



Società della Salute della Toscana
Area Fiorentina Sud - Est



Opera Pia L. e G. Vanni
A.P.S.P.



Comune di Impruneta

RISTRUTTURAZIONE DEL COMPLESSO IMMOBILIARE DENOMINATO "FATTORIA ALBERTI" DI VIA PAOLIERI 16/18/20 DI IMPRUNETA (FI), ONDE RENDERLO ADATTO AD OSPITARE IN 12 APPARTAMENTI DESTINATI ALLA RESIDENZIALITA' DI SOGGETTI ANZIANI

RESIDENZE PER ANZIANI - EX FATTORIA ALBERTI VIA PAOLIERI N. 16/18/20, IMPRUNETA (FI)

PNRR - PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA D.LGS. 50/2016

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

ING. ANDREA BIANCIARDI

RESPONSABILE TECNICO E DIRETTORE

Azienda Pubblica di Servizi Alla Persona Opera Pia Leopoldo e Giovanni Vanni

VIA VANNI 23 - 50023 - IMPRUNETA (FI)

MAIL | TECNICO@OPERAPIAVANNI.IT

PROGETTISTI (RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI):

ABP ARCHITETTI STUDIO ASSOCIATO

Arch. Alberto Becherini - Arch. Piera Bongiorno - Arch. Andrea Borghi

VIA IPPOLITO PINDEMONTE 61 - 50124 - FIRENZE (FI)

MAIL | ABPARCHITETTI@GMAIL.COM

COLLABORATORI:

DOTT. ARCH. FRANCESCO REGA

DOTT. ARCH. ALESSANDRO SORDI

DOTT. ARCH. GIULIA VICIANI

GPA s.r.l.

VIA LEONE X, 3 - 50129 - FIRENZE (FI)

MAIL | INFO@GPAPARTNERS.COM

GEOTECNO Consulenza e servizi geologici

VIA NINO BIXIO, 9 - 50131 - FIRENZE (FI)

MAIL | GEOTECNO@GEOTECNO.NET



TITOLO			NOME FILE PFTE_STR_06_PPT.dwg		
RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE			SCALA FORMATO	CODICE	
REV.	DATA	MODIFICHE	A4	PFTE_STR_01_RPS	
REV.	DATA	MODIFICHE	REV.	DATA	MODIFICHE
01	05.02.2024				

Committente:

Opera Pia Leopoldo e Giovanni Vanni

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Opera Pia Leopoldo e Giovanni Vanni (FI)

Oggetto:

RISTRUTTURAZIONE DEL COMPLESSO IMMOBILIARE
DENOMINATO "FATTORIA ALBERTI"
COMUNE DI IMPRUNETA
VIA PAOLIERI 16/18/20, – 50023 (FI)



GPA S.r.l.

- Via G. da S. Giovanni, 87 - 52027

S. Giovanni V.no (AR)

T. 055.9139124 – F. 055.9110878

- Via Leone X, 3 - 50129 Firenze

T. 055.468291 - F. 055.46829215

info@gpapartners.com

www.gpapartners.com

Committente:

Opera Pia Leopoldo e Giovanni Vanni



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Sommario

1	Relazione illustrativa e di calcolo.....	4
1.1	Oggetto dell'intervento	4
1.2	Descrizione dell'intervento strutturale.....	9
1.3	Normative di riferimento e bibliografia.....	10
1.4	Caratterizzazione geotecnica del terreno.....	11
1.5	Vita nominale, Classi d'uso e periodo di riferimento	14
1.6	Localizzazione, categoria del sottosuolo e condizioni topografiche.....	15
1.7	Determinazione del livello di conoscenza.....	15
2	Materiali utilizzati.....	16
2.1	Caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.....	16
2.1.1	Struttura in muratura esistente	16
2.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali nuovi	17
2.2.1	Struttura in muratura nuova.....	17
2.2.2	Struttura in calcestruzzo armato	17
2.2.3	Struttura in acciaio.....	18
2.2.4	Viti e bulloni	18
2.2.5	Rinforzo in FRCM	18
2.2.6	Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali.....	19
2.2.6.1	Acciaio per carpenteria	19
2.2.6.2	Acciaio per cemento armato	19
2.2.6.3	Calcestruzzo	19
2.2.6.4	Muratura.....	19
2.3	Classe di Esecuzione acciaio	20
2.4	Classe di esposizione e copriferro	21
2.4.1	Copriferro minimo per protezione incendio	22

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

2.4.1.1	Solai.....	23
3	Relazione sui carichi.....	24
3.1.1	Pesi propri strutturali.....	24
3.1.2	Pesi propri non strutturali.....	25
3.1.2.1	Peso tramezzi interni.....	25
3.1.3	Azione della neve.....	27
3.1.4	Azione del vento.....	28
3.2	Descrizione del modello strutturale.....	30
3.2.1	Combinazioni di carico.....	30
4	Relazione di calcolo.....	32
4.1	Software utilizzati.....	34
4.2	Relazione di calcolo stato di fatto.....	35
4.2.1	Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura.....	35
4.2.1.1	Verifica degli orizzontamenti.....	35
4.2.1.2	Verifica dei maschi murari.....	49
4.2.1.3	Verifiche sismiche stato attuale.....	51
4.3	Relazione di calcolo stato di progetto.....	54
4.3.1	Progettazione dei nuovi orizzontamenti.....	54
4.3.2	Verifica dei maschi murari.....	61
4.3.3	Progettazione dei nuovi corpi in carpenteria metallica.....	64
4.3.3.1	Pensilina metallica.....	64
4.3.3.2	Scala esterna.....	65
4.3.4	Progettazione dei muri controterra.....	66
5	Conclusioni.....	67

1 Relazione illustrativa e di calcolo

1.1 Oggetto dell'intervento

L'area nota come "Fattoria Alberti", di proprietà di Opera Pia Leopoldo e Giovanni Vanni, è situata nel territorio comunale di Impruneta, località Capoluogo, con accesso da Via Paolieri n.16/18/20.

Tutta l'area verte ad oggi in stato generale di dismissione ed abbandono: essa è caratterizzata dalla presenza di vari immobili in carente stato di conservazione, nati a servizio delle attività agricole della fattoria; il principale, affacciato su Via Paolieri (civico n.20), è stato successivamente dedicato ad altre attività (Biblioteca Comunale) e risulta essere quello in miglior stato di conservazione.

Gli ampi spazi esterni non edificati dell'area sono principalmente destinati a oliveta, con morfologia degradante verso est fino a raggiungere Viale San Luca.



Figura 1 - Inquadramento degli edifici

Allo stato di progetto, l'intervento prevede la riqualificazione dei fabbricati A-B-C-D, conservando l'impianto planimetrico e volumetrico esistente: esso consiste sostanzialmente in alcune modifiche della distribuzione dei singoli corpi di fabbrica senza modificarne i caratteri architettonici ma

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

procedendo al loro consolidamento strutturale, al fine di realizzare n.12 unità abitative con annessi spazi comuni per gli ospiti, spazi per la cittadinanza e servizi ambulatoriali.

L'edificio A ha uno sviluppo in pianta di circa 180mq e presenta 2 piani fuori terra, un interrato con volte a botte ed un sottotetto, con altezza interpiano pari a circa 3m. La struttura portante è in muratura intonacata con maschi murari regolari e continui; con orizzontamenti in laterocemento e in putrelle e tavelloni. Il piano sottotetto risulta solo in piccola parte calpestabile, sono presenti travi in legno e travetti prefabbricati. Le strutture di copertura sono lignee, in stato di conservazione valutato come prevalentemente scarso.



Figura 2 – Prospetto tergale dell'edificio A

Il fabbricato B ha forma in pianta rettangolare di dimensioni 11.7m x 7m e presenta 2 piani fuori terra, di cui il superiore frutto di una sopraelevazione data la diversa tessitura muraria. La struttura portante è in muratura irregolare in mattoni pieni e pietrame con maschi murari regolari e continui; il solaio è in legno con travi principali, travetti e pianelle in cotto, in stato di conservazione valutato come da discreto a scarso. Le strutture di copertura sono lignee, di cui una porzione risulta in buono stato a causa di una recente sostituzione delle travi.



Figura 3 – Facciata laterale dell'edificio B

L'edificio C ha uno sviluppo in pianta di circa 235 mq e presenta 2 piani fuori terra, frutto di una sopraelevazione data la diversa tessitura muraria. La struttura portante è in muratura irregolare in mattoni pieni e pietrame con maschi murari regolari e continui. I solai sono di tre tipi: in legno con travi principali, travetti e pianelle in cotto, a putrelle e tavelloni ed a putrelle e voltine. Le strutture di copertura sono lignee, perlopiù crollate.



Figura 4 – Vista prospettico dell'edificio C

Il fabbricato D ha forma in pianta rettangolare di dimensioni 15m x 7m e presenta 1 piano fuori terra. La struttura portante è in muratura irregolare di mattoni pieni e pietrame, la copertura è in legno con travi principali, travetti e piastrelle in cotto, ed è crollata per la maggior parte. Inoltre il fabbricato ha subito un fenomeno di slittamento lungo il versante, rendendo la costruzione pericolante ed inaccessibile. A causa della sua collocazione a livello planimetrico e per il cattivo stato di conservazione delle strutture, sarà oggetto di demolizione e completa ricostruzione.

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI



Figura 5 – Vista prospettica del fabbricato D

1.2 Descrizione dell'intervento strutturale

Di seguito sono descritti gli interventi strutturali previsti, divisi tra interventi per il consolidamento delle strutture esistenti e interventi per le nuove costruzioni; per l'ubicazione e i dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

L'obiettivo dei primi è il raggiungimento di un miglioramento sismico mediante il consolidamento di parte dei solai esistenti per carichi verticali, la demolizione e ricostruzione dei restanti solai esistenti, il conferimento del comportamento scatolare degli edifici, mediante ancoraggi tra solai e murature e il placcaggio con intonaco armato delle murature stesse sui due lati, in modo da inibire i cinematismi fuori piano delle pareti murarie. La realizzazione di cerchiature metalliche è inoltre prevista per la realizzazione di nuove aperture.

Il fabbricato D, a causa della sua collocazione a livello planimetrico e per il cattivo stato di conservazione delle strutture, sarà oggetto di demolizione e completa ricostruzione.

In prossimità dell'edificio B sarà realizzato un nuovo volume in addizione che ospiterà i collegamenti verticali dell'edificio stesso: un nuovo vano scala in carpenteria metallica collegherà il piano terra al piano superiore del fabbricato e un nuovo ascensore consentirà di collegare i due piani dell'edificio alla quota del piazzale inferiore. In prossimità dell'edificio C sarà realizzata una pensilina metallica.

Per quanto concerne gli interventi strutturali sui fabbricati esistenti, si riporta sinteticamente un riepilogo delle principali opere previste:

- rifacimento completo dei solai contro terra con realizzazione di nuovi solai con vespaio areato;
- consolidamento delle strutture murarie in alzata mediante confinamento attraverso sistema di betoncino armato su entrambe le facce;
- consolidamento volte in laterizio (edificio A – piano interrato) mediante fasce fibrorinforzate FRP, con svuotamento e pulizia delle volte e realizzazione di soletta armata;
- consolidamento degli impalcati di piano esistenti negli edifici A;
- realizzazione di nuovi solai con struttura lignea, tavolato e soletta armata, e carpenteria metallica e lamiera grecata per gli edifici B e C;
- revisione di tutti i sistemi di copertura, con ripristino dove possibile degli elementi esistenti e sostituzione completa degli elementi ammalorati o sostituzione completa di tutte le componenti strutturali;

Tali interventi non vanno a modificare in modo significativo i carichi in fondazione e pertanto non acquisiscono rilevanza in termini di interazione con il terreno.

1.3 Normative di riferimento e bibliografia

- [1] D.M. 17.01.2018 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 21.01.2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”;
- [4] Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”;
- [5] Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.”;

1.4 Caratterizzazione geotecnica del terreno

I dati geologici e geotecnici dell'area di intervento sono stati desunti dalla relazione geologico-tecnica redatta dal Dott. Geol. Nicolò Sbolci sulla scorta delle indagini eseguite in situ.

