle NTC 2018 ed in particolare:

- Classe III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi
- $V_n = 50$ anni – Costruzioni ordinarie.

Trattandosi di una manutenzione straordinaria di metà vita, ai fini della valutazione dello spettro sismico viene utilizzato un $V_n=50$ anni che rispecchia l'orizzonte temporale di riferimento per la vita residua della struttura.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione è caratterizzata da non regolarità in pianta e regolarità in altezza considerando un comportamento non dissipativo (ND).

Parametri fattore in direzione x e y

Sistema costruttivo:	muratura
Tipologia strutturale:	costruzioni di muratura ordinaria
Definizione rapporto α_u/α_1 :	media tra 1 e il valore da normativa
Riferimento normativo α_u/α_1 :	costruzioni di muratura ordinaria
Valore rapporto $\alpha_u/\alpha_1 =$	1.350
Valore base fattore $q_0 = 1.750 \alpha_u/\alpha_1 =$	2.363
Fattore di regolarità $K_R =$	1.0
Fattore dissipativo $q_D = q_0 \cdot K_R =$	2.363
Fattore non dissipativo $q_{ND} = 2/3 \cdot q_D =$	1.500 (≤ 1.5)

Fattori di comportamento utilizzati

	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	2.363	1.500
q SLU y	2.363	1.500
q SLU z	1.500	1.500

Il coefficiente di struttura q è stato assunto pari a 1.5

Ai fini della suddetta analisi, sono stati utilizzati i seguenti dati in input:

Ubicazione struttura:	Castelveverde (Provincia di Cremona);
	LATITUDINE 45.2150 N
	LONGITUDINE 9.9852 E

Vita nominale della struttura:	50 anni;
Classe d'uso della struttura: III	$C_u = 1.5$ (coefficiente di utilizzo)
Periodo di riferimento dell'azione sismica:	$T_R = 75$ anni;
Categoria di sottosuolo	D;
Categoria superficie topografica	T1.

Spettro di risposta di progetto SLD orizzontale

$a_g = 0.0458 \text{ g}$; $F_0 = 2.5370$; $TC^* = 0.2513 \text{ s}$;
 $TB = 0.2090 \text{ s}$; $TC = 0.6270 \text{ s}$; $TD = 1.7830 \text{ s}$; $S = 1.8000$; $csi = 5.0000$

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec ²
1	0.000000	0.0825	80.8637
2	0.020900	0.0951	93.2924
3	0.041800	0.1078	105.7212
4	0.062700	0.1205	118.1499
5	0.083600	0.1332	130.5787
6	0.104500	0.1458	143.0074
7	0.125400	0.1585	155.4362
8	0.146300	0.1712	167.8649
9	0.167200	0.1838	180.2936
10	0.188100	0.1965	192.7224
11	0.209000	0.2092	205.1511
12	0.627000	0.2092	205.1511
13	0.742590	0.1766	173.2177
14	0.858180	0.1528	149.8867
15	0.973770	0.1347	132.0946
16	1.089360	0.1204	118.0783
17	1.204950	0.1089	106.7511
18	1.320540	0.0993	97.4069
19	1.436130	0.0913	89.5669
20	1.551720	0.0845	82.8950
21	1.667310	0.0787	77.1481
22	1.782900	0.0736	72.1504
23	1.783000	0.0736	72.1423
24	2.004700	0.0582	57.0682
25	2.226400	0.0472	46.2686
26	2.448100	0.0390	38.2679
27	2.669800	0.0328	32.1762
28	2.891500	0.0280	27.4313
29	3.113200	0.0241	23.6635
30	3.334900	0.0210	20.6218
31	3.556600	0.0185	18.1310
32	3.778300	0.0164	16.0657
33	4.000000	0.0146	14.3342

Spettro di risposta di progetto SLV orizzontale

$a_g = 0.0981 \text{ g}$; $F_0 = 2.5643$; $TC^* = 0.3000 \text{ s}$;
 $TB = 0.2280 \text{ s}$; $TC = 0.6850 \text{ s}$; $TD = 1.9930 \text{ s}$; $S = 1.8000$; $q = 1.5000$

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec ²
1	0.000000	0.1767	173.2364
2	0.022800	0.1892	185.5281
3	0.045600	0.2017	197.8198
4	0.068400	0.2143	210.1115
5	0.091200	0.2268	222.4032
6	0.114000	0.2393	234.6949
7	0.136800	0.2519	246.9866
8	0.159600	0.2644	259.2783
9	0.182400	0.2769	271.5700
10	0.205200	0.2895	283.8617

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE INTERVENTO

11	0.228000	0.3020	296.1535
12	0.685000	0.3020	296.1535
13	0.815790	0.2536	248.6732
14	0.946580	0.2185	214.3138
15	1.077370	0.1920	188.2966
16	1.208160	0.1712	167.9125
17	1.338950	0.1545	151.5106
18	1.469740	0.1407	138.0279
19	1.600530	0.1292	126.7487
20	1.731320	0.1195	117.1737
21	1.862110	0.1111	108.9437
22	1.992900	0.1038	101.7939
23	1.993000	0.1038	101.7888
24	2.193700	0.0857	84.0157
25	2.394400	0.0719	70.5215
26	2.595100	0.0612	60.0353
27	2.795800	0.0527	51.7252
28	2.996500	0.0459	45.0284
29	3.197200	0.0403	39.5526
30	3.397900	0.0357	35.0182
31	3.598600	0.0318	31.2211
32	3.799300	0.0286	28.0096
33	4.000000	0.0258	25.2694

Spettro di risposta di progetto SLD verticale

ag= 0.0458 g; TC*= 0.2513 s; Fv= 0.7330;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; csi= 5.0000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec^2
1	0.000000	0.0132	12.9797
2	0.005000	0.0153	14.9747
3	0.010000	0.0173	16.9697
4	0.015000	0.0193	18.9646
5	0.020000	0.0214	20.9596
6	0.025000	0.0234	22.9546
7	0.030000	0.0254	24.9496
8	0.035000	0.0275	26.9445
9	0.040000	0.0295	28.9395
10	0.045000	0.0315	30.9345
11	0.050000	0.0336	32.9295
12	0.150000	0.0336	32.9295
13	0.234990	0.0214	21.0197
14	0.319980	0.0157	15.4367
15	0.404970	0.0124	12.1970
16	0.489960	0.0103	10.0813
17	0.574950	0.0088	8.5910
18	0.659940	0.0076	7.4847
19	0.744930	0.0068	6.6307
20	0.829920	0.0061	5.9517
21	0.914910	0.0055	5.3988
22	0.999900	0.0050	4.9404
23	1.000000	0.0050	4.9394
24	1.300000	0.0030	2.9227
25	1.600000	0.0020	1.9295
26	1.900000	0.0014	1.3683
27	2.200000	0.0010	1.0205
28	2.500000	0.0008	0.7903
29	2.800000	0.0006	0.6300
30	3.100000	0.0005	0.5140
31	3.400000	0.0004	0.4273

32	3.700000	0.0004	0.3608
33	4.000000	0.0003	0.3087

Spettro di risposta di progetto SLV verticale

ag= 0.0981 g; TC*= 0.3000 s; Fv= 1.0840;

TB= 0.0500 s; TC= 0.1500 s; TD= 1.0000 s; Ss= 1.0000 ; q= 1.5000

n	T(sec)	S(T) g	S(T) cm/sec^2
1	0.000000	0.0415	40.6843
2	0.005000	0.0444	43.5710
3	0.010000	0.0474	46.4577
4	0.015000	0.0503	49.3444
5	0.020000	0.0533	52.2311
6	0.025000	0.0562	55.1178
7	0.030000	0.0591	58.0045
8	0.035000	0.0621	60.8912
9	0.040000	0.0650	63.7778
10	0.045000	0.0680	66.6645
11	0.050000	0.0709	69.5512
12	0.150000	0.0709	69.5512
13	0.234990	0.0453	44.3963
14	0.319980	0.0332	32.6042
15	0.404970	0.0263	25.7616
16	0.489960	0.0217	21.2929
17	0.574950	0.0196	19.2485
18	0.659940	0.0196	19.2485
19	0.744930	0.0196	19.2485
20	0.829920	0.0196	19.2485
21	0.914910	0.0196	19.2485
22	0.999900	0.0196	19.2485
23	1.000000	0.0196	19.2485
24	1.300000	0.0196	19.2485
25	1.600000	0.0196	19.2485
26	1.900000	0.0196	19.2485
27	2.200000	0.0196	19.2485
28	2.500000	0.0196	19.2485
29	2.800000	0.0196	19.2485
30	3.100000	0.0196	19.2485
31	3.400000	0.0196	19.2485
32	3.700000	0.0196	19.2485
33	4.000000	0.0196	19.2485

Secondo il DM 17/01/2018, il sisma va applicato secondo 3 direzioni principali EX, EY, EZ, e si effettua la combinazione

sismica: $A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez}$

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo il DM 17/01/2018, i valori caratteristici delle azioni, i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni e i coefficienti per le azioni variabili per i diversi tipi di combinazione sono definiti in base al paragrafo 2.5.2 e 2.5.3.

Si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 valore caratt. delle azioni da peso proprio;

G_2 valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;

Q_{k1} valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;

P valore caratt. delle deformazioni impresse;

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali per le azioni;

ψ_{0i} coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

Combinazioni S.L.E:

- Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente :

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente :

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica (per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

In particolare si considerano 3 direzioni principali secondo cui si effettuano le combinazioni sismiche (E_x, E_y, E_z):

$$A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez}$$

- Combinazione eccezionale (per gli stati limite ultimi connessi all'azione eccezionale di progetto A_d):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Ed i coefficienti di combinazione Ψ sono assunti pari alla categoria C di cui alla tabella 2.5.I ($\Psi_{0j}=0.7$; $\Psi_{1j}=0.7$; $\Psi_{2j}=0.6$).

7. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

In accordo a quanto indicato nel § 8.3. delle NTC . D.M. 17/01/2018, *"la valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.*

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- ☐ *l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;*
- ☐ *l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);*
- ☐ *sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.*

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 delle NTC D.M. 17/01/2018.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζE tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

Conformemente a quanto prescritto al §8.4.2 del D.M. 17/01/2018, *il progetto e la valutazione della sicurezza saranno estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali.* Il medesimo punto normativo, per la fattispecie degli interventi di miglioramento di costruzioni in classe d'uso III ad uso scolastico e di classe d'uso IV **il valore di ζE , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6.**

La verifica del fabbricato è stata condotta con riferimento al § 8.7.1 del D.M. 17/01/2018, che regola la progettazione di costruzioni in muratura esistenti in presenza di azioni sismiche.

Nelle costruzioni esistenti in muratura, in particolare negli edifici, si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza e scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, si applica quanto prescritto ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2 e 7.8.3 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.7.1.5 delle NTC.

Infine si è condotta l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi con il metodo dell'*analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico*.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

I dimensionamenti effettuati tengono conto della normativa per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 17/01/2018.

Le verifiche di resistenza del terreno e del sistema di fondazione non sono significative ai sensi di quanto disposto dal § 8.3 :

la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

– nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;

NESSUN DISSESTO PRESENTE DEGNO DI MENZIONE

– siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

NESSUNA MODIFICA E POSSIBILITA' DI RIBALTAMENTO O SCORRIMENTO (FONDAZIONI CONTINUE E COLLEGATE)

– siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

LA LIQUEFAZIONE DEL TERRENO E' ESCLUSA

8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE

8.1. VERIFICHE GLOBALI

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche relative all'edificio esistente e rinforzato con esplicitati i modelli di calcolo ed i risultati del calcolo sotto forma di mappe complessive.

Per il dettaglio del modello e dei risultati di calcolo si rimanda all'allegato fascicolo dei calcoli riportato in appendice alla presente relazione.

8.1.1. Modellazione della struttura

Si procede all'analisi del comportamento globale della struttura mediante un modello ad e.f. realizzato con il programma di calcolo Prosap e-time (build 2020-01-187) prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \begin{aligned} \mathbf{K} &= \text{matrice di rigidezza} \\ \mathbf{u} &= \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} &= \text{vettore forze nodali} \end{aligned}$$

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo <i>TRUSS</i>	(biella-D2)
Elemento tipo <i>BEAM</i>	(trave-D2)
Elemento tipo <i>MEMBRANE</i>	(membrana-D3)
Elemento tipo <i>PLATE</i>	(piastra-guscio-D3)
Elemento tipo <i>BOUNDARY</i>	(molla)
Elemento tipo <i>STIFFNESS</i>	(matrice di rigidezza)
Elemento tipo <i>BRICK</i>	(elemento solido)
Elemento tipo <i>SOLAIO</i>	(macro elemento composto da più membrane)

Il modello della struttura è tridimensionale e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

I solai sono considerati infinitamente rigidi.

Viene considerata, nei solai una percentuale di dibirezionalità pari al 10% nella direzione ortogonale a quella dei travetti.

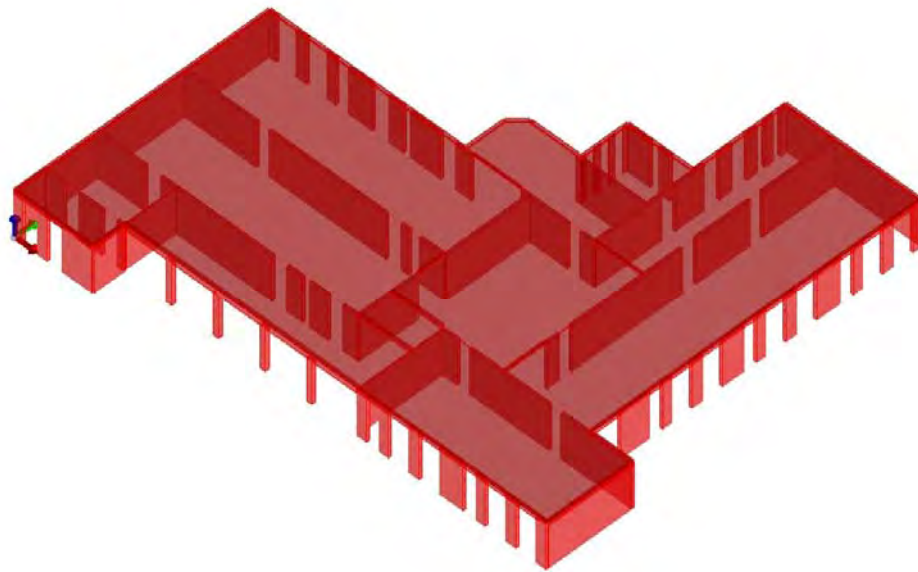
Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti sono rappresentati unicamente in termini di massa.

L'analisi sismica impiegata è del tipo "sismica statica equivalente".

Il modello è costituito da:

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	892
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	136
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	522
elementi solaio	11
elementi solidi	0

Nella rappresentazione seguente è riportato il modello 3d della struttura.



Nodi: 892 (892); D2: 136 (136); D3: 522 (522); Solai: 11 (11);

2679.16, -917.41, 0.0

[L]=cm [P]=daN

Come detto i tamponamenti ed i sottofinestra aventi spessore inferiore ai maschi murari principali non sono inseriti nel modello quali elementi plate ma solo in termini di massa in quanto non sismicamente significativi per quanto riguarda le rigidezze.

Il tetto è inserito quale carico equivalente sul solaio di copertura.

8.1.2. Criteri di resistenza adottati e verifiche di sicurezza

Il modello di calcolo adottato è finalizzato all'analisi di strutture in muratura ordinaria e armata (nuove ed esistenti) o miste in muratura con altre tipologie strutturali (quali cemento armato o acciaio).

Le pareti sono propriamente gli elementi portanti, mentre i solai, oltre a distribuire i carichi verticali sulle pareti, sono considerati come elementi di irrigidimento nel piano, da cui dipende la distribuzione tra le varie pareti delle azioni orizzontali. Il ruolo degli orizzontamenti è di rilevante interesse determinando il grado di accoppiamento e la modalità di distribuzione delle azioni sugli elementi resistenti.