Le indagini a disposizione risultano:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo, con prove SPT e prelievo di campioni successivamente sottoposti ad analisi geotecniche di laboratorio; di cui 3 allestiti con piezometro a tubo aperto;
- esecuzione di n. 6 prove penetrometriche dinamiche spinte fino alla condizione di rifiuto sperimentale, raggiunta alle seguenti profondità:

DPSH 1 = 4,2 m

DPSH 2 = 3,0 m

DPSH 3 = 2,8 m

DPSH 4 = 2,8 m

DPSH 5 = 4,2 m

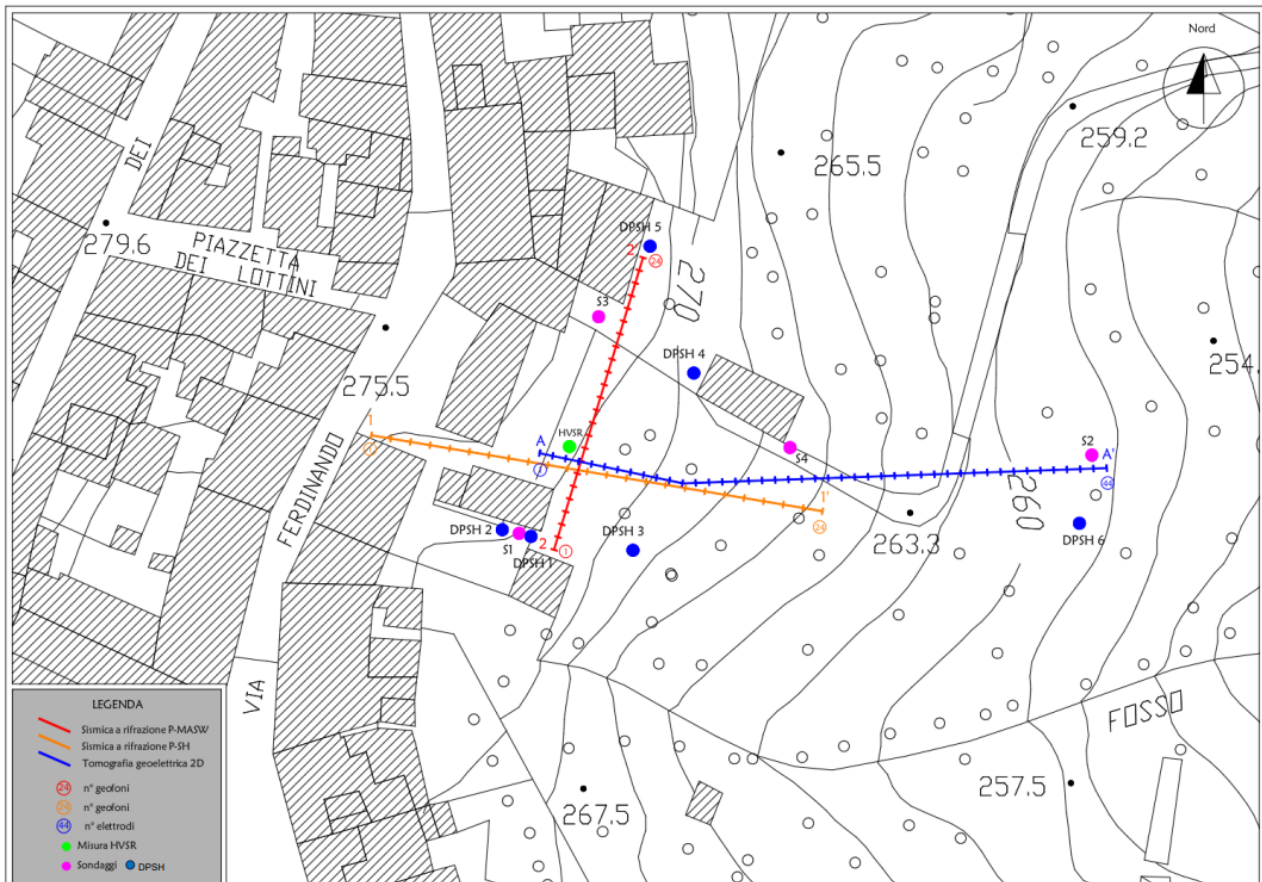
DPSH 6 = 5,2 m

- analisi geotecniche di laboratorio su n° 5 campioni di terreno;
- indagini geofisiche mediante sismica a rifrazione e tomografia sismica (onde P-SH) con calcolo vseq, misura di rumore sismico a stazione singola HVSR e tomografia geoelettrica 2d.

I risultati degli studi e delle indagini di cui sopra sono stati presi a riferimento per determinare la classificazione della categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica, necessarie per eseguire le verifiche geotecniche e per stabilire l'interazione fondazione-sovrastuttura.

La localizzazione delle prove è stata riportata nella planimetria sottostante.

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI



Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle analisi geotecniche di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel corso dell'indagine.

	Riferimento			Caratteristiche fisiche						Limiti di consistenza				Granulometria				Classificazione	
	Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ kN/m ³	γ_{sec} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	Indice vuoti	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	CNR-UNI
Riperti terrazzati	1		2.0-2.6	3,8															
Breccie ofiolitifere	1	R1	5.3-5.6	4,5	21,8	20,8	22,9	0,27	21,3	45,4	30,7	16,3	14,4	1,82	41,3	35,0	16,8	6,9	A2-6 - I.G. = 0
	1	R2	6.5-6.9																
Argilliti	2	R1	2.4-2.8	13,8	20,1	17,7	20,9	0,50	33,2	74,9	39,4	21,9	17,5	1,46	0,5	30,4	54,4	14,7	A6 - I.G. = 11
	2	1	3.1-3.4	10,8	21,6	19,5	22,1	0,36	26,3	81,7	33,2	20,6	12,6	1,78					

	Riferimento			Compr.	Taglio diretto			
	Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	σ kPa	ϕ °	c kPa	ϕ_{res} °	c res kPa
Riperti terrazzati	1		2.0-2.6					
Breccie ofiolitifere	1	R1	5.3-5.6		26,5	8,2	19,0	5,3
	1	R2	6.5-6.9					
Argilliti	2	R1	2.4-2.8	300	17,2	9,8	11,7	6,6
	2	1	3.1-3.4		18,7	8,6		

I valori del terreno riportano un angolo di attrito di circa 20° ed una coesione media di circa 9 kPa.

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

L'indagine di sismica a rifrazione in onde Sh di tipo Masw ha permesso di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde Sh) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh.

Dall'indagine è stato ricavato un valore di $V_{s30,Eq}$ pari a 670 m/s, riferibile ad una categoria di suolo di fondazione di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Per il valore del coefficiente di amplificazione topografica (S_T) può essere assunto "T1 – Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

1.5 Vita nominale, Classi d'uso e periodo di riferimento

Per quanto concerne livelli di conoscenza, prestazioni attese, valutazione della sicurezza e delle prestazioni si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni, di seguito NTC2018.

In particolare, per poter definire i livelli di sicurezza attesi dall'opera è necessario definire, nella fase preliminare del progetto la sua Classe d'Uso e la Vita Nominale.

Gli edifici A, C e D, trattandosi di costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, viene calcolata in Classe d'Uso II. Inoltre si definisce una Vita Nominale pari a 50 anni.

L'edificio B, trattandosi di costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi, viene calcolata in Classe D'uso III, definita in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale la struttura in esame deve poter essere usata, per lo scopo al quale è stata destinata, purché soggetta a manutenzione, si definisce una Vita Nominale pari a 50 anni.

La sicurezza delle opere e le loro prestazioni vengono valutate in relazione agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE) che si possono verificare durante la vita di progetto (successivamente definita Vita Nominale).

La caratterizzazione strutturale statica e sismica degli edifici A, C e D è la seguente:

Vita nominale V_n : **50 anni**

Classe d'uso: **Classe II**

Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = C_u V_n = 50$ anni.

La caratterizzazione strutturale statica e sismica dell'edificio B è la seguente:

Vita nominale V_n : **50 anni**

Classe d'uso: **Classe III**

Coefficiente d'uso $C_u = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = C_u V_n = 75$ anni.

1.6 Localizzazione, categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Le coordinate geografiche del sito di riferimento sono:

Latitudine:	43,6854°
Longitudine:	11,2544°
Quota s.l.m.:	275 m

Per quanto riguarda l'input sismico, si faccia riferimento al paragrafo corrispondente dove si riportano i valori sismici adottati per le analisi.

Le condizioni topografiche sono di **categoria T1**.

1.7 Determinazione del livello di conoscenza

Vista la documentazione a disposizione, e vista la campagna di indagini svolte da Experimentations S.R.l. a cura del Dott. Ing. Gianluca Primi, si è considerato raggiunto il livello di conoscenza pari a LC2, adottato per tutte le costruzioni.

2 Materiali utilizzati

Per ciascuno dei materiali esistenti è stato determinato il livello di conoscenza sulla base delle ricognizioni visive, sondaggi, indagini strutturali nonché documentazione disponibile ed indicazioni di normativa. Per ciascuno dei materiali di nuova realizzazione sono stati assegnati gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza. Di seguito si riporta la lista dei materiali impiegati.

2.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti

2.1.1 Struttura in muratura esistente

Valori riferiti alla Tab. C8.5.I della Circolare privi di coefficienti migliorativi.

Muratura a conci sbozzati			
Resistenza media a compressione	f_m	2.0	N/mm ²
Resistenza media a taglio in assenza carichi vert.	t_0	0.046	N/mm ²
Resistenza media a taglio in assenza carichi vert.	f_{v0}	-	N/mm ²
Modulo elasticità normale	E	1230	N/mm ²
Modulo elasticità secante	G	410	N/mm ²
Peso	w	20	kN/mc
Fattore di confidenza	FC	1.20	
Coefficiente sicurezza non sismico	γ_m	3	
Coefficiente sicurezza sismico	γ_m	2	

Valori riferiti alla Tab. C8.5.I della Circolare privi di coefficienti migliorativi.

Muratura in mattoni pieni e malta di calce			
Resistenza media a compressione	f_m	3.45	N/mm ²
Resistenza media a taglio in assenza carichi vert.	t_0	0.09	N/mm ²
Resistenza media a taglio in assenza carichi vert.	f_{v0}	0.20	N/mm ²
Modulo elasticità normale	E	1500	N/mm ²
Modulo elasticità secante	G	500	N/mm ²
Peso	w	18	kN/mc
Fattore di confidenza	FC	1.20	
Coefficiente sicurezza non sismico	γ_m	3	
Coefficiente sicurezza sismico	γ_m	2	

2.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali nuovi

2.2.1 Struttura in muratura nuova

Per quanto riguarda la muratura prevista per l'edificio D, si riporta di seguito le caratteristiche del materiale utilizzato.

Poroton P800 (tipo Danes Poroton P800 30.19.25)			
Resistenza a compressione media del blocco	fbm	15	N/mm ²
Resistenza a compressione orizz. media del blocco	f'bm	2.2	N/mm ²
Classe malta		M10	
Resistenza caratteristica a compressione	fk	5,86	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione orizz.	fhk	2.93	N/mm ²
Resistenza caratteristica a taglio in assenza carichi vert.	fvk0	0.30	N/mm ²
Modulo elasticità normale	E	5860	N/mm ²
Modulo elasticità secante	G	2344	N/mm ²
Fattore di confidenza	FC	-	
Peso muratura	w	9.0	kN/mc

2.2.2 Struttura in calcestruzzo armato

Le opere di conglomerato cementizio armato, in fondazione e in elevazione, saranno realizzate utilizzando calcestruzzo strutturale normale, a prestazione garantita, in conformità alla norma UNI EN 206-1, di classe C25/30. Per le fondazioni si utilizzerà calcestruzzo di classe di esposizione XC2, per le elevazioni classe di esposizione XC1.

ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTROSALDATE

Acciaio B450C (FeB44k Controllato)

$$f_{y\text{nom}} \geq 450 \text{ N/mm}^2; f_{t\text{nom}} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

$$1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35; (f_y/f_{\text{nom}})_k < 1.25$$

2.2.3 Struttura in acciaio

Acciaio S275			
Resistenza caratteristica di snervamento	f _{yk}	275	N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura	f _{tk}	430	N/mm ²
Resistenza di snervamento di progetto	f _{yd}	261	N/mm ²
Modulo Elastico	E	210 000	N/mm ²

2.2.4 Viti e bulloni

Caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016

Viti conformi alla norma UNI EN ISO 898-1

Dadi conformi alla norma UNI EN 898-2

Rosette in acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40

Piastrine in acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40

Classe dadi e bulloni – 8.8			
Resistenza caratteristica di snervamento	f _{yb}	640	N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura	f _{tb}	8800	N/mm ²

2.2.5 Rinforzo in FRCCM

Si riportano di seguito i valori oggetto di calcolo per il rinforzo della muratura mediante applicazione di FRCCM.

PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI RINFORZO FRM PBO-MESH 44 + MX-PBO Muratura

Certificazione in accordo alla “Linea Guida FRM 03/2022” - Progettazione in accordo al “CNR-DT215/2018”

Tensione limite convenzionale (valore caratteristico)	$\sigma_{lim,conv}$	Laterizio	1880 MPa
		Tufo	1836 MPa
Deformazione limite convenzionale (valore caratteristico)	$\varepsilon_{lim,conv}$	Laterizio	0,67 %
		Tufo	0,66 %
Tensione ultima del composito FRM a rottura per trazione (valore caratteristico)	σ_u	2435 MPa	
Tensione ultima del tessuto secco a rottura per trazione (valore caratteristico)	$\sigma_{u,f}$	2810 MPa	
Modulo Elastico del tessuto secco (valore medio)	E_f	280 GPa	
Resistenza a compressione della matrice (valore caratteristico)	$f_{c,mat}$	20 MPa	
Spessore equivalente della rete in ordito	t_f	0,028 mm	
Meccanismo di crisi del sistema	-	Tipo F	
Intervallo di temperatura in esercizio	$T_{min} - T_{max}$	Da -18 °C a +100 °C	
Spessore di applicazione della matrice MX-PBO Muratura	-	3-5 mm per strato	
Reazione al fuoco (EN 13501-1)	-	NPD	
Certificazione		CVT n. 285 del 28/06/2023	

2.2.6 Coefficienti parziali di sicurezza per i materiali

Per i calcoli di verifica si utilizzano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza sui materiali.

2.2.6.1 Acciaio per carpenteria

Resistenza delle Sezioni $\gamma_{M0} = 1,05$

Resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{M1} = 1,05$

Resistenza all'instabilità di ponti $\gamma_{M0} = 1,10$

Resistenza sezioni tese indebolite dai fori $\gamma_{M0} = 1,25$

2.2.6.2 Acciaio per cemento armato

Coefficiente parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_s = 1,15$

2.2.6.3 Calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls $\gamma_c = 1,50$

2.2.6.4 Muratura

Coefficiente parziale di sicurezza per muratura esistente $\gamma_m = 3,00$; $\gamma_{m, sis} = 2,00$

Coefficiente parziale di sicurezza per muratura nuova $\gamma_m = 3,00$; $\gamma_{m, sis} = 2,00$

2.3 Classe di Esecuzione acciaio

Secondo L'EC0 (UNI EN 1090-2) si definisce la Classe di esecuzione delle strutture metalliche.