Per quanto concerne i **criteri di resistenza** adottati, i meccanismi di rottura connessi all'azione orizzontale considerati per il calcolo dei maschi murari sono quelli riconducibili ad una crisi per pressoflessione o per taglio. In quest'ultimo caso si includono meccanismi fessurativi di diversa natura, ascrivibili all'effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali, in combinazione con le componenti di compressione verticale. Riassumendo si possono distinguere le seguenti principali modalità di rottura:

- per pressoflessione
- per taglio e scorrimento

Discriminante per l'attivazione del meccanismo effettivo è una combinazione di fattori di diversa natura: la geometria del pannello (in particolare in termini di snellezza), le condizioni al contorno, l'entità del carico assiale e le caratteristiche geometriche e meccaniche dei componenti (elementi e malta) della muratura considerata.

Pressoflessione nel piano

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso delle sezioni d'estremità. La resistenza ultima per pressoflessione può essere calcolata assumendo per la zona compressa uno stress-block rettangolare.

Dalla scrittura delle equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione è possibile ottenere il momento resistente della sezione presso inflessa:

$$M_{u, flex} = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{\kappa f_d l t} \right) = \frac{\sigma_0 l^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_d} \right)$$

dove:

- t è lo spessore del pannello,
- l è la larghezza del pannello,
- f_d è la resistenza a compressione della muratura,
- κ definisce l'ampiezza dello stress-block (usualmente $\kappa = 0.85 \div 1$),
- N è la normale agente sulla sezione,
- σ_0 è la tensione normale di compressione media.

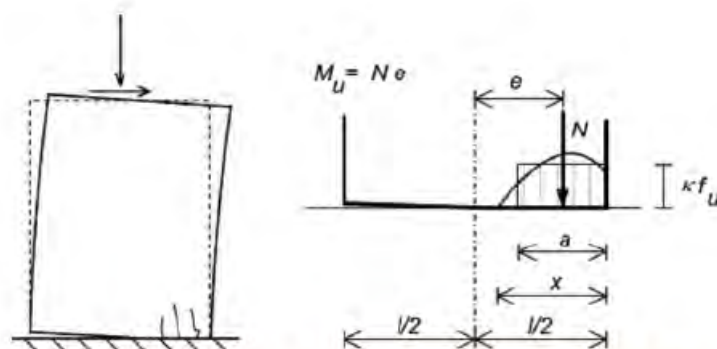


Figura 62: Ribaltamento e parzializzazione (Magenes et al., 2001).

Taglio

Il meccanismo a taglio-scorrimento è associato alla formazione di fessure orizzontali nei giunti di malta che divengono potenziali piani di scorrimento. Questo meccanismo è favorito da bassi livelli dei carichi verticali e bassi valori del coefficiente d'attrito. La resistenza ultima a taglio può essere valutata come segue:

$$V_{u,sl} \leq f_v \cdot t \cdot l'$$

dove

t è lo spessore del pannello,

l' è la lunghezza della zona compressa della sezione,

f_v è la resistenza a taglio della muratura.

La resistenza a taglio f_v è data da un criterio di resistenza alla Coulomb, sommando un contributo dovuto alla coesione ad uno dovuto all'attrito:

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma_0 \leq f_{v,lim}$$

in cui

σ_0 è la tensione normale media agente sulla parte compressa della sezione,

μ è il coefficiente d'attrito (solitamente assunto pari a 0,4),

f_{v0} è la resistenza iniziale a taglio in assenza di compressione,

$f_{v,lim}$ è il valore limite superiore della resistenza a taglio (fessurazione degli elementi).

Considerando la condizione di parzializzazione della sezione, si determina la lunghezza della porzione compressa l' .

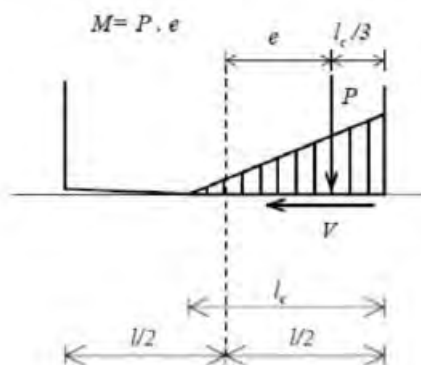


Figura 63: Parzializzazione e larghezza efficace (Magenes et al., 2001).

Il meccanismo di danno per taglio-trazione con fessurazione diagonale è governato dalla formazione e dallo sviluppo di fessure diagonali inclinate, che possono seguire l'andamento dei giunti di malta oppure interessare gli elementi stessi.

Il criterio del massimo sforzo principale di trazione è derivato dagli studi di Turnsek e Cacovic (1971) che ipotizzarono che la rottura per taglio avesse luogo quando lo sforzo principale di trazione raggiunge un valore limite f_{tu} , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura.

In tal modo si assume che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza. La resistenza ultima a taglio-trazione può essere quindi ottenuta come segue:

$$V_{u,diag} = \frac{f_m l t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_m}}$$

dove

σ_0 è la tensione normale di compressione media,

b varia con il rapporto di forma h/l (usualmente $1 \leq b \leq 1,5$),

f_{tu} è la resistenza a trazione convenzionale della muratura, che può essere espressa come $f_{tu} = 1,5\tau_0$, con τ_0 resistenza a taglio di riferimento della muratura.

Il modello bilineare elastico-perfettamente plastico non incrudente adottato è descritto da un tratto iniziale in cui l'elemento si comporta come una trave elastica deformabile a taglio (secondo la formulazione di Timoshenko) seguito da un ramo plastico in cui i valori di taglio e momento si mantengono pari a quelli massimi della curva di dominio (l'elemento può sopportare incrementi di deformazione ma non di carico). Il § 7.8.1.5.4 delle NTC 2018 riportano infatti che *i pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2. e 7.8.3.2.*

I punti richiamati dalla norma si riferiscono ai punti precedentemente citati in cui sono formulati il criterio di resistenza a pressoflessione ed a taglio nella versione di Mohr-Colomb. Unendo le informazioni riportate nei §§ 7.8.2.2. e 7.8.3.2. si deduce che raggiunta la resistenza massima, secondo uno dei criteri indicati, l'elemento non possa subire aumenti di carico ma si possa ancora deformare finché non si raggiunge lo spostamento ultimo.

Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

8.1.3. Esito verifiche sulla struttura esistente

In forma sintetica si riportano di seguito le verifiche di resistenza dell'edificio (statiche e sismiche).

In particolare è stata implementata una scansione delle verifiche al progressivo aumentare della percentuale di accelerazione sismica considerata.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC. Nel caso in questione le verifiche sono condotte nei confronti dell'SLV.

Nelle tabelle che seguono sono evidenziati in rosso le porzioni di struttura che, per l'accelerazione al piede considerata, non soddisfano una o nessuna delle verifiche di cui ai §7.8.2.2.1 (verifica di pressoflessione nel piano), §7.8.2.2.2 (verifica a taglio) e §7.8.2.2.3 (verifica a pressoflessione ortogonale al piano) o snellezza (§7.8.2.2.2).