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	<ul style="list-style-type: none"> • Gradinate di impianti sportivi • Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es. sale da concerti) • Ponti Ferroviari • etc...
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Edifici residenziali e per uffici</i> ▪ <i>Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es. edificio di uffici)</i> ▪ <i>Edifici industriali</i>
CC1	Conseguenze basse per perdite di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	<ul style="list-style-type: none"> • Costruzioni agricole, <i>nei quali generalmente nessuno entra</i> (es. serre) • Magazzini per sostanze non pericolose e nei quali l'accesso del personale sia assolutamente limitato
CC1=BASSA CC2=STANDARD CC3=ALTA		

Categoria	Parametri
SC1	<ul style="list-style-type: none"> • Strutture e componenti progettati soltanto per azioni quasi statiche • Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per l'azione sismica in regioni con bassa sismicità e classe di duttilità DCL • Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da carroponti/gru meccanici (classe S₀)
SC2	<ul style="list-style-type: none"> • Strutture e componenti progettati per la resistenza a fatica in accordo alla EN 1993 (es. ponti stradali e ferroviari, gru, carriponte classi da S₁ a S₉) • Strutture suscettibili a vibrazione da vento, folla o macchinari in rotazione • <i>Strutture e componenti progettati per l'azione sismica in regioni con media o alta sismicità ed in classe di duttilità DCM o DCH</i>
DCL,DCM, DCH: classi di duttilità in accordo alla EN 1998-1 (eurocodice-8) SC1= carico statico SC2=sollecitazione a fatica	

Categoria	Parametri
PC1	<ul style="list-style-type: none"> • Componenti non saldati fabbricati con qualsiasi classe di acciaio • componenti saldati fabbricati con classe di acciaio inferiore all S355 (=S275max)
PC2	<ul style="list-style-type: none"> • Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio uguale o superiore alla S355 • Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati in situ mediante saldatura • componenti prodotti a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la produzione
PC1<S355(=S275) PC2=S355	

Consequence Classes		CC1		CC2		CC3	
Service Categories		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Production Categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC3*
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC4

* EXC4 should be applied to special structures or structures with extreme consequences of a structural failure as required by national provision

La classe di esecuzione delle strutture in acciaio è pari a EXC2.

2.4 Classe di esposizione e copriferro

Al fine di proteggere le armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e dalla sensibilità delle armature alla corrosione. In accordo con quanto richiesto al 4.2 della UNI-EN 1992-1-1 e come riportato nella tabella seguente si assume una classe di esposizione XC2 per le strutture di fondazione ed XC1 per le strutture in elevazione.

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

In funzione della classe di esposizione si ottiene il copriferro minimo. In particolare in riferimento alla tabella C4.1.IV della Circolare 7/2019 si ha:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Non si incrementano i valori di 10mm per Vn<100 anni. Non si considerano le produzioni sottoposte a controllo di qualità che prevede la verifica dei copriferrini, i valori della tabella non possono essere ridotti di 5mm.

Pertanto, si ottiene:

$$C_{elevazione,piastre} = 20mm + 0mm - 0mm = 20 mm$$

$$C_{elevazione,travi_pilastrati} = 25mm + 0mm - 0mm = 25 mm$$

Nelle strutture di fondazione non si considerano le produzioni sottoposte a controllo di qualità dei copriferrini, non si decurtano quindi 5mm.

$$C_{fondazione,piastre} = 30mm + 0mm - 0mm = 30 mm$$

$$C_{fondazione,travi_pilastrati} = 35mm + 0mm - 0mm = 35 mm$$

2.4.1 Copriferro minimo per protezione incendio

Facendo riferimento al DM 16/02/2007 si riporta la tabella contenente le indicazioni di sezione al variare della resistenza al fuoco.

Per le seguenti valutazioni si considera un tempo massimo di esposizione all'incendio di 60 minuti.

Per gli elementi in esame il copriferro è inteso rispetto all'asse della barra longitudinale.

2.4.1.1 Solai

D.5 Solette piene e solai alleggeriti

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo ⁽¹⁾	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento ⁽²⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento ⁽³⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale a 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

⁽¹⁾ In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

⁽²⁾ Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

⁽³⁾ In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

La verifica risulta soddisfatta la sezione è R60

3 Relazione sui carichi

I carichi agenti sulla presente struttura sono costituiti dal peso proprio degli elementi strutturali (G1), dal peso proprio degli elementi non strutturali (G2) e dai carichi variabili (Qk). Inoltre, si considera anche la forza orizzontale del sisma calcolata come indicato dal D.M. 17/01/2018 per elementi strutturali (cap. 7.2.3).

3.1.1 Pesì propri strutturali

Il peso proprio è stato considerato in ragione della reale geometria della struttura e dei pesi specifici dei materiali.

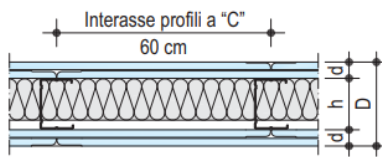
Materiale	γ [kN/mc]
Calcestruzzo armato	25
Acciaio da carpenteria	78.5
Muratura a conci sbozzati	20
Muratura in mattoni pieni	18
Legno tipo C24	5

3.1.2 Pesi propri non strutturali

3.1.2.1 Peso tramezzi interni

Ai fini del calcolo del peso dei tramezzi distribuiti sul solaio, si considerano delle pareti in cartongesso aventi doppia orditura, come da seguente immagine tipologica.

Dati tecnici	Dati tecnici - Misure				Fono- isolamento R_w	Strato Isolante	Rapporto di prova
	Spessore Parete D mm	Profilo (Intercap.) h mm	Rivestimento Spess. Tipo d mm	Peso ⁽¹⁾ (ca.) kg/m ²			

Sistema	D	h	d	Peso ⁽¹⁾	R_w	Spessore/ densità	Rapporto di prova
W 112 Parete Knauf a singola orditura metallica con doppio rivestimento 	100	50	GKB (A) 2x12,5 GKF (F) GKI (H)	43	54	40/70 ⁽⁴⁾	186654
	125	75			54	60/40 ⁽⁴⁾	186656
					55	60/70 ⁽⁴⁾	186653
	150	100			52	40 ⁽³⁾	811417
					56	2x40/40 ⁽⁴⁾	186655

Considerando delle pareti interne in cartongesso di altezza massima 3.7m aventi doppia orditura, con peso approssimativo di 0.43 kN/mq si ha:

$$G_2 = 0.43 \cdot 2.9 = 1.25 \text{ kN/m}$$

Quindi il corrispondente carico distribuito risulta essere pari a:

$$g_2 = 0.80 \text{ kN/mq}$$

Come riportato nella seguente tabella delle NTC2018.

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Peso solai esistenti

Solaio tra piano interrato e piano terra - Sol6 - Volta a botte			
Spessore mattoni pieni strutturali	s1	0,12	m
Densità mattoni pieni	ρ_1	18,00	kN/m ³
Peso mattoni pieni al metro quadro	g1	2,16	kN/m ²

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Spessore mattoni pieni portati	s2	0,06	m
Densità mattoni pieni	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso mattoni pieni al metro quadro	g2,1	1,08	kN/m ²
Spessore materiale di riempimento	s3	0,20	m
Densità materiale di riempimento	ρ 3	16,00	kN/m ³
Peso materiale di riempimento al metro quadro	g2,2	3,20	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s4	0,11	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ 4	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,3	2,20	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	2,16	kN/m ²
Permanente portato	g2	6,48	kN/m ²

Solaio tra piano terra e piano primo - Putrelle e tavelloni			
Peso putrelle al metro lineare	g1,l	0,16	kN/m
Interasse putrelle	i1	0,90	m
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,27	kN/m ²
Peso tavelloni al metro quadro	g2,2	0,96	kN/m ²
Peso soletta e massetto al metro quadro	g2,3	3,12	kN/m ²
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,4	0,30	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,18	kN/m ²
Permanente portato	g2	4,65	kN/m ²

Solaio tra piano terra e piano primo - Laterocemento			
Carico medio travetto e pignatta al mq	g1,1	2,47	kN/m ²
Carico soletta	g1,2	1,25	kN/m ²
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,27	kN/m ²
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,2	1,40	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	3,72	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,67	kN/m ²

Solaio tra piano terra e piano primo - Controsoffitto in legno			
Carico singolo travetto	g1,trav	0,03	kN/m
Carico singola trave	g1,t	0,28	kN/m
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,90	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,29	kN/m ²
Permanente portato	g2	0,90	kN/m ²

Solaio tra piano terra e piano primo - Travetti varese e tavelloni			
---	--	--	--

Peso travetti al metro lineare	g1,l	0,52	kN/m
Interasse travetti	i1	1,10	m
Peso tavelloni al metro quadro	g2,1	0,96	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,47	kN/m ²
Permanente portato	g2	0,96	kN/m ²

Solaio tra piano terra e piano primo - Solaio in legno			
Densità legno	ρ, trav	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1, trav	0,10	kN/m
Carico singola trave	g1, t	0,32	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,45	kN/m ²
Peso piennelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,2	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,45	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,54	kN/m ²

Solaio tra piano terra e piano primo - Putrelle e voltine			
Peso putrelle al metro lineare	g1,l	0,15	kN/m
Peso mattoni pieni al metro quadro	g2,1	1,08	kN/m ²
Peso materiale di riempimento al metro quadro	g2,2	1,60	kN/m ²
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,3	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,17	kN/m ²
Permanente portato	g2	3,68	kN/m ²

Copertura in legno			
Carico singolo travetto	g1, trav	0,02	kN/m
Carico singola trave	g1, t	0,32	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,26	kN/m ²
Peso piennelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Peso malta al metro quadro	g2,2	0,40	kN/m ²
Peso coppi ed embrici al metro quadro	g2,3	0,60	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,26	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,54	kN/m ²

3.1.3 Azione della neve

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
II	Zona normale	1.00	50 anni	275 m	100

Copertura a più falde:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 18.0^\circ$

$\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 80 \text{ daN/mq}$

3.1.4 Azione del vento

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:

$$V_b = V_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} (1 + k_s ((a_s / a_0) - 1)) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

per $as > 1500$ m vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate

Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $as = 1500$ m

Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR

Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
3	27 m/s	500 m	0.37	275 m	50 anni	27 m/s	1.00	27.00 m/s

Pressione cinetica di riferimento, $qr = \rho Vr^2 / 2 = 45.6$ daN/mq

dove: ρ è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione:

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0.22	0.30 m	8 m

Classe di rugosità del terreno: B (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;

Cd: coefficiente dinamico;

Ct: coefficiente di topografia;

Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);

z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
0.4 e 0.8	1.00	1.00	1.91	12.00 m

3.2 Descrizione del modello strutturale

Per la valutazione della sicurezza degli interventi previsti si è fatto riferimento a diversi modelli strutturali. In particolare, per lo studio delle strutture portanti in muratura sono state utilizzate modellazioni ai macroelementi. Per quanto concerne gli elementi strutturali secondari sono stati adottati modelli di calcolo semplificati.

3.2.1 Combinazioni di carico

Ai fini degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di carico, oggetto di verifica:

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

$$\gamma_g G_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLER) irreversibili:

$$G_k + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLEFREQ) reversibili:

$$G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLEQP) a lungo termine:

$$G_k + \psi_{21} Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_k + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

In questo caso verranno considerati lo stato limite di danno (SLD) e lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Committente:

Opera Pia Leopoldo e Giovanni Vanni



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

dove:

G_k : il valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{k1} : il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ki} : i valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente

ψ : coefficiente che tiene conto della durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile.

Le azioni variabili che sono state considerate, come riportato nel corrispondente paragrafo sono:

Carichi variabili

Vento

Neve

4 Relazione di calcolo

Per quanto concerne l'applicazione dei carichi, la determinazione dei parametri sismici e le considerazioni generali sul modello a macroelementi, si rimanda al corrispondente paragrafo.

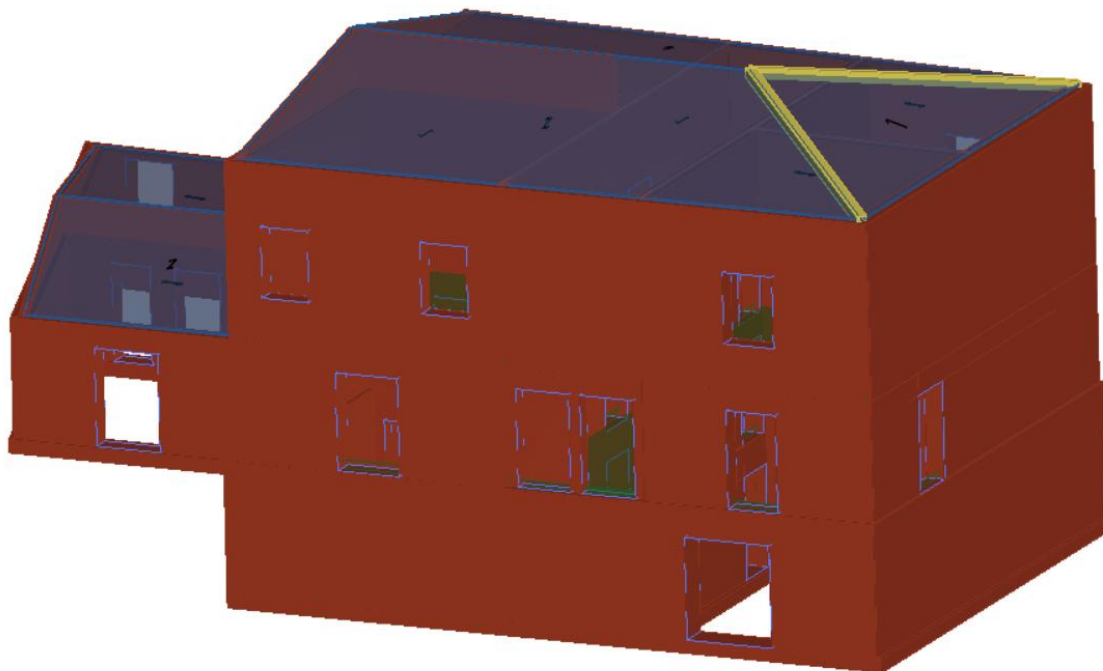


Figura 2 Rappresentazione grafica del modello dell'edificio A allo stato di fatto

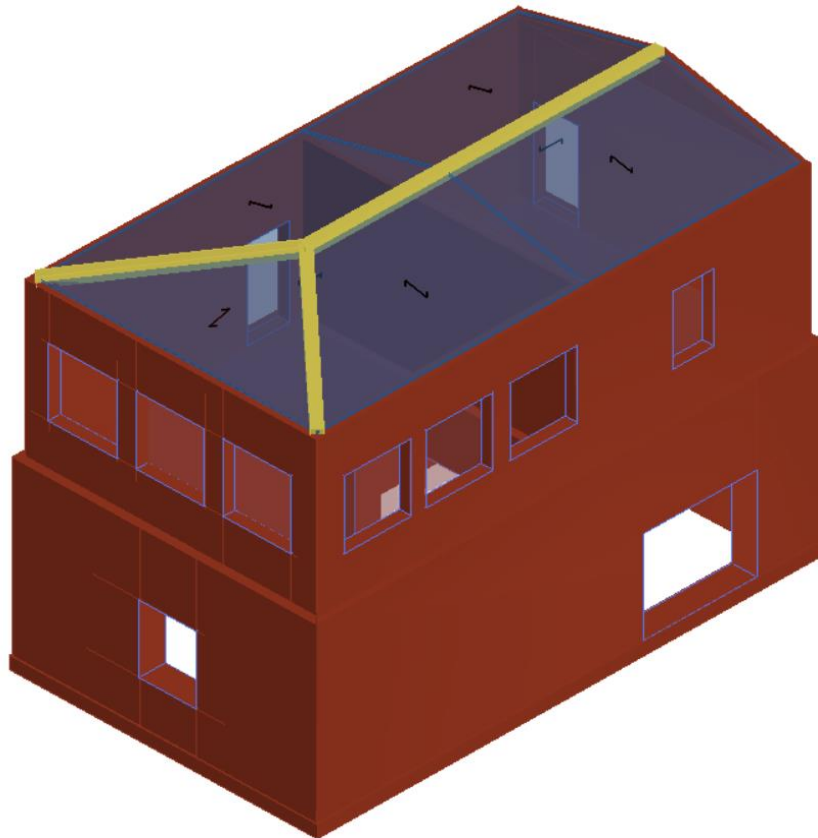


Figura 6 Rappresentazione grafica del modello dell'edificio B allo stato di fatto

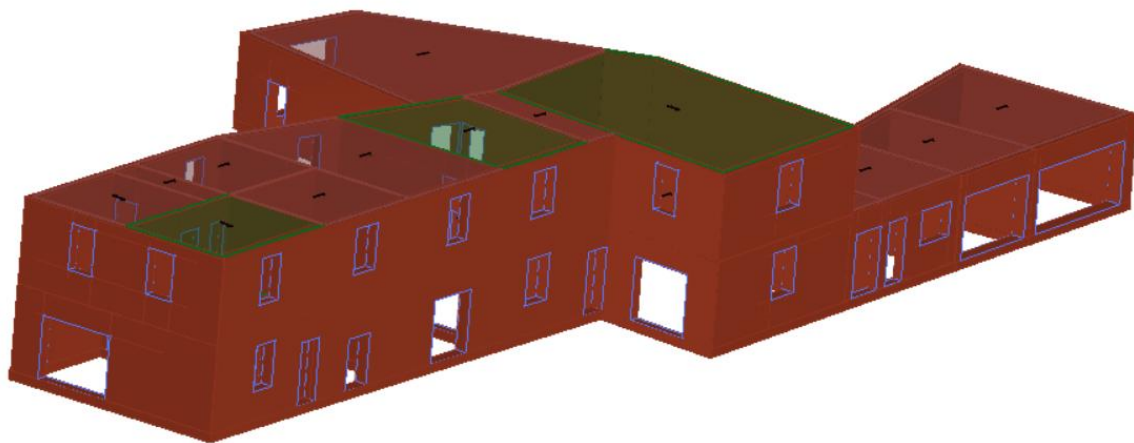


Figura 7 Rappresentazione grafica del modello dell'edificio C allo stato di fatto

4.1 Software utilizzati

3 Muri

3Muri è il programma di calcolo specifico per il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura secondo le NTC 18. Il metodo di calcolo FME - Frame by Macro Element - schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento. La struttura viene in particolare schematizzata in 3 tipologie di elementi: maschi, fasce e nodi rigidi. I maschi e le fasce contribuiscono alla rigidezza e resistenza sismica e statica del fabbricato attraverso un comportamento elasto-plastico non lineare, secondo quanto previsto al cap. 7 delle NTC2018. I nodi sono invece considerati infinitamente rigidi e resistenti. Il solutore del software ha dimostrato la sua affidabilità grazie a test effettuati presso numerose Università e Centri di ricerca nazionali e internazionali, con risultati in grado di rappresentare fedelmente il reale comportamento delle strutture analizzate.

PROFILI V_6

Per la verifica degli elementi in carpenteria metallica si è utilizzato il programma Profili V6, programma gratuito per l'ingegneria civile sviluppato dal Prof. Gelfi dell'Università di Brescia.

SAP2000

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali previsti in fase di intervento (nuova pensilina metallica, nuovo corpo scale) è stato realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti sul programma di calcolo SAP2000, sviluppato e commercializzato da CSI Italia (SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers, Inc. Berkley, California, USA). Tutte le analisi condotte con solutore SAP2000 sono di tipo lineare.

VCASLU

Per la verifica degli elementi in cemento armato si è utilizzato il programma VcaSLU, programma gratuito per l'ingegneria civile sviluppato dal Prof. Gelfi dell'Università di Brescia.

4.2 Relazione di calcolo stato di fatto

Nel presente paragrafo verranno illustrate le verifiche degli elementi strutturali allo stato di fatto. Verranno mostrate le verifiche con il seguente schema:

- Verifiche allo SLU – utili per valutare l’adeguamento statico del fabbricato.
- Verifiche di resistenza con la combinazione SLE QP – utili per valutare la resistenza della struttura con una conformazione di carico verticale che sarà la medesima di quella considerata per le verifiche SLV, questa analisi è utile a verificare se sono presenti degli elementi non verificati già a carico verticale, prima di testarli con anche l’azione orizzontale.
- Verifiche allo SLV con sisma - utili per valutare la corrispondente vulnerabilità sismica degli elementi.

4.2.1 Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura

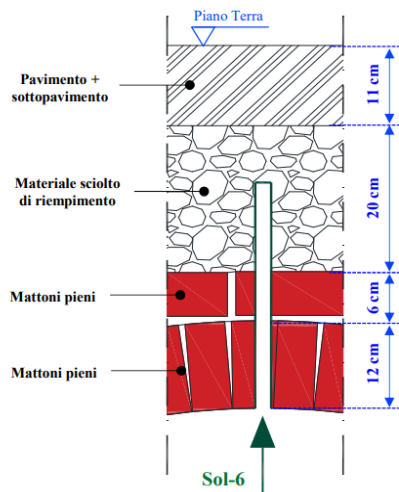
4.2.1.1 Verifica degli orizzontamenti

Si riportano di seguito le verifiche sugli orizzontamenti presenti all’interno degli edifici A, B, C.

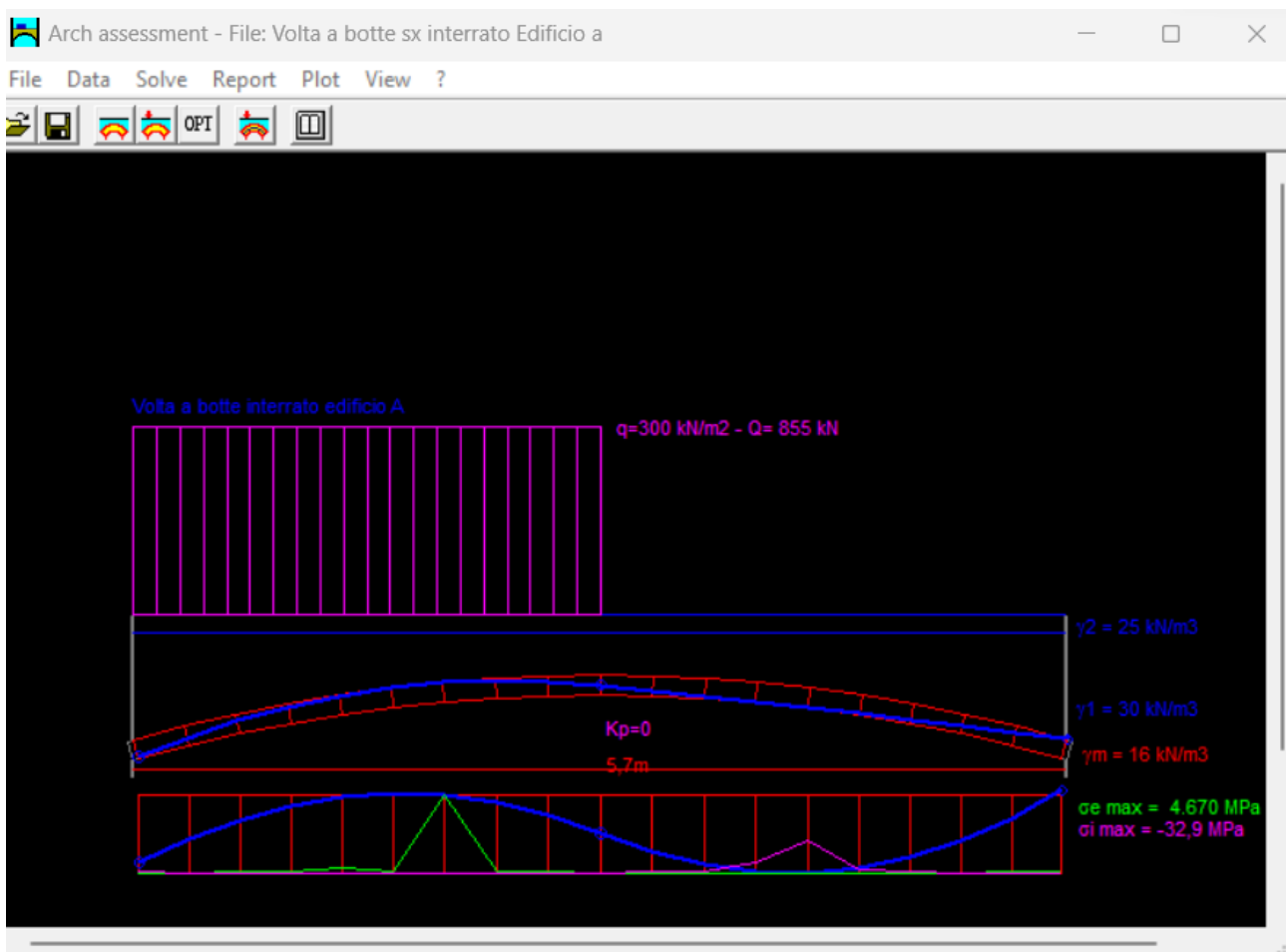
Edificio A

Solaio tra piano interrato e piano terra – Sol 6 – Volta a botte			
Spessore mattoni pieni strutturali	s1	0,12	m
Densità mattoni pieni	ρ 1	18,00	kN/m ³
Peso mattoni pieni al metro quadro	g1	2,16	kN/m ²
Spessore mattoni pieni portati	s2	0,06	m
Densità mattoni pieni	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso mattoni pieni al metro quadro	g2,1	1,08	kN/m ²
Spessore materiale di riempimento	s3	0,20	m
Densità materiale di riempimento	ρ 3	16,00	kN/m ³
Peso materiale di riempimento al metro quadro	g2,2	3,20	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s4	0,11	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ 4	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,3	2,20	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	2,16	kN/m ²
Permanente portato	g2	6,48	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²

INDAGINI SPERIMENTALI SU MATERIALI E STRUTTURE
Sol-6 - SOLAIO PIANO TERRA



La verifica è stata eseguita con il software Arco sviluppato dal Prof. Gelfi.

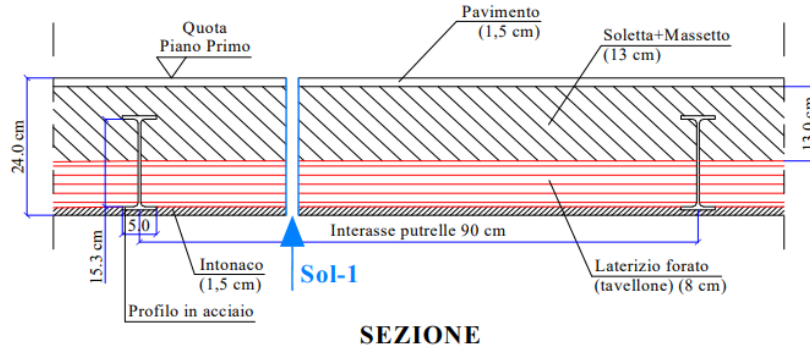


L'arco risulta essere parzialmente in trazione, per cui sarà necessario consolidarlo in fase di progetto.

Solaio tra piano terra e piano primo - Sol1 - Putrelle e tavelloni			
Peso putrelle al metro lineare	g1,l	0,16	kN/m
Interasse putrelle	i1	0,90	m
Peso putrelle al metro quadro	g1	0,18	kN/m ²
Spessore intonaco	s2	0,02	m
Densità intonaco	ρ2	18,00	kN/m ³
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,27	kN/m ²
Spessore tavelloni	s3	0,08	m
Densità laterizio forato	ρ3	12,00	kN/m ³
Peso tavelloni al metro quadro	g2,2	0,96	kN/m ²
Spessore soletta e massetto	s4	0,13	m
Densità soletta e massetto	ρ4	24,00	kN/m ³
Peso soletta e massetto al metro quadro	g2,3	3,12	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s5	0,02	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ5	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,4	0,30	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,18	kN/m ²
Permanente portato	g2	4,65	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,23	kN/m ²
Permanente portato	g2	6,98	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	0,90	m
Carico lineare su trave	q	9,18	kN/m
Luce	L	4,80	m
Momento in mezzeria	Mmax	26,45	kNm
Momento resistente	MRd	27,73	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,05	

INDAGINI SPERIMENTALI SU MATERIALI E STRUTTURE

Sol-1 - SOLAIO PIANO PRIMO
SCHEMA GRAFICO



Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClS Normativa: NTC ?