8.1.3.1 Verifica statica

Le verifiche della struttura esistente hanno restituito i seguenti risultati:

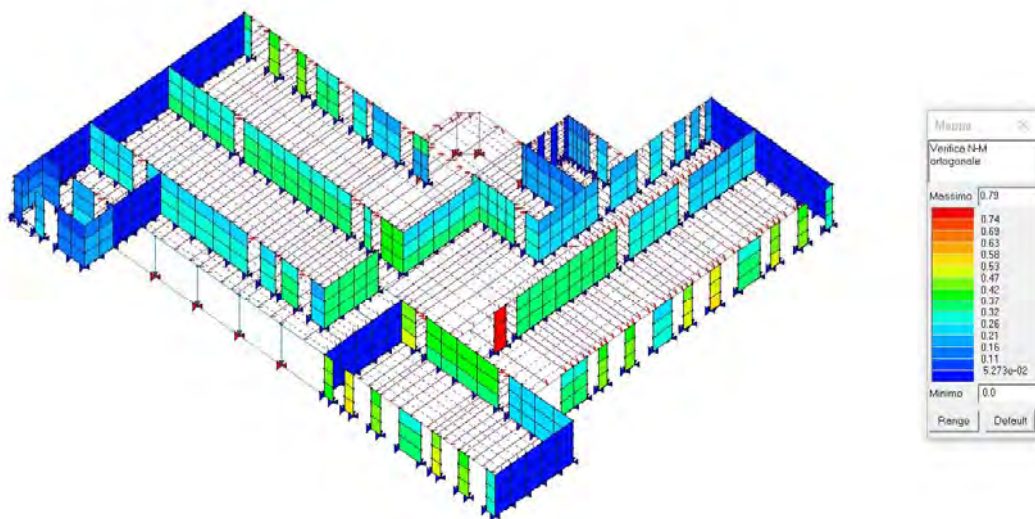


figura 1 – Verifica maschi murari in condizione statica (ok se < 1)

8.1.3.2 Verifica sismica

Le verifiche della struttura esistente hanno restituito i seguenti risultati:

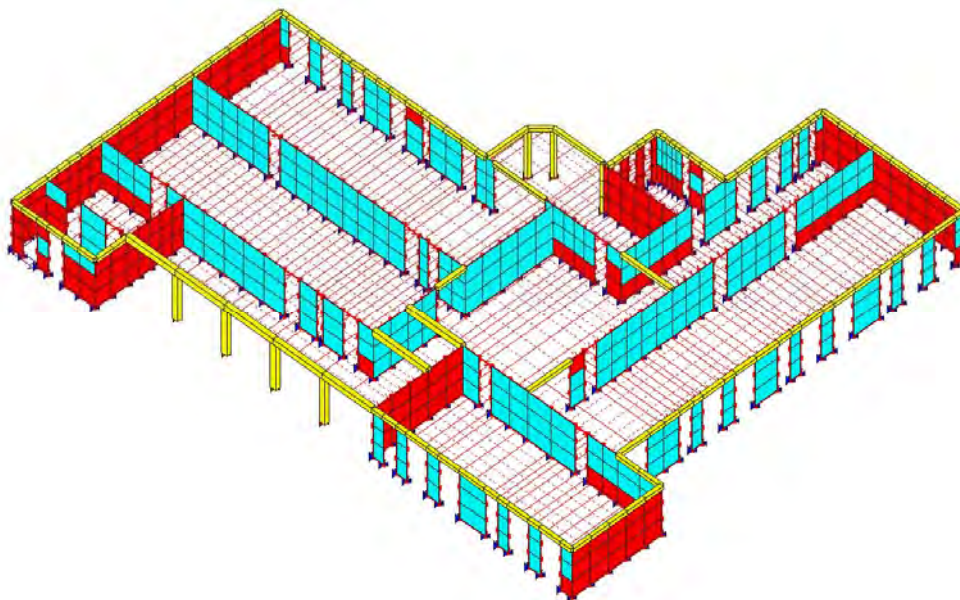


figura 1a – stato generale maschi murari non verificati (in rosso)

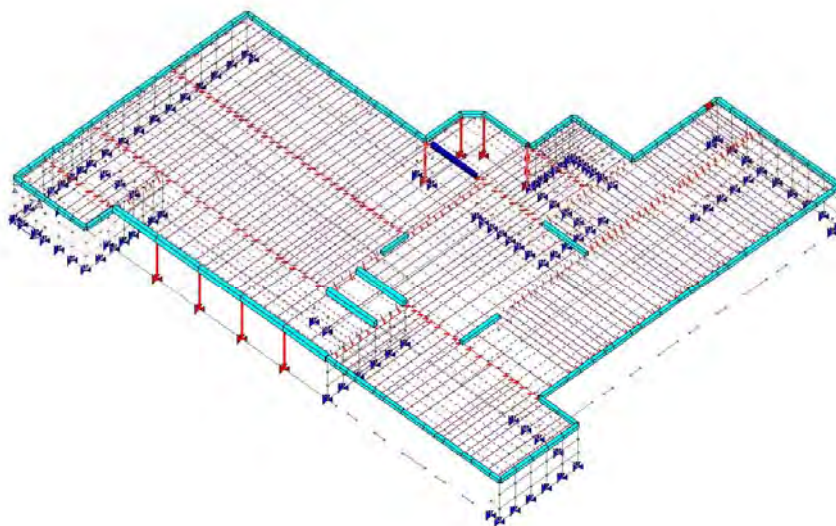


figura 1b – stato generale travi e cordoli (tutti verificati)