IPE IPN HEAA HL Wy ly g

Acciaio S235 (Fe360) fy (N/mm2) 235 fu 360

Lunghezze di libera inflessione [m]
l_{0y} 4,8 l_{0z} 0

N_{sdl} [kN] 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 80	6,0	80	46	3,80	5,20	5,00
IPE 100	8,1	100	55	4,10	5,70	7,00
IPE 120	10,4	120	64	4,40	6,30	7,00
IPE 140	12,9	140	73	4,70	6,90	7,00
IPE 160	15,8	160	82	5,00	7,40	9,00
IPE 180	18,8	180	91	5,30	8,00	9,00
IPE 200	22,4	200	100	5,60	8,60	12,00

Plotta

Classe Sezione
 Compressione
 Flessione My
 Flessione Mz
 Presso-Flessione I

Verifiche

IPE 160
 N_{by,Fd} [kN] 363,6
 N_{bz,Fd} [kN] 449,6
 V_{py,Fd} [kN] 124,8
 M_{oy,Fd} [kNm] 27,73
 M_{oz,Fd} [kNm] 5,841
 V_{pz,Fd} [kN] 156,8

g (Kg/m): 15,8
 h (mm): 160
 b (mm): 82
 tw (mm): 5
 tf (mm): 7,4
 r1 (mm): 9
 r2 (mm): 0
 A (cm2): 20,09
 Iy (cm4): 869,3
 Iy (cm4): 869,3
 Wy (cm3): 108,7
 Wpl,y (cm3): 123,9
 iz (cm): 1,84
 Iz (cm4): 68,31
 Wz (cm3): 16,66
 Wpl,z (cm3): 26,1
 IT (cm4): 3,6
 Iw (cm6): 3,960

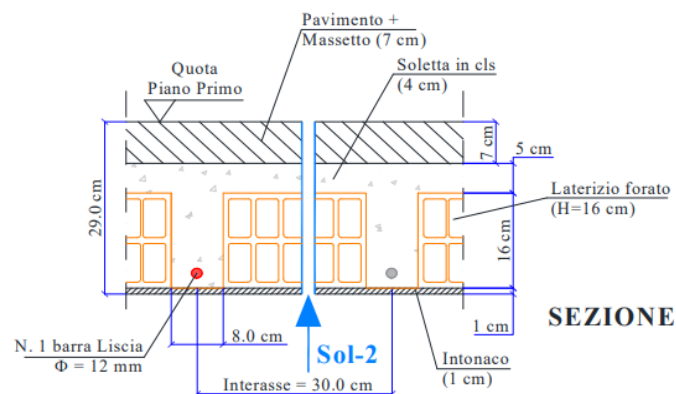
Solaio tra piano terra e piano primo - Sol2 - Laterocemento			
Base travetto	b,trav	0,08	m
Altezza pignatte	h,trav	0,16	m
Interasse travetti	i,trav	0,30	m
Densità cemento armato	ρ,trav	25,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,32	kN/m
Densità laterizio forato	ρ,pign	12,00	kN/m ³
Carico pignatta	g1,pign	0,42	kN/m
Carico medio travetto e pignatta al mq	g1,1	2,47	kN/m ²
Spessore soletta	sp,sol	0,05	m
Densità cemento armato	ρ,sol	25,00	kN/m ³
Carico soletta	g1,2	1,25	kN/m ²
Spessore intonaco	s2	0,02	m
Densità intonaco	ρ2	18,00	kN/m ³
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,27	kN/m ²

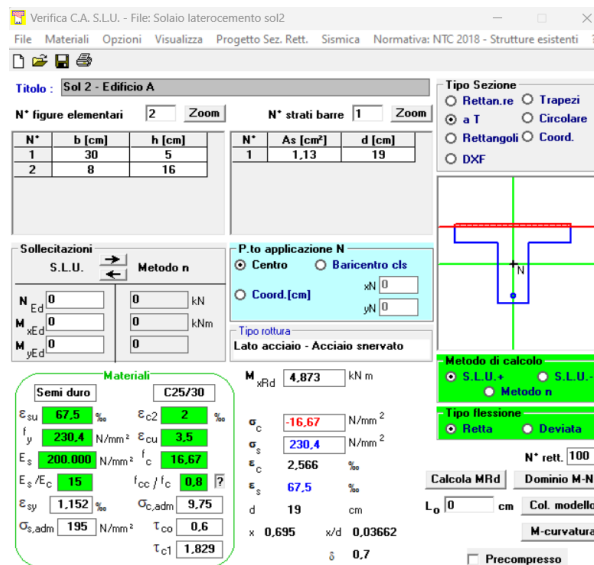
Spessore pavimento e sottopavimento	s3	0,07	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ_3	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,2	1,40	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	3,72	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,67	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γ_{g1}	1,3	
	γ_{g2}	1,5	
	γ_q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	4,84	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,51	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	0,30	m
Carico lineare su travetto	q	3,10	kN/m
Luce	L	4,20	m
Momento in mezzeria	Mmax	6,84	kNm
Momento resistente	MRd	4,87	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	0,71	

INDAGINI SPERIMENTALI SU MATERIALI E STRUTTURE

Sol-2 - SOLAIO PIANO PRIMO

SCHEMA GRAFICO

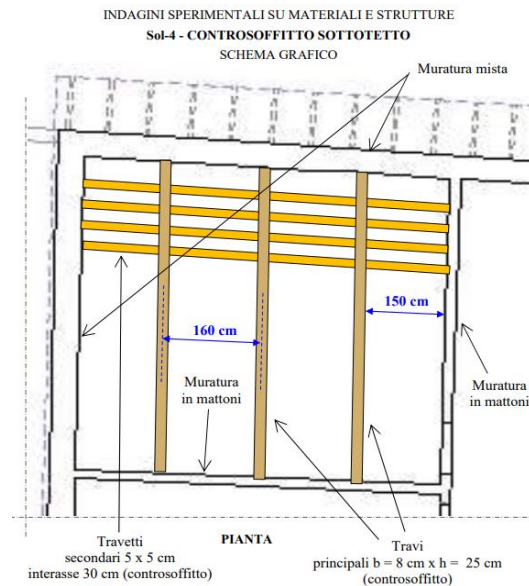




Solaio tra piano primo e sottotetto - Sol4 - Controsoffitto in legno			
Base travetto	b,trav	0,05	m
Altezza travetto	h,trav	0,05	m
Interasse travetti	i,trav	0,30	m
Densità legno	ρ ,trav	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,02	kN/m
Base trave	b,t	0,08	m
Altezza trave	h,t	0,25	m
Interasse travi	i,t	1,55	m
Carico singola trave	g1,t	0,14	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,15	kN/m ²
Spessore intonaco	s2	0,03	m
Densità intonaco	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,15	kN/m ²
Permanente portato	g2	0,54	kN/m ²
Accidentale manutenzione	q,acc	0,50	kN/m ²
SLU	γ g1	1,3	
	γ g2	1,5	
	γ q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,19	kN/m ²
Permanente portato	g2	0,81	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	0,75	kN/m ²
Interasse	i	1,55	m
Carico lineare su trave	q	2,72	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Luce	L	6,50	m
Momento in mezzeria	Mmax	14,35	kNm
Momento resistente	MRd	14,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	0,98	



Solaio tra piano terra e piano primo - Sol5 - Travetti varesi e tavelloni			
Peso travetti al metro lineare	g1,l	0,52	kN/m
Interasse travetti	i1	1,10	m
Peso travetti al metro quadro	g1	0,47	kN/m ²
Spessore tavelloni	s2	0,08	m
Densità laterizio forato	ρ2	12,00	kN/m ³
Peso tavelloni al metro quadro	g2,1	0,96	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,47	kN/m ²
Permanente portato	g2	0,96	kN/m ²
Accidentale manutenzione	q,acc	0,50	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,61	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,44	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	0,75	kN/m ²
Interasse	i	1,10	m
Carico lineare su trave	q	3,09	kN/m
Luce	L	4,90	m

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Peso proprio strutturale	g1	0,34	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,31	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	1,20	kN/m ²
Interasse	i	1,40	m
Carico lineare su trave	q	5,39	kN/m
Luce	L	5,80	m
Momento in mezzeria	Mmax	22,65	kNm
Momento resistente	MRd	28,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,24	

Edificio B

Solaio tra piano terra e piano primo - Stanza 1 - Solaio in legno			
Base travetto	b,trav	0,12	m
Altezza travetto	h,trav	0,12	m
Interasse travetti	i,trav	0,35	m
Densità legno	ρ,trav	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,10	kN/m
Base trave	b,t	0,20	m
Altezza trave	h,t	0,23	m
Interasse travi	i,t	2,00	m
Carico singola trave	g1,t	0,32	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,45	kN/m ²
Spessore piastrelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s3	0,05	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ3	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,2	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,45	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,54	kN/m ²
Accidentale cat. C2	q,acc	4,00	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,58	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,31	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	6,00	kN/m ²

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Interasse	i	2,00	m
Carico lineare su trave	q	17,79	kN/m
Luce	L	4,40	m
Momento in mezzeria	Mmax	43,05	kNm
Momento resistente	MRd	28,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	0,65	

Solaio tra piano terra e piano primo - Stanza 2 - Solaio in legno			
Base travetto	b,trav	0,06	m
Altezza travetto	h,trav	0,06	m
Interasse travetti	i,trav	0,30	m
Densità legno	ρ ,trav	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,03	kN/m
Base trave	b,t	0,28	m
Altezza trave	h,t	0,31	m
Interasse travi	i,t	1,00	m
Carico singola trave	g1,t	0,60	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,68	kN/m ²
Spessore piastrelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s3	0,05	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ 3	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,2	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,68	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,54	kN/m ²
Accidentale cat. C2	q,acc	4,00	kN/m ²
SLU			
	γ g1	1,3	
	γ g2	1,5	
	γ q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,88	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,31	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	6,00	kN/m ²
Interasse	i	1,00	m
Carico lineare su trave	q	9,19	kN/m
Luce	L	5,80	m
Momento in mezzeria	Mmax	38,66	kNm
Momento resistente	MRd	60,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,55	

Copertura in legno			
Base travetto	b,trav	0,10	m
Altezza travetto	h,trav	0,10	m
Interasse travetti	i,trav	0,35	m
Densità legno	ρ ,trav	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,07	kN/m
Base trave	b,t	0,17	m
Altezza trave	h,t	0,22	m
Interasse travi	i,t	1,40	m
Carico singola trave	g1,t	0,26	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,39	kN/m ²
Spessore pianelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso pianelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Spessore malta allettamento	s3	0,02	m
Densità malta allettamento	ρ 3	20,00	kN/m ³
Peso malta al metro quadro	g2,2	0,40	kN/m ²
Peso coppi ed embrici al metro quadro	g2,3	0,60	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,39	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,54	kN/m ²
Accidentale neve	q,acc	0,80	kN/m ²
SLU			
	γ g1	1,3	
	γ g2	1,5	
	γ q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,50	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,31	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	1,20	kN/m ²
Interasse	i	1,40	m
Carico lineare su trave	q	5,62	kN/m
Luce	L	5,00	m
Momento in mezzeria	Mmax	17,56	kNm
Momento resistente	MRd	21,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,20	

Edificio C

Solaio tra piano terra e piano primo - Solaio in legno			
Base travetto	b,trav	0,10	m
Altezza travetto	h,trav	0,10	m
Interasse travetti	i,trav	0,40	m
Densità legno	ρ ,trav	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,07	kN/m
Base trave	b,t	0,17	m
Altezza trave	h,t	0,20	m
Interasse travi	i,t	0,90	m
Carico singola trave	g1,t	0,24	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,44	kN/m ²
Spessore piastrelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s3	0,05	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ 3	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,2	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,44	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,54	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γ g1	1,3	
	γ g2	1,5	
	γ q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,57	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,31	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	0,90	m
Carico lineare su trave	q	5,29	kN/m
Luce	L	5,10	m
Momento in mezzera	Mmax	17,21	kNm
Momento resistente	MRd	16,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	0,93	

Solaio tra piano terra e piano primo - Putrelle e tavelloni			
Peso putrelle al metro lineare	g1,l	0,15	kN/m
Interasse putrelle	i1	0,95	m
Peso putrelle al metro quadro	g1	0,16	kN/m ²
Spessore intonaco	s2	0,02	m
Densità intonaco	ρ 2	18,00	kN/m ³
Peso intonaco al metro quadro	g2,1	0,27	kN/m ²

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Spessore tavelloni	s3	0,08	m
Densità laterizio forato	ρ_3	12,00	kN/m ³
Peso tavelloni al metro quadro	g2,2	0,96	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s4	0,05	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ_4	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,3	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,16	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,23	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γ_{g1}	1,3	
	γ_{g2}	1,5	
	γ_q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,21	kN/m ²
Permanente portato	g2	3,35	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	0,95	m
Carico lineare su trave	q	6,22	kN/m
Luce	L	4,20	m
Momento in mezzeria	Mmax	13,72	kNm
Momento resistente	MRd	19,77	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,44	

Solaio tra piano terra e piano primo - Putrelle e voltine			
Peso putrelle al metro lineare	g1,l	0,15	kN/m
Interasse putrelle	i1	0,95	m
Peso putrelle al metro quadro	g1	0,16	kN/m ²
Spessore mattoni pieni portati	s2	0,06	m
Densità mattoni pieni	ρ_2	18,00	kN/m ³
Peso mattoni pieni al metro quadro	g2,1	1,08	kN/m ²
Spessore materiale di riempimento	s3	0,10	m
Densità materiale di riempimento	ρ_3	16,00	kN/m ³
Peso materiale di riempimento al metro quadro	g2,2	1,60	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s4	0,05	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ_4	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,3	1,00	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,16	kN/m ²
Permanente portato	g2	3,68	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γ_{g1}	1,3	
	γ_{g2}	1,5	

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

	γ_q	1,5	
Peso proprio strutturale	g_1	0,21	kN/m ²
Permanente portato	g_2	5,52	kN/m ²
Accidentale abitazione	q_{acc}	3,00	kN/m ²
Interasse	i	0,95	m
Carico lineare su trave	q	8,29	kN/m
Luce	L	4,20	m
Momento in mezzera	M_{max}	18,28	kNm
Momento resistente	M_{Rd}	19,77	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,08	

Copertura in legno			
Base travetto	b_{trav}	0,10	m
Altezza travetto	h_{trav}	0,10	m
Interasse travetti	i_{trav}	0,35	m
Densità legno	ρ_{trav}	7,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	$g_{1,trav}$	0,07	kN/m
Base trave	b_t	0,22	m
Altezza trave	h_t	0,22	m
Interasse travi	i_t	1,60	m
Carico singola trave	$g_{1,t}$	0,34	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g_1	0,41	kN/m ²
Spessore piastrelle in cotto	s_2	0,03	m
Densità laterizio	ρ_2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	$g_{2,1}$	0,54	kN/m ²
Spessore malta allettamento	s_3	0,02	m
Densità malta allettamento	ρ_3	20,00	kN/m ³
Peso malta al metro quadro	$g_{2,2}$	0,40	kN/m ²
Peso coppi ed embrici al metro quadro	$g_{2,3}$	0,60	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g_1	0,41	kN/m ²
Permanente portato	g_2	1,54	kN/m ²
Accidentale neve	q_{acc}	0,80	kN/m ²
SLU			
	γ_{g1}	1,3	
	γ_{g2}	1,5	
	γ_q	1,5	
Peso proprio strutturale	g_1	0,54	kN/m ²
Permanente portato	g_2	2,31	kN/m ²
Accidentale abitazione	q_{acc}	1,20	kN/m ²
Interasse	i	1,60	m
Carico lineare su trave	q	6,47	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

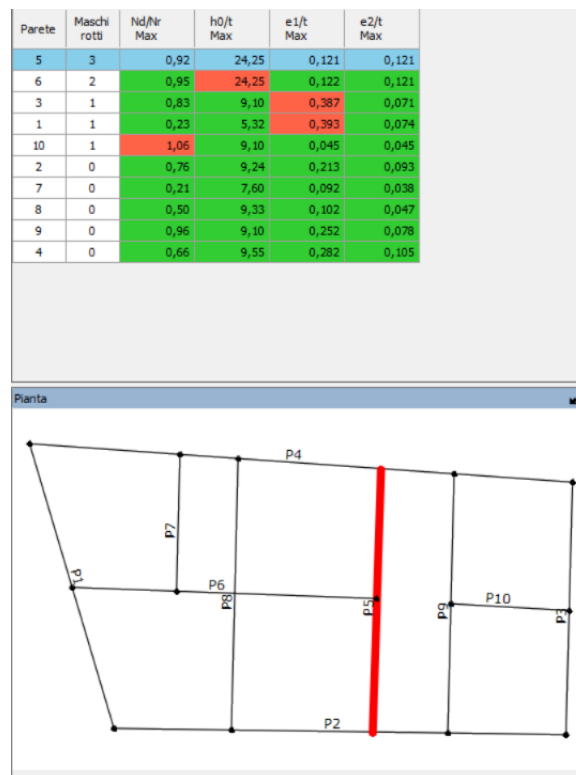
Luce	L	6,60	m
Momento in mezzeria	Mmax	35,24	kNm
Momento resistente	MRd	29,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	0,82	

La maggior parte degli orizzontamenti risulta non verificata per carichi statici.

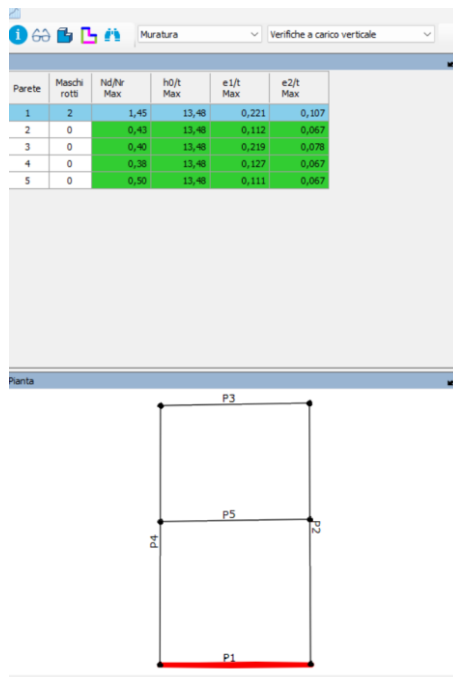
4.2.1.2 Verifica dei maschi murari

Si riportano le verifiche statiche dei maschi murari degli Edifici A, B, C eseguite con 3Muri.

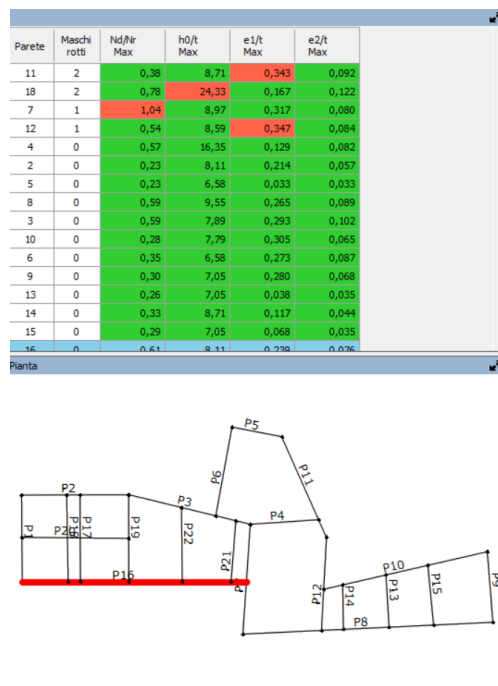
Edificio A



Edificio B



Edificio C

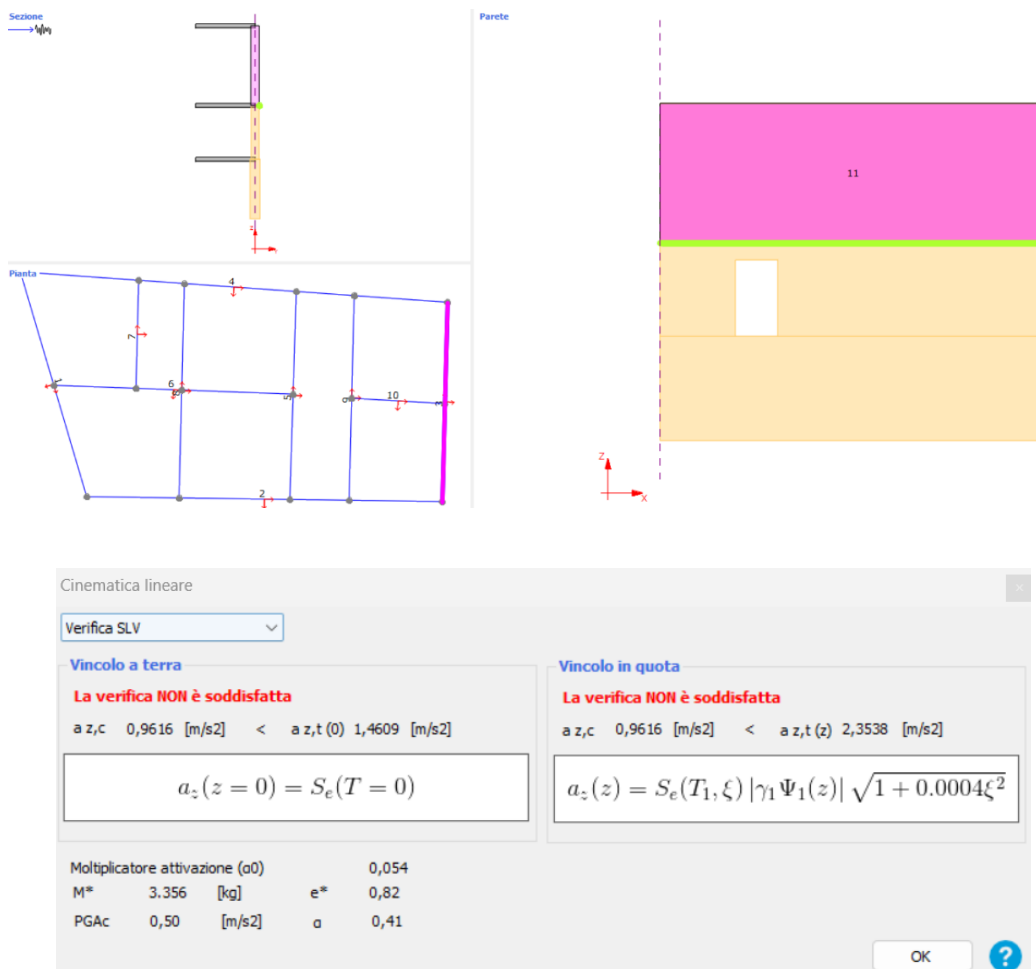


Il 70% dei maschi risulta verificato per carichi statici.

4.2.1.3 Verifiche sismiche stato attuale

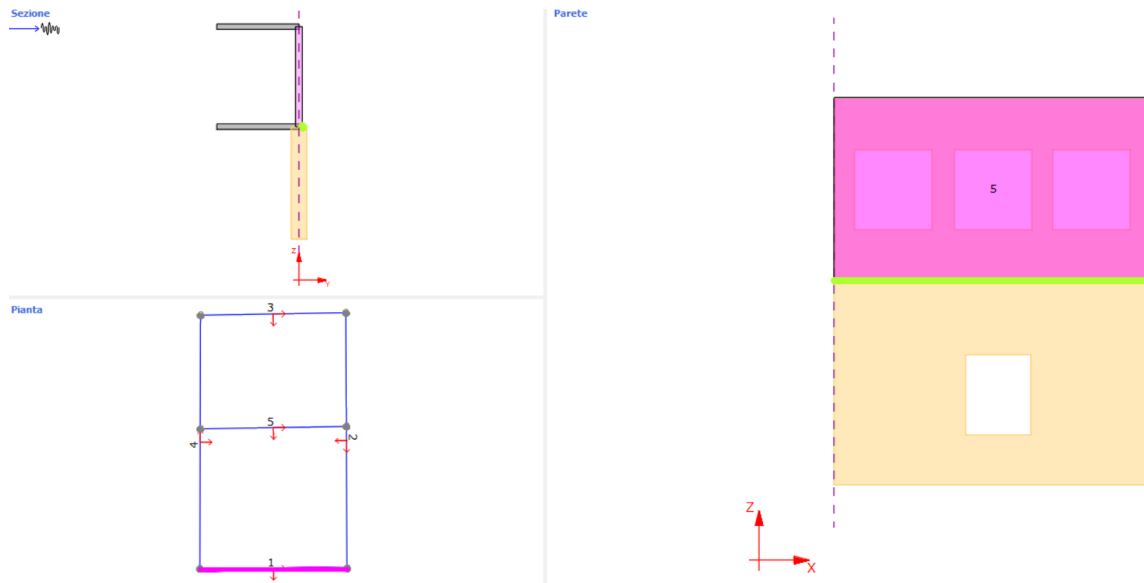
La vulnerabilità allo stato di fatto è condizionata dal possibile ribaltamento fuori piano delle pareti in muratura (comportamento locale). Tale comportamento si ha a causa della mancanza di efficaci collegamenti tra le pareti ortogonali e tra pareti e solai (mancanza del piano rigido nei piani intermedi). L’approccio utilizzato è quello dell’analisi limite che consente di determinare il moltiplicatore dei carichi gravitazionali che attiva il meccanismo. Le successive verifiche si basano sulla definizione di un oscillatore equivalente secondo quanto previsto in normativa. Si riportano i cinematismi fuori piano più gravosi per i singoli fabbricati, ed il relativo indice di sicurezza sismico.

Edificio A



Valore del moltiplicatore di collasso= Indice di sicurezza sismico= $\alpha = 0.41$.

Edificio B



Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra
La verifica NON è soddisfatta
 $a_{z,c} \ 1,1010 \ [m/s^2] < a_{z,t}(0) \ 1,6728 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota
La verifica NON è soddisfatta
 $a_{z,c} \ 1,1010 \ [m/s^2] < a_{z,t}(z) \ 2,3143 \ [m/s^2]$

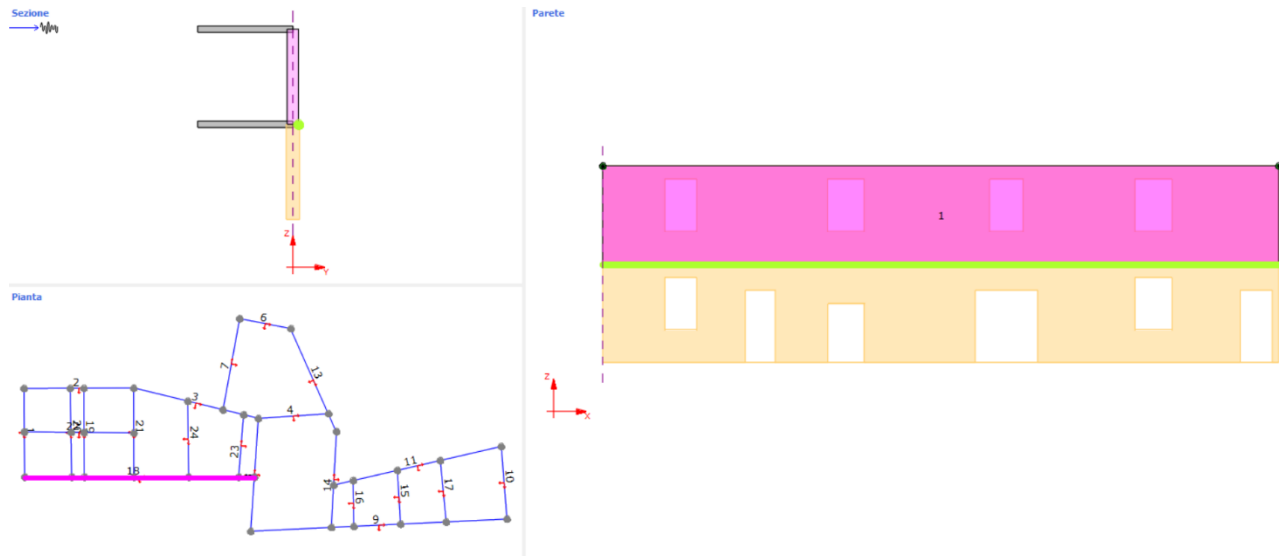
$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$$

Moltiplicatore attivazione (α_0)	0,060
M^* 928 [kg]	e^* 0,79
PGAc 0,66 [m/s ²]	α 0,48

OK ?

Valore del moltiplicatore di collasso= Indice di sicurezza sismico= $\alpha = 0.47$.