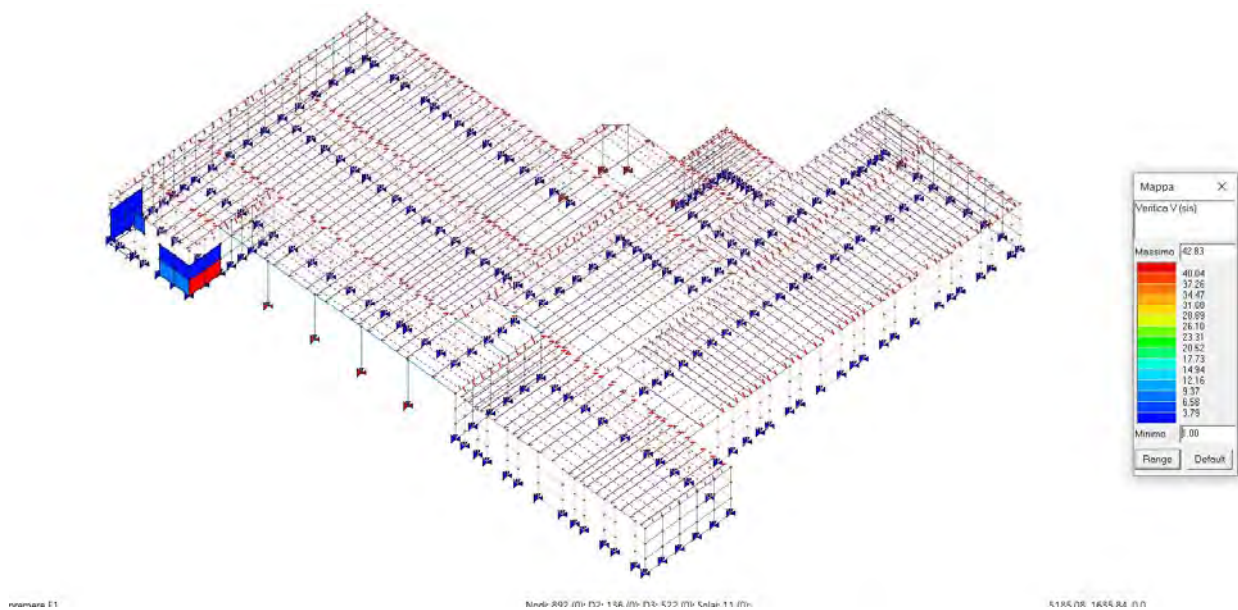


figura 2 – crisi prevalente maschi murari non verificati con $ag = 60\%$ Prv

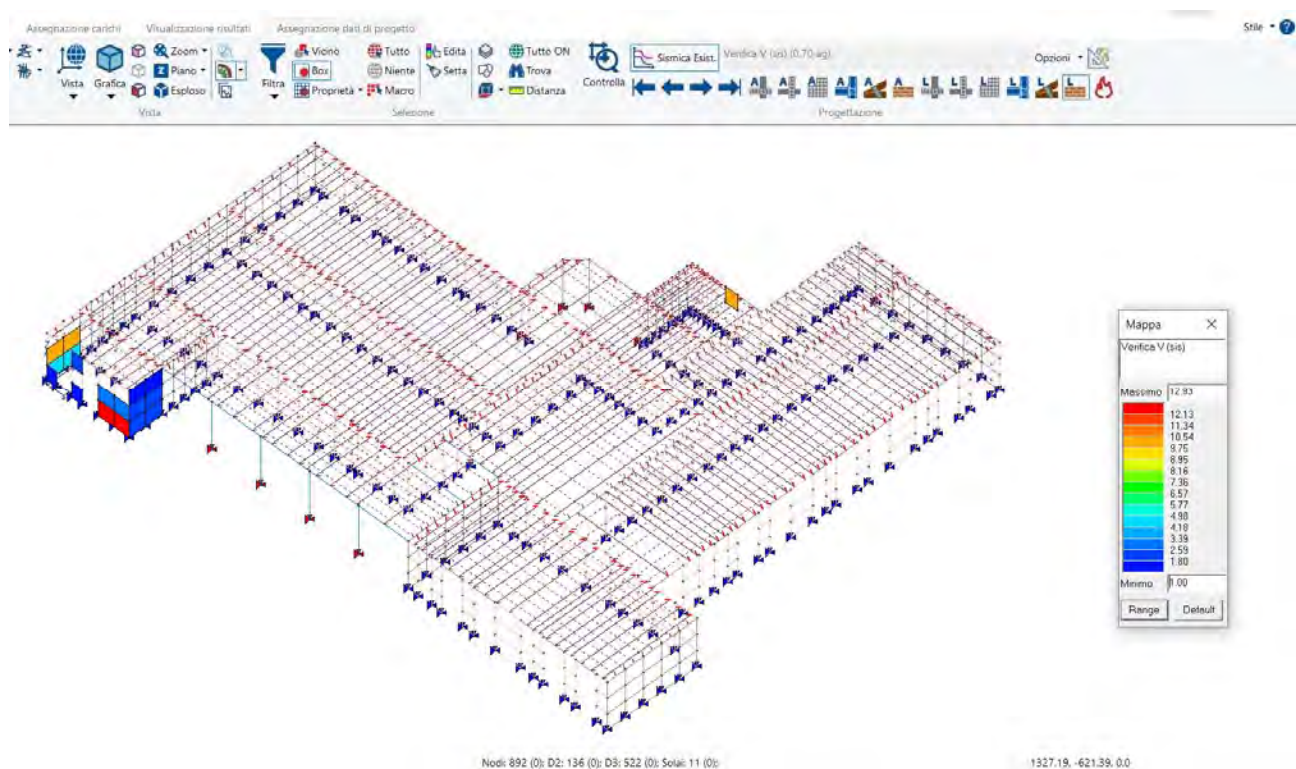


figura 3 – crisi prevalente maschi murari non verificati con $ag = 70\%$ Prv

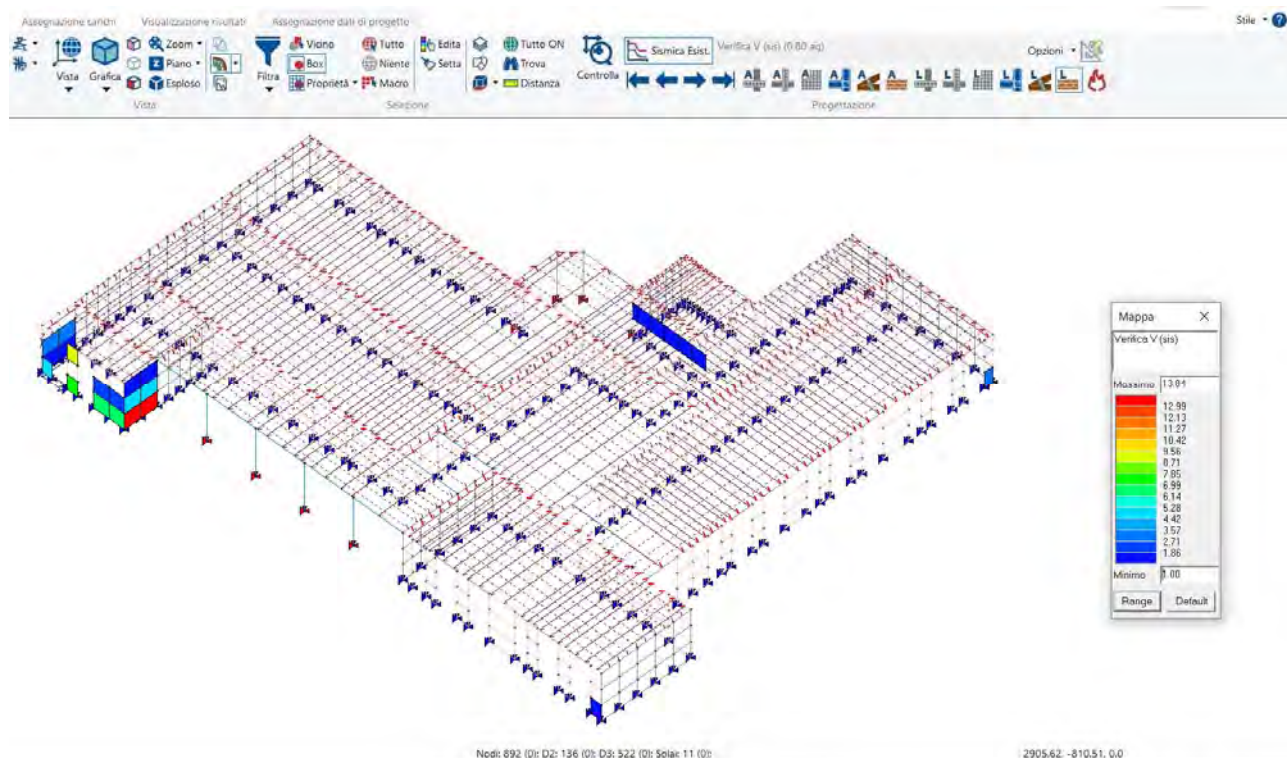


figura 4 – crisi prevalente maschi murari non verificati con $ag = 80\%$ Prv

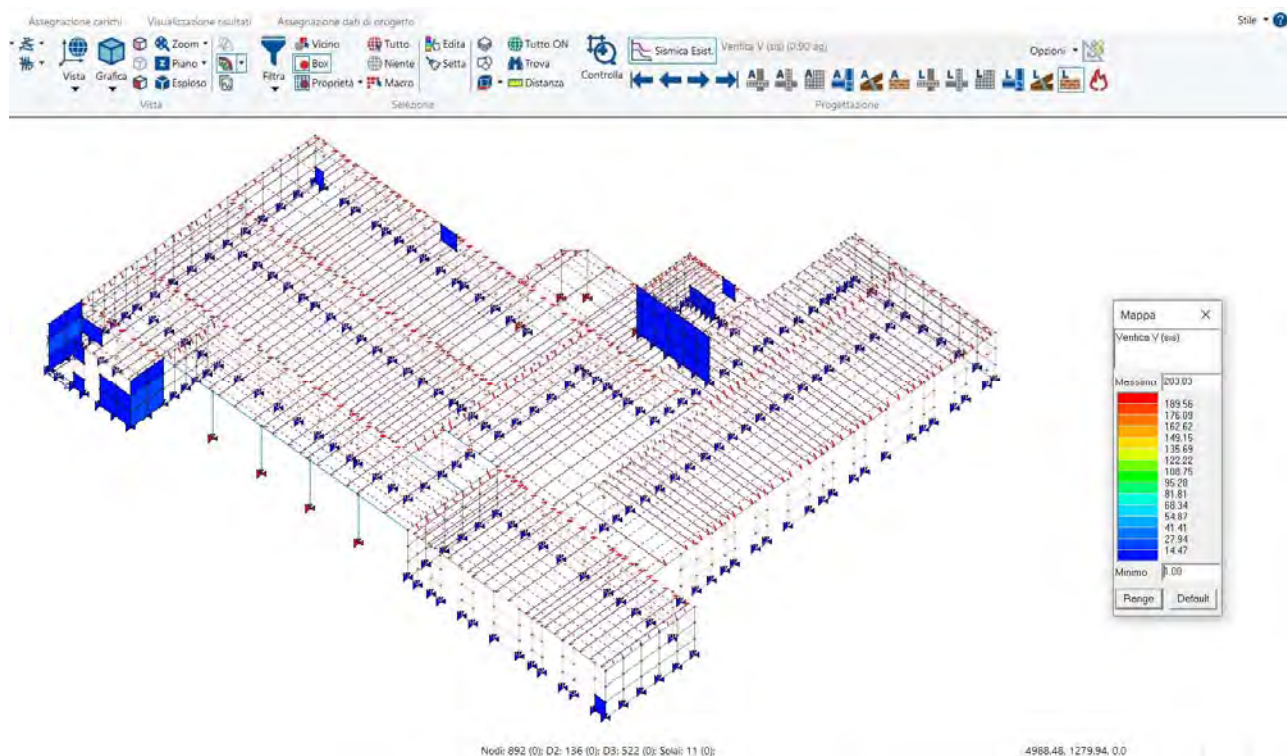