Edificio C



Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica **NON** è soddisfatta

$a_{z,c} \ 0,8375 \ [m/s^2] < a_{z,t}(0) \ 1,4609 \ [m/s^2]$

$$a_z(z = 0) = S_c(T = 0)$$

Vincolo in quota

La verifica **NON** è soddisfatta

$a_{z,c} \ 0,8375 \ [m/s^2] < a_{z,t}(z) \ 2,1054 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_c(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

Moltiplicatore attivazione (α_0)	0,046
M^* 3.349 [kg]	e^* 0,79
PGAc 0,48 [m/s ²]	α 0,40

OK ?

Valore del moltiplicatore di collasso= Indice di sicurezza sismico= $\alpha = 0.40$.

4.3 Relazione di calcolo stato di progetto

Nel presente paragrafo verranno illustrate le verifiche degli elementi strutturali allo stato di progetto.

Verranno mostrate le verifiche con il seguente schema:

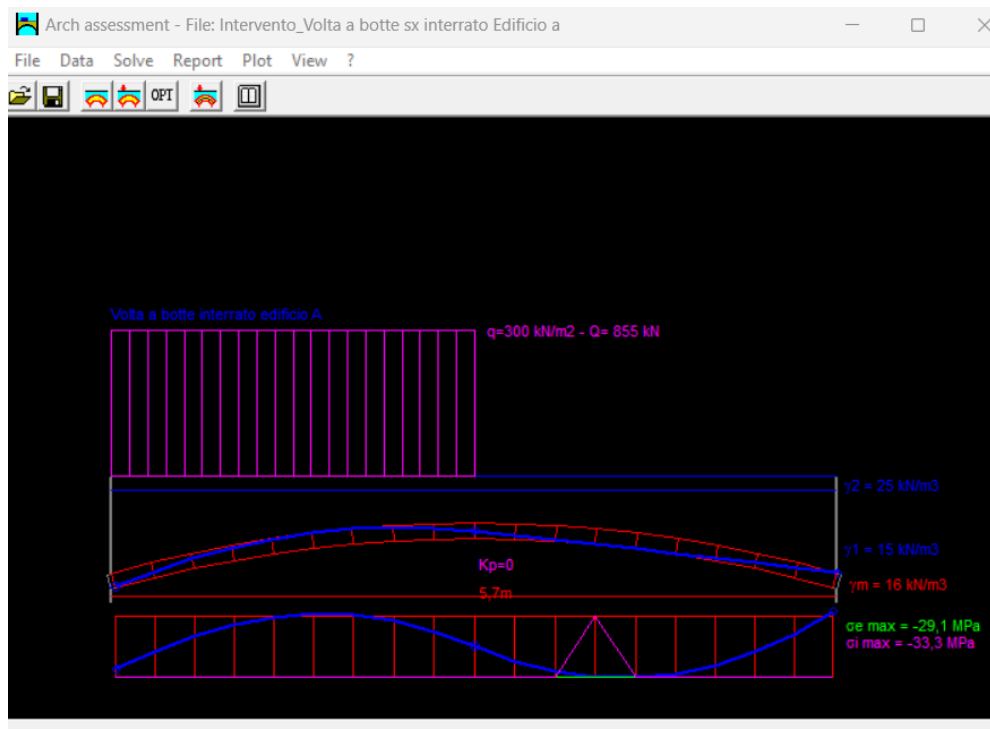
- Verifiche allo SLU – utili per valutare l'adeguamento statico del fabbricato.
- Verifiche allo SLV con sisma - utili per valutare la corrispondente vulnerabilità sismica degli elementi.

4.3.1 Progettazione dei nuovi orizzontamenti

Si riportano di seguito le verifiche sui progetti per orizzontamenti degli edifici A, B, C.

Edificio A

In seguito all'alleggerimento del materiale di riempimento della volta del piano interrato, si ottiene la seguente linea delle pressioni:



Inoltre l'applicazione di fasce in FRP estradossali in basalto e acciaio contribuisce al consolidamento della volta.

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Bretelle in HEB160 per Sol1			
Peso HEB160 al metro lineare	g _{1,l}	0,43	kN/m
Peso permanente solaio esistente	g ₂	4,83	kN/m ²
Carico accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
	γg ₁	1,3	
	γg ₂	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g ₁	0,55	kN/m
Permanente portato	g ₂	7,24	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse tra HEB160	i	1,90	m
Carico lineare su HEB160	q	20,01	kN/m
Luce HEB160	L	5,20	m
Momento in mezzeria	M _{max}	67,62	kNm
Momento resistente	MR _d	79,23	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,17	
Solaio attuale portato – Sol1			
Interasse	i	0,90	m
Carico lineare su trave	q	9,18	kN/m
Luce	L	1,90	m
Momento in mezzeria	M _{max}	4,14	kNm
Momento resistente	MR _d	27,73	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	6,69	

Bretelle in HEB160 per Sol2			
Peso HEB160 al metro lineare	g _{1,l}	0,43	kN/m
Peso permanente solaio esistente	g ₂	5,39	kN/m ²
Carico accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
	γg ₁	1,3	
	γg ₂	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g ₁	0,55	kN/m
Permanente portato	g ₂	8,09	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse tra HEB160	i	1,70	m
Carico lineare su HEB160	q	19,41	kN/m
Luce HEB160	L	5,20	m
Momento in mezzeria	M _{max}	65,61	kNm
Momento resistente	MR _d	79,23	kNm

Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,21	
Solaio attuale portato – Sol2			
Interasse	i	0,30	m
Carico lineare su travetto	q	3,10	kN/m
Luce	L	1,70	m
Momento in mezzeria	Mmax	1,12	kNm
Momento resistente	MRd	4,87	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	4,34	

Edificio B

Tipo materiale:	C24			Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Controllo qualità	NO	FC $\gamma_M = 1,50$		
Sezione				Valori caratteristici di rigidezza
b =	220	mm		mod. elast. parall. medio $E_{0,me}$ an 11000 MPa
h =	340	mm		mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05}$ 7400 MPa
l =	6,30	m		mod. elast. ortog. medio $E_{90,m}$ ean 370 MPa
Peso proprio del legno	5,00	kN/m ³		modulo di taglio medio G_{mean} 690 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0,37	kN/m		Valori caratteristici di resistenza
Carichi agenti per metro quadro				flessione $f_{m,k}$ 24,00 MPa
i (Interasse) =	1,50	m		traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 14,50 MPa
q_{G1k} = (permanente) =	0,04	kN/m ²		traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0,40 MPa
q_{G2k} = (perm. non str) =	2,06	kN/m ²		compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21,00 MPa
q_{Vk} = (variabile) =	3,00	kN/m ²		compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2,50 MPa
Carichi puntuali in mezzeria				taglio e torsione $f_{v,k}$ 4,00 MPa
P_{Gk} = (permanente) =	0,00	kN		Classe di servizio: 1
P_{Gk} = (perm. non str) =	0,00	kN		Carichi accidentali: Cat. A - Residenziale
P_{Vk} = (variabile) =	0,00	kN		$q_{G1k} = q_{G1ki} + q_{PPk} =$ 0,41 kN/m
Distanza tra ritegni torsionali				$q_{G2k} = q_{G2ki} =$ 2,06 kN/m
$l_{3,eff} =$	6,98	m		$q_{Vk} = q_{Vki} =$ 3,00 kN/m
tipo app: estremità	l_{app}	150 mm		Controfreccia: $u_0 =$ 0 mm
appoggio: discont.	b_{app}	220 mm		Limiti di freccia: $u_{2,ist}$ l / 500
	dist. bordo a:	0 mm		$U > 30\%$ NO $u_{net,fin}$ l / 350
Resistenza al fuoco:	R30			u_{fin} l / 300

Verifiche di resistenza		Verifiche di deformazione	
Flessione $\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0,74 ≤ 1	VERIFICATO	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} =$ 0,51 ≤ 1	VERIFICATO

<i>Stabilità</i>	$\frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_{m,2,d}}{(k_{crit} \cdot f_{m,d})} =$	0,74 ≤ 1	VERIFICATO	Freccia netta finale $U_{net,fin} / U_{net,fin,lim} =$	0,96 ≤ 1	VERIFICATO
<i>Taglio</i>	$\tau_d / f_{v,d} =$	0,35 ≤ 1	VERIFICATO	Freccia netta finale $u_{fin} / U_{fin,lim} =$	0,80 ≤ 1	VERIFICATO
<i>Compr. app.</i>	$\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$	0,42 ≤ 1	VERIFICATO	Freccia per P = 1 kN	0,66 mm **	VERIFICATO
Verifiche al fuoco:				Verifiche soddisfatte per R30		

Edificio C

Nuovo Solaio tra piano terra e piano primo - Solaio in legno			
Base travetto	b,trav	0,09	m
Altezza travetto	h,trav	0,09	m
Interasse travetti	i,trav	0,37	m
Densità legno	ρ,trav	5,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,04	kN/m
Base trave	b,t	0,22	m
Altezza trave	h,t	0,22	m
Interasse travi	i,t	1,50	m
Carico singola trave	g1,t	0,24	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,27	kN/m ²
Spessore piastrelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Spessore soletta in c.a. armata	s3	0,05	m
Densità soletta armata	ρ3	25,00	kN/m ³
Peso soletta al metro quadro	g2,2	1,25	kN/m ²
Spessore massetto portaimpanti	s4	0,10	m
Densità massetto portaimpanti	ρ4	6,00	kN/m ³
Peso massetto portaimpanti al mq	g2,3	0,60	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s5	0,02	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ5	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,4	0,40	kN/m ²
Peso controsoffitto al mq	g2,5	0,10	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,27	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,89	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,35	kN/m ²
Permanente portato	g2	4,34	kN/m ²

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	1,50	m
Carico lineare su trave	q	11,53	kN/m
Luce	L	4,10	m
Momento in mezzeria	Mmax	24,23	kNm
Momento resistente	MRd	31,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,28	

Nuovo Solaio tra piano terra e piano primo - HEA180 e lamiera grecata con soletta collaborante			
Peso lamiera grecata al mq spessore 8/10	g2,lam	0,10	kN/m ²
Spessore soletta in c.a. armata	s3	0,08	m
Densità soletta armata	ρ3	25,00	kN/m ³
Peso soletta al metro quadro	g2,2	2,06	kN/m ²
Carico singola HEA180 al metro lineare	g1	0,36	kN/m
Spessore massetto portaimpianti	s4	0,10	m
Densità massetto portaimpianti	ρ4	6,00	kN/m ³
Peso massetto portaimpianti al mq	g2,3	0,60	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s5	0,02	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ5	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,4	0,40	kN/m ²
Peso controsoffitto al mq	g2,5	0,10	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,36	kN/m ²
Permanente portato	g2	3,26	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,47	kN/m ²
Permanente portato	g2	4,89	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	2,00	m
Carico lineare su trave	q	16,72	kN/m
Luce	L	4,65	m
Momento in mezzeria	Mmax	45,20	kNm
Momento resistente	MRd	76,89	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,70	

Nuovo Solaio tra piano terra e piano primo - HEA240 e lamiera grecata con soletta collaborante			
Peso lamiera grecata al mq spessore 8/10	g2,lam	0,10	kN/m ²
Spessore soletta in c.a. armata	s3	0,08	m
Densità soletta armata	ρ3	25,00	kN/m ³
Peso soletta al metro quadro	g2,2	2,06	kN/m ²
Carico singola HEA240 al metro lineare	g1	0,60	kN/m
Spessore massetto portaimpanti	s4	0,10	m
Densità massetto portaimpanti	ρ4	6,00	kN/m ³
Peso massetto portaimpanti al mq	g2,3	0,60	kN/m ²
Spessore pavimento e sottopavimento	s5	0,02	m
Densità pavimento e sottopavimento	ρ5	20,00	kN/m ³
Peso pavimento e sottopavimento al metro quadro	g2,4	0,40	kN/m ²
Peso controsoffitto al mq	g2,5	0,10	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,60	kN/m ²
Permanente portato	g2	3,26	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	2,00	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,78	kN/m ²
Permanente portato	g2	4,89	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	3,00	kN/m ²
Interasse	i	2,00	m
Carico lineare su trave	q	17,35	kN/m
Luce	L	6,90	m
Momento in mezzeria	Mmax	103,24	kNm
Momento resistente	MRd	176,81	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,71	

Nuova copertura in legno			
Base travetto	b,trav	0,09	m
Altezza travetto	h,trav	0,09	m
Interasse travetti	i,trav	0,37	m
Densità legno	ρ,trav	5,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,04	kN/m
Base trave	b,t	0,24	m
Altezza trave	h,t	0,34	m
Interasse travi	i,t	1,50	m
Carico singola trave	g1,t	0,41	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,38	kN/m ²

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Spessore piastrelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ_2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Peso isolante al metro quadro	g2,2	0,35	kN/m ²
Peso manto in coppi e tegole sp.10mm al metro quadro	g2,3	0,60	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,38	kN/m ²
Permanente portato	g2	1,49	kN/m ²
Accidentale neve	q,acc	0,80	kN/m ²
SLU			
	γ_{g1}	1,3	
	γ_{g2}	1,5	
	γ_q	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,50	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,24	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	1,20	kN/m ²
Interasse	i	1,50	m
Carico lineare su trave	q	5,90	kN/m
Luce	L	6,60	m
Momento in mezzera	Mmax	32,11	kNm
Momento resistente	MRd	37,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	1,15	

Edificio D

Nuova copertura in legno			
Base travetto	b,trav	0,09	m
Altezza travetto	h,trav	0,09	m
Interasse travetti	i,trav	0,37	m
Densità legno	ρ ,trav	5,00	kN/m ³
Carico singolo travetto	g1,trav	0,04	kN/m
Base trave	b,t	0,22	m
Altezza trave	h,t	0,22	m
Interasse travi	i,t	1,50	m
Carico singola trave	g1,t	0,24	kN/m
Carico medio travi e travetti al mq	g1	0,27	kN/m ²
Spessore piastrelle in cotto	s2	0,03	m
Densità laterizio	ρ_2	18,00	kN/m ³
Peso piastrelle al metro quadro	g2,1	0,54	kN/m ²
Peso isolante al metro quadro	g2,2	0,35	kN/m ²
Peso manto in coppi e tegole sp.10mm al metro quadro	g2,3	0,60	kN/m ²
Peso proprio strutturale	g1	0,27	kN/m ²

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – FATTORIA ALBERTI

Permanente portato	g2	1,49	kN/m ²
Accidentale neve	q,acc	0,80	kN/m ²
SLU			
	γg1	1,3	
	γg2	1,5	
	γq	1,5	
Peso proprio strutturale	g1	0,35	kN/m ²
Permanente portato	g2	2,24	kN/m ²
Accidentale abitazione	q,acc	0,80	kN/m ²
Interasse	i	1,50	m
Carico lineare su trave	q	5,08	kN/m
Luce	L	3,00	m
Momento in mezzeria	Mmax	5,72	kNm
Momento resistente	MRd	12,00	kNm
Fattore di sicurezza (Verificato se >1)	FS	2,10	

4.3.2 Verifica dei maschi murari

Per ottenere il miglioramento delle caratteristiche di resistenza ed il raggiungimento del comportamento scatolare delle scatole murarie, si applica betoncino armato su entrambi i lati delle murature esistenti, per cui si è considerato come da normativa un coefficiente migliorativo pari a 2 per la muratura a conci sbozzati e pari a 1,5 per i muri in mattoni pieni e malta di calce.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; rivestitura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Rivestitura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrate	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,25}$ (f_m in N/mm²).