figura 5 – crisi prevalente maschi murari non verificati con $ag = 90\%$ Prv

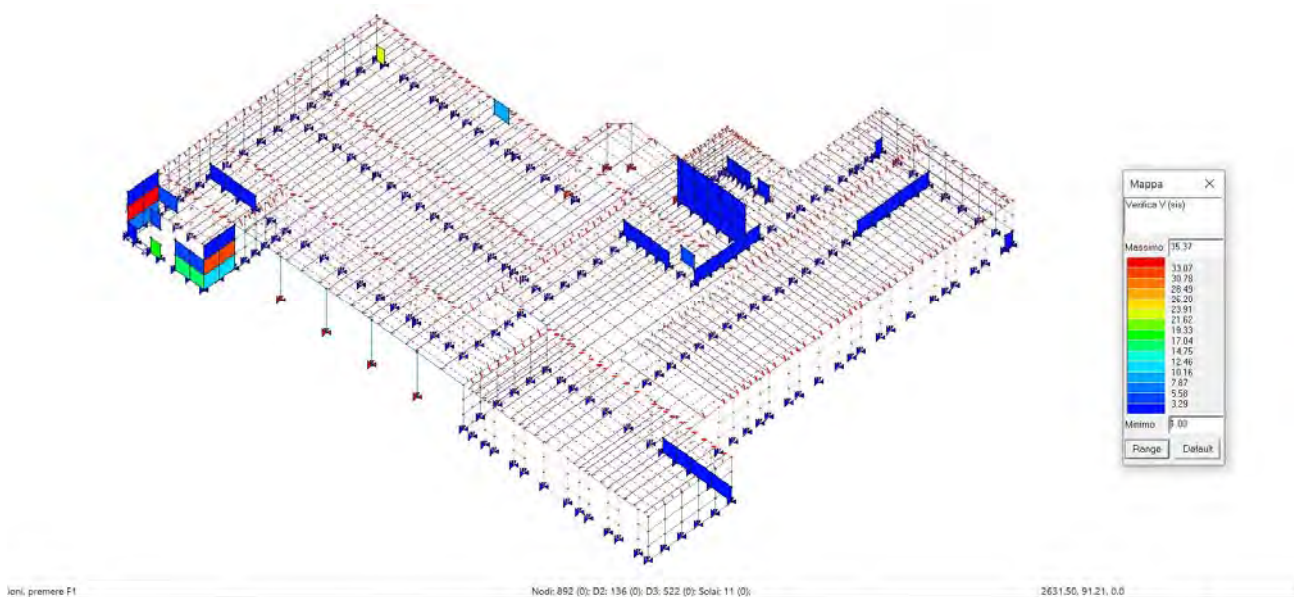


figura 6 – crisi prevalente maschi murari non verificati con $ag = 100\%$ Prv

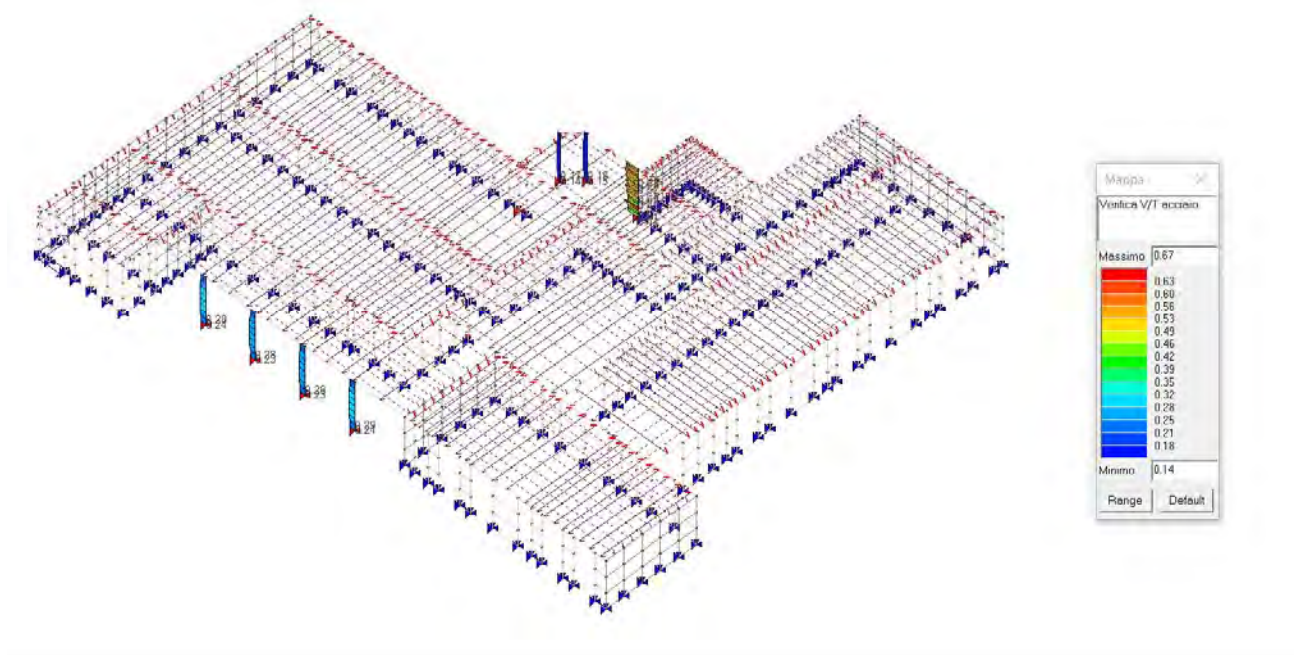


figura 7a – Verifica a taglio/torsione pilastri con $ag = 100\%$ Prv (ok se < 1)

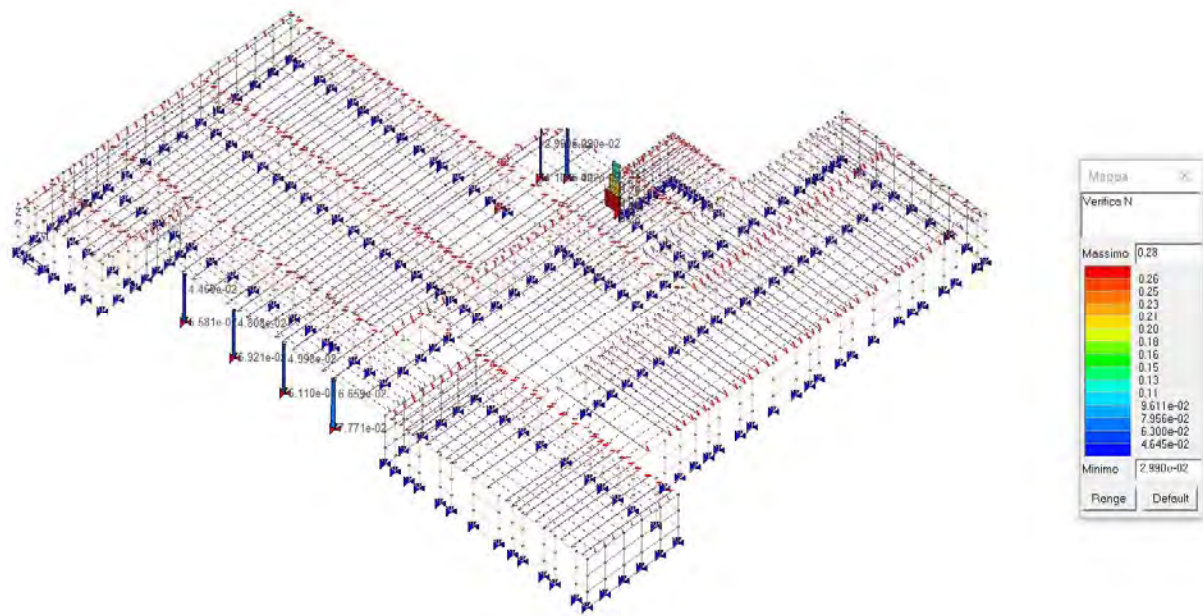


figura 7b – Verifica ad azione assiale pilastri con $ag = 100\%$ Prv (ok se < 1)

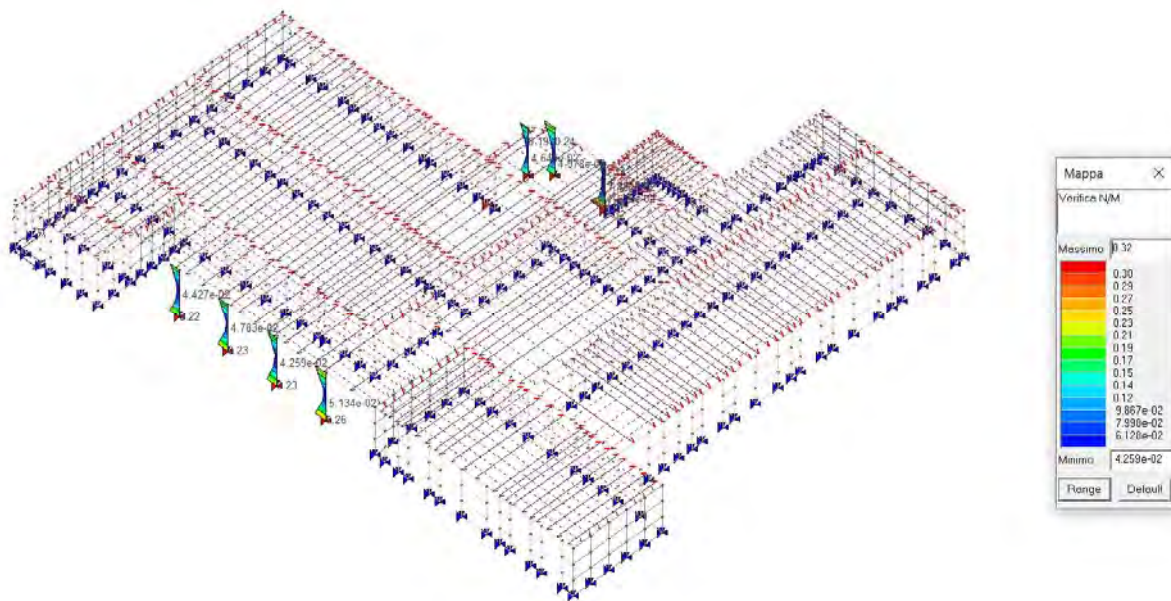


figura 7c – Verifica pressoflessione pilastri con $ag = 100\%$ Prv (ok se < 1)

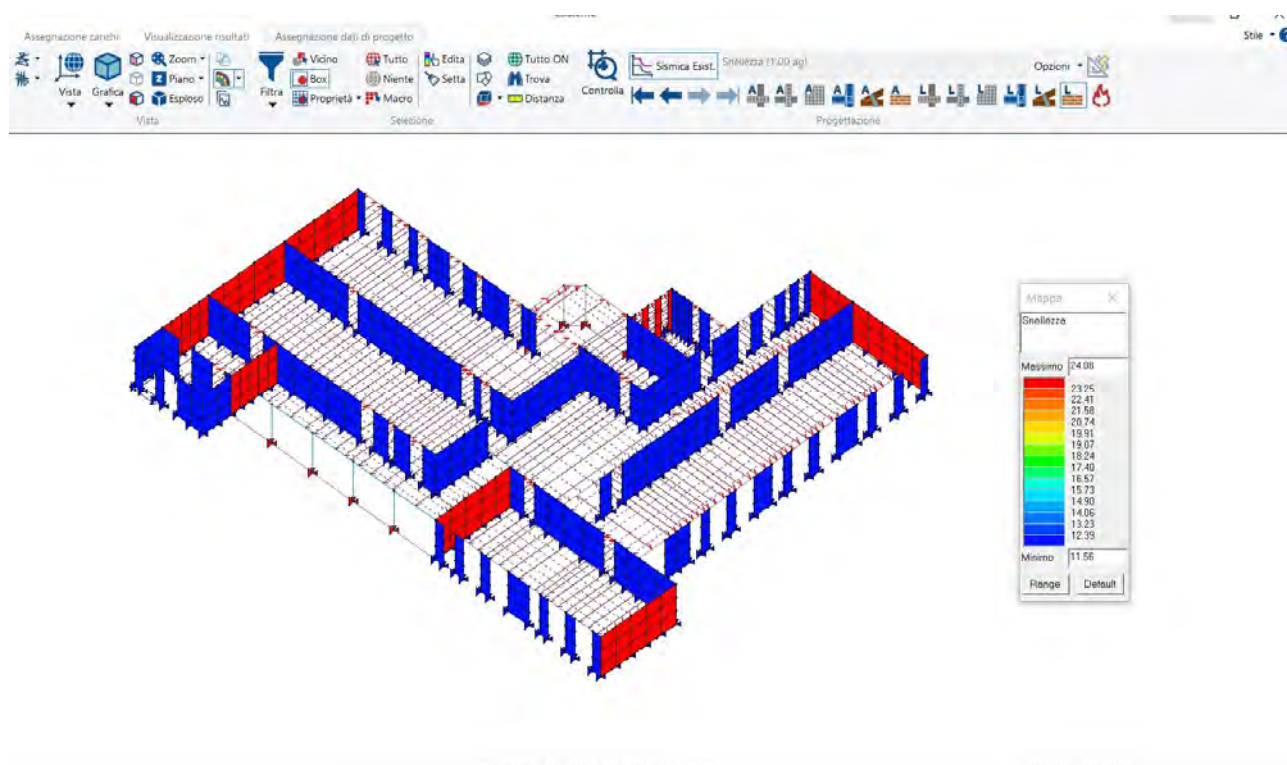


figura 8 – Verifica maschi snellezza (limite = 15)

L'esito delle verifiche normative restituisce che il primo elemento portante dell'edificio e quindi l'edificio stesso va in crisi per un'accelerazione al suolo pari al 60% di quella attesa mentre in condizione statica in assenza di sisma tutto l'edificio risulta verificato.

8.2. VERIFICHE MECCANISMI LOCALI

Si procede all'analisi dei meccanismi di collasso che con maggiore probabilità possono interessare la struttura in esame. Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche ad integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità. I meccanismi sono: Ribaltamento Semplice, Ribaltamento Composto, Flessione Verticale e Flessione Orizzontale.

Una volta individuato il tipo di risposta sismica dell'edificio occorre procedere alla definizione dello schema di calcolo di riferimento per il modello di analisi adottato. Questa operazione si compie attraverso la descrizione della geometria dei macroelementi che costituiscono la catena cinematica, delle condizioni di vincolo dei corpi e la determinazione delle forze su di essi agenti (pesi propri, carichi verticali portati, spinte statiche, eventuali ulteriori forze esterne, forze orizzontali prodotte dal sisma e rappresentate dalle inerzie delle masse non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio). La valutazione di tutte le grandezze richieste dal modello di analisi consente quindi di definire, mediante l'elaborazione, l'entità dell'azione sismica che attiva il cinematismo esaminato attraverso il calcolo del moltiplicatore α_0 delle azioni orizzontali e della PGA di confronto per le verifiche.

Per il calcolo dei cinematismi si utilizza un foglio di calcolo



Di seguito per i cinematismi possibili individuati si procede alla verifica dei moltiplicatori α_0 delle azioni orizzontali e della PGA di confronto per le verifiche.