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

Dalle analisi eseguite tramite il software 3Muri si ottiene che gli edifici siano verificati per azioni statiche. Si riportano di seguito i risultati delle azioni sismiche.

Edificio A

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,c} \ 1,8427 \ [m/s^2] \ \geq \ a_{z,t}(0) \ 1,4609 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,c} \ 1,8427 \ [m/s^2] \ < \ a_{z,t}(z) \ 2,6707 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

Moltiplicatore attivazione (α_0)		0,099
M*	4.328 [kg]	e* 0,78
PGAc	0,84 [m/s ²]	α 0,69

OK ?

Dall'analisi dei meccanismi locali e globali dell'edificio consolidato, si raggiunge un coefficiente di vulnerabilità sismica pari a 0.69. Si ottiene così un miglioramento sismico pari a circa il 28%.

Edificio B

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,c} \ 1,6416 \ [m/s^2] \ \geq \ a_{z,t}(0) \ 1,4609 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,c} \ 1,6416 \ [m/s^2] \ < \ a_{z,t}(z) \ 2,2317 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

Moltiplicatore attivazione (α_0)		0,082
M*	1.259 [kg]	e* 0,72
PGAc	0,90 [m/s ²]	α 0,74

OK ?

Dall'analisi dei meccanismi locali e globali dell'edificio consolidato, si raggiunge un coefficiente di vulnerabilità sismica pari a 0.74. Si ottiene così un miglioramento sismico pari a circa il 27%.

Edificio C

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,c} \ 1,5824 \ [m/s^2] \ \geq \ a_{z,t}(0) \ 1,4609 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (α_0) 0,082

M* 865 [kg] e* 0,76

PGAc 0,92 [m/s²] α 0,75

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,c} \ 1,5824 \ [m/s^2] \ < \ a_{z,t}(z) \ 2,1054 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

OK ?

Dall'analisi dei meccanismi locali e globali dell'edificio consolidato, si raggiunge un coefficiente di vulnerabilità sismica pari a 0.75. Si ottiene così un miglioramento sismico pari a circa il 35%.

Edificio D

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,c} \ 2,2592 \ [m/s^2] \ \geq \ a_{z,t}(0) \ 1,4609 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Moltiplicatore attivazione (α_0) 0,118

M* 1.185 [kg] e* 0,76

PGAc 1,31 [m/s²] α 1,07

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

$a_{z,c} \ 2,2592 \ [m/s^2] \ \geq \ a_{z,t}(z) \ 2,1054 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$$

OK ?

Verifica analisi

Nl.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,13	1,31	0,54	0,10	0,98	0,43	0,05	0,24	0,04	0,16	4,099	4,341	4,786	3,814
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,19	1,55	0,85	0,15	1,16	0,66	0,07	0,23	0,06	0,15	3,353	3,458	3,139	2,550
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,12	2,13	0,43	0,09	1,60	0,34	0,05	0,28	0,04	0,19	6,358	6,617	6,076	4,842
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	0,18	2,19	0,71	0,14	1,65	0,56	0,07	0,26	0,06	0,17	4,689	4,785	3,691	2,998
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,15	1,89	0,68	0,12	1,42	0,53	0,06	0,22	0,05	0,15	4,429	4,572	3,842	3,062
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,24	1,09	0,88	0,19	0,82	0,69	0,09	0,24	0,07	0,18	2,228	2,371	2,686	2,182
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,23	1,27	0,65	0,18	0,96	0,51	0,09	0,25	0,07	0,24	2,806	3,013	4,097	3,328
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,33	1,17	0,99	0,26	0,88	0,78	0,12	0,29	0,10	0,18	1,948	2,061	2,374	1,928
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	95,60	0,16	0,81	0,57	0,13	0,60	0,45	0,06	0,28	0,05	0,19	2,703	2,973	4,505	3,625
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-95,60	0,11	0,84	0,61	0,08	0,63	0,48	0,04	0,18	0,03	0,12	3,175	3,420	4,260	3,396
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	95,60	0,28	0,74	0,88	0,22	0,56	0,69	0,10	0,32	0,08	0,21	1,706	1,856	3,131	2,543
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-95,60	0,16	0,96	0,96	0,13	0,72	0,75	0,06	0,17	0,05	0,11	2,499	2,620	2,696	2,164
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	95,60	0,13	2,13	0,51	0,10	1,60	0,40	0,05	0,25	0,04	0,17	5,940	6,129	5,119	4,079
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-95,60	0,11	1,74	0,39	0,09	1,30	0,31	0,04	0,29	0,04	0,19	5,799	6,139	6,650	5,300
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	95,60	0,19	2,08	0,85	0,15	1,56	0,67	0,07	0,23	0,06	0,15	4,209	4,273	3,117	2,532
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-95,60	0,17	1,55	0,64	0,13	1,16	0,50	0,06	0,26	0,05	0,17	3,870	4,043	4,020	3,255
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	217,19	0,17	1,20	0,45	0,13	0,90	0,36	0,07	0,34	0,06	0,23	3,557	3,898	5,125	4,083
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-217,19	0,19	1,85	0,87	0,15	1,29	0,68	0,07	0,22	0,06	0,14	3,673	3,764	2,963	2,378
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	217,19	0,24	1,03	0,73	0,19	0,77	0,57	0,09	0,31	0,07	0,20	2,282	2,472	3,381	2,746
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-217,19	0,24	1,75	1,18	0,20	1,31	0,93	0,09	0,22	0,08	0,15	2,799	2,852	2,316	1,881
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	217,19	0,18	1,80	0,59	0,14	0,75	0,46	0,07	0,29	0,06	0,18	2,787	3,043	4,091	3,260
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-217,19	0,26	1,19	0,82	0,21	0,89	0,64	0,10	0,32	0,08	0,21	2,314	2,467	3,349	2,720
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	217,19	0,24	0,97	0,99	0,19	0,73	0,78	0,09	0,21	0,07	0,14	1,981	2,108	2,386	1,938
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-217,19	0,46	1,07	1,21	0,28	0,80	0,85	0,13	0,30	0,11	0,20	1,653	1,738	2,277	1,850

Esc ?

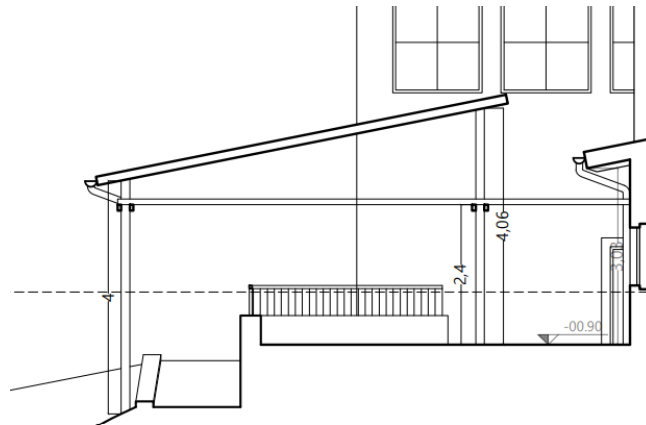
Dall'analisi dei meccanismi locali e globali dell'edificio, si raggiunge un coefficiente di vulnerabilità sismica pari a 1.07.

4.3.3 Progettazione dei nuovi corpi in carpenteria metallica

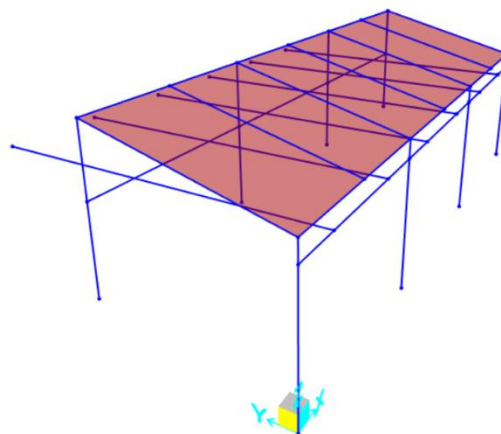
Sono state progettati i nuovi corpi della pensilina e della scala esterna all'edificio B, realizzati in carpenteria metallica, tramite analisi agli elementi finiti.

4.3.3.1 Pensilina metallica

La pensilina metallica è realizzata con profili scatolari, e fondata su due platee in cemento armato poste a diversi livelli, separate da un muro controterra in cemento armato.



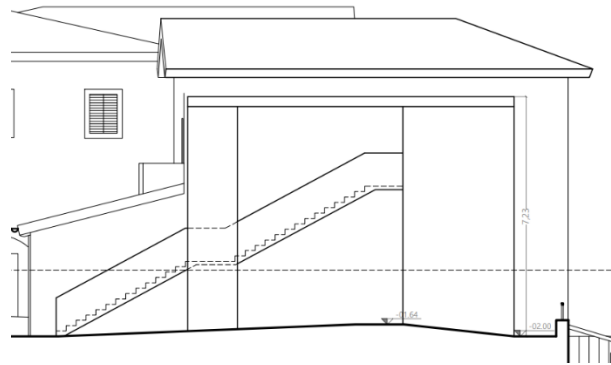
La pensilina è stata modellata tramite il software SAP2000 con elementi frame, e verificata a SLU e SLV. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.



4.3.3.2 Scala esterna

La scala esterna all'edificio B è realizzata a sbalzo dalla parete laterale dell'edificio B, con un cosciale costituito da un piatto continuo inghisato nella muratura.

I gradini sono realizzati mediante elementi scatolari con sezione 100mm x 10mm saldati al cosciale.



Si riporta la verifica a pressoflessione della muratura in corrispondenza della piastra di ancoraggio, eseguita mediante il software VCASlu.

La muratura è sollecitata a pressoflessione fuori dal proprio piano, e nella condizione più gravosa, il carico dato dal piano primo è pari a 40 kN, mentre il momento flettente dato dalla scala posta a sbalzo è pari a 5 kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Sollecitazioni scala

N° strati barre: 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	52

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 / 40 kN
M_{xEd}: 0 / 5 kNm
M_{yEd}: 0 / 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	14.17 N/mm ²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75 N/mm ²
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

σ_c: -0.1975 N/mm²
σ_s: N/mm²

ε_s: ‰
d: cm
x: 40.5 x/d
δ

Metodo di calcolo:
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Verifica
N° iterazioni: 4

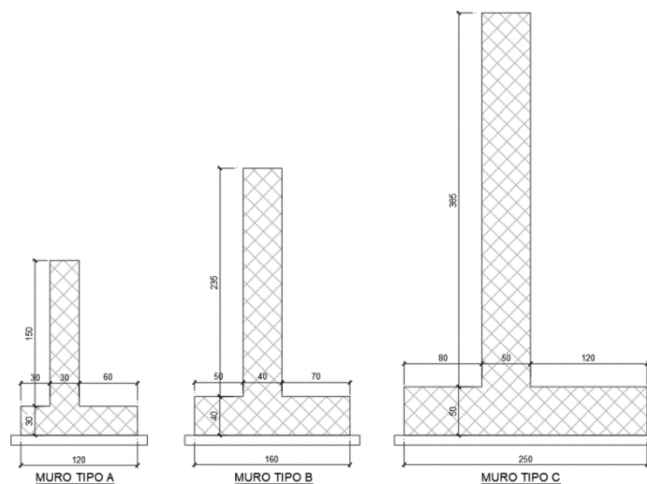
Precompresso

La sezione di muratura risulta parzializzata, ma la parte compressa riesce a sostenere la sollecitazione, per cui si ritiene la verifica soddisfatta.

4.3.4 Progettazione dei muri controterra

Sono state progettati i nuovi muri controterra, necessari per realizzare gli sbancamenti tra cui quelli per il parcheggio.

I muri sono realizzati in cemento armato classe C25/30 e sono stati progettati come muri a mensola, divisi per tipo a seconda dell'altezza, come rappresentati schematicamente di seguito.



Tipo A e B sono armati con armatura diametro 16mm passo 20 cm, mentre i muri di tipo C sono armati con armatura diametro 16mm passo 15 cm.

5 Conclusioni

A seguito delle analisi del modello Ex-Ante e modello Ex- Post è possibile concludere che:

- Nel modello sono stati individuati i maschi che presentano delle carenze strutturali e sono stati consolidati. Attraverso questi interventi l'edificio risulta pertanto adeguato a sostenere i carichi verticali.
- Il modello di calcolo con il massimo dell'azione sismica presenta la maggior parte degli elementi non verificati, in forza di questo è possibile concludere che l'insieme degli interventi previsti non permette di rendere "adeguato" all'azione sismica al 100% i fabbricati.
- Il miglioramento minimo tra i fabbricati consolidati è del 27% conforme a quanto riportato al paragrafo C8.4.2, il quale richiede un valore minimo del 10%.