8.2.1. Flessione verticale di parete monolitica (parete in mattoni sp 12 cm)

3.1

FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA – 1 PIANO

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha[W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{FV} + F_H \cdot \delta_{FH}] + F_H \cdot \delta_{FH} + \\ -W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{FV} = 0$$

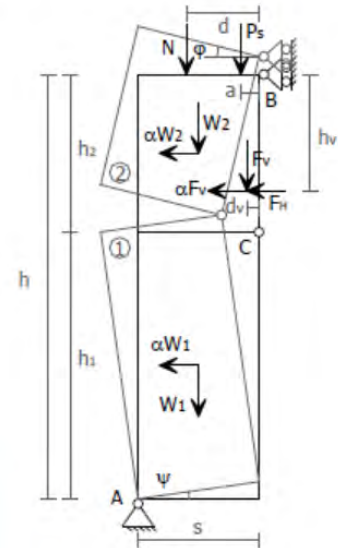
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ , termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} h; \quad h_2 = \frac{h}{\mu}; \quad W_2 = \frac{W}{\mu}; \quad W_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} W$$

Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



*fonte: Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni - reluis

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete s [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,12	3,10	0,06	0,00	0,00	0,00
	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	19,0	7,1	0,5	2,5	0,0	0,0

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$			
	0,201	2,29	N.C.			
MULTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,201	2,29	1,20	0,720	1,000	1,643

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008				
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	1,50		
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00		
	Categoria suolo di fondazione	D		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,098		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,564		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,685		
	Fattore di smorzamento η	1,000		
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	1,950		
	Altezza della struttura H [m]	6,25		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1,800		
	Coefficiente C_c	1,510		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,800		
	Numero di piani dell'edificio N	1		
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,000		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,198		
	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)} (C8A.4.9)$	$S_e(T_1) (C8A.4.10)$
		0,000	0,140	#DIV/0!
PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	0,140		

Accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato

Essendo $a_g(SLV) = 0.14 > a_g(Prv) = 0.98$ la verifica è positiva.

9. OBIETTIVI DEL PROGETTO

A seguito delle analisi statiche lineari globali e delle analisi dei meccanismi locali di collasso per l'edificio nello stato di fatto si può concludere che:

Le criticità sono principalmente riferite all'annesso sul lato sinistro dell'ingresso principale soprattutto in riferimento alle azioni taglienti e, per il resto dell'edificio, limitate a porzioni di murature sul lato nord.

Per quanto riguarda le pareti di chiusura disposte parallele all'orditura dei solai che hanno spessore pari a 12 cm si rileva una snellezza superiore a quella limite.

L'analisi dei meccanismi locali ha permesso di osservare che la capacità della struttura di resistere ad azioni sismiche è pari o superiore alla domanda e pertanto i cinematismi locali non rappresentano una criticità dal punto di vista del comportamento sismico della struttura.

L'obiettivo del progetto è quello di un adeguamento sismico della struttura.

10. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Al fine di adeguare la struttura si procede nel seguente modo:

- 1- Demolizione dell'annesso;
- 2- Inspessimento delle pareti da 12 cm perimetrali da effettuarsi sul lato esterno (non verificate per apportare di snellezza che deve essere max 15);
- 3- Collegamento al solaio delle tramezzature;
- 4- Rimozione intonaco sull'intero perimetro esterno e ristillatura dei giunti di malta;
- 5- Cambio dei serramenti con nuovi certificati per impedire la frantumazione dei vetri e la proiezione di schegge;
- 6- Rinforzo con FRCM delle pareti interne deficitarie;
- 7- Ripristino delle gronde con malte tixotropiche;
- 8- Rifacimento completo dell'intonaco esterno e delle tinteggiature.

A tali interventi sommano la formazione di giunti anti martellamento tra l'edificio scolastico vero e proprio e la palestra ed il miglioramento delle caratteristiche del terreno nella zona di giunzione tra i 2 corpi di fabbrica mediante iniezione di resine espandenti.

Poiché le lavorazioni sulle pareti perimetrali dovranno necessariamente raggiungere l'estradosso del cordolo in c.a. delle fondazioni dovrà essere previsto il completo rifacimento dei marciapiede esterni e delle canalizzazioni.

Quali opere a corredo si dovranno poi rifare i canali di gronda e le lattonerie.

Nessun intervento verrà eseguito sugli impianti e sulla copertura che dovranno essere, al pari del rinforzo anti sfondellamento dei solai, oggetto di separato appalto.

Al fine di raggiungere gli obiettivi prefissi strutturalmente è necessario incrementare le resistenze a flessione e taglio di tali maschi murari senza modificare gli spazi interni della scuola (vincolati dalle dimensioni delle aule), si è deciso di rinforzare tali maschi murari mediante l'utilizzo di FRCM.

Tali FRCM sono costituiti da maglie bidirezionali in PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) che vengono "fissate" ad entrambe i lati delle pareti da rinforzare mediante malte costituite da una inorganica stabilizzata di natura pozzolanica.

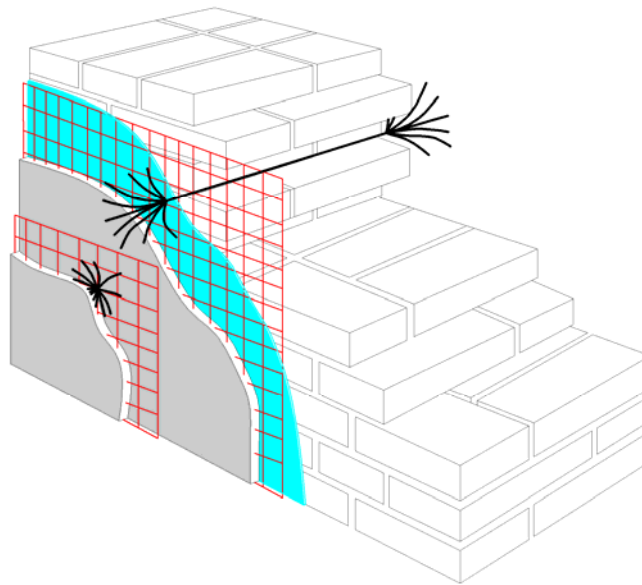
Per garantire la connessione strutturale fra le strutture esistenti e/o i sistemi di rinforzo strutturali vengono utilizzati dei connettori anch'essi in PBO.

Gli FRCM a differenza degli FRP (carbonio), impiegano una matrice inorganica, costituita da un legante idraulico pozzolanico ed additivi specifici, perfettamente compatibile sotto il profilo chimico, fisico e meccanico con il supporto, con particolare riferimento alle murature.

Per quanto riguarda la fibra, l'FRCM scelto (PBO) ha prestazioni meccaniche pari o superiori ad un tradizionale FRP (carbonio) ma prestazioni riguardo al comportamento al fuoco nettamente superiori.

Tipo di fibra	Resistenza a trazione (MPa)	Modulo elasticità (GPa)	Deformazione a rottura (%)	Densità (g/cm ³)	Resistenza al calore (°C)	Coef. di dilatazione termica α ($10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$)
PBO	5800	270	2,5	1,56	650	-6
Carbonio(alta resistenza)	4100	240	1,6	1,75	1400	-1,45
Aramidica (Alto Modulo)	2800	109	2,4	1,45	550	-2
Aramidica	650	17	2,2	1,38	400	-2
Acciaio da costruzione	250-400 (snervamento) 350-600(rottura)	206	20-30	7,8	--	+10,4
Vetro	3500	80	4,5	2,5	1200	+5,4

L'intervento è visibile nell'illustrazione seguente:



11. CONCLUSIONI

Confrontando gli esiti della valutazione della sicurezza svolta nell'ambito del progetto di fattibilità tecnico ed economica con gli esiti della valutazione della sicurezza svolti da separato professionista nell'anno 2017 si notano alcune differenze negli esiti. Tali differenze sono dovute alla somma dei seguenti fattori:

- 1- Diversa caratterizzazione dei materiali
 - a. Più attinente alla realtà nella presente valutazione a seguito di una più completa campagna di indagine;
- 2- Diversa classe del terreno considerata ai fini sismici
 - a. Terreno tipo D nella presente relazione in conformità a quanto previsto nello studio sismico allegato al PGT che per strutture con $T < 0.5$ sec impone di declassare il terreno da C (terreno considerato nel precedente studio) a D;
- 3- Diversa modellazione dell'edificio
 - a. Nel presente studio le porzioni di sopra e sotto finestra non sono state modellate quali elementi resistenti ma unicamente in termini di massa in quanto lo spessore è dimezzato rispetto alla parete standard mentre nel precedente studio erano modellati sopra e sotto finestra con materiale avente spessore e materiale uniforme alla parete standard.