



UNIVERSITÀ DI PARMA

AREA EDILIZIA E INFRASTRUTTURE

Parco Area delle Scienze n. 31/A - 43124 PARMA - Tel. 0521.905500 - Fax 0521.347020

EX CARCERE DI SAN FRANCESCO

Piazzale San Francesco n. 3 - 43121 Parma

RESTAURO CONSERVATIVO E RIUSO DELL'EX CARCERE GIUDIZIARIO A STRUTTURA RESIDENZIALE PER STUDENTI UNIVERSITARI



Tavola

V2.D01

Scala

PERIZIA SUPPLETIVA E DI VARIANTE N. 02

PROGETTO STRUTTURE VARIANTE

Relazione di calcolo opere strutturali-Edificio principale

FASE

Variante 02

CODICE CUP

D99D16003530005

CODICE CIG

8709987CA4

CODICE SIPE

19.11

OPERA

OPP_2015_032

REVISIONE

00

DATA

07.11.2025

COORDINATORE DEL PROGETTO e RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Arch. Pierangelo Spina

RESPONSABILE UO SVILUPPO EDILIZIO E INFRASTRUTTURE



DIRETTORE DEI LAVORI

- Arch. A.P. Donadello
COORDINATORE DELLA SICUREZZA
- Geom. Luca Andrean



COLLABORATORI

Arch. Carlo Fantuzzi

SOMMARIO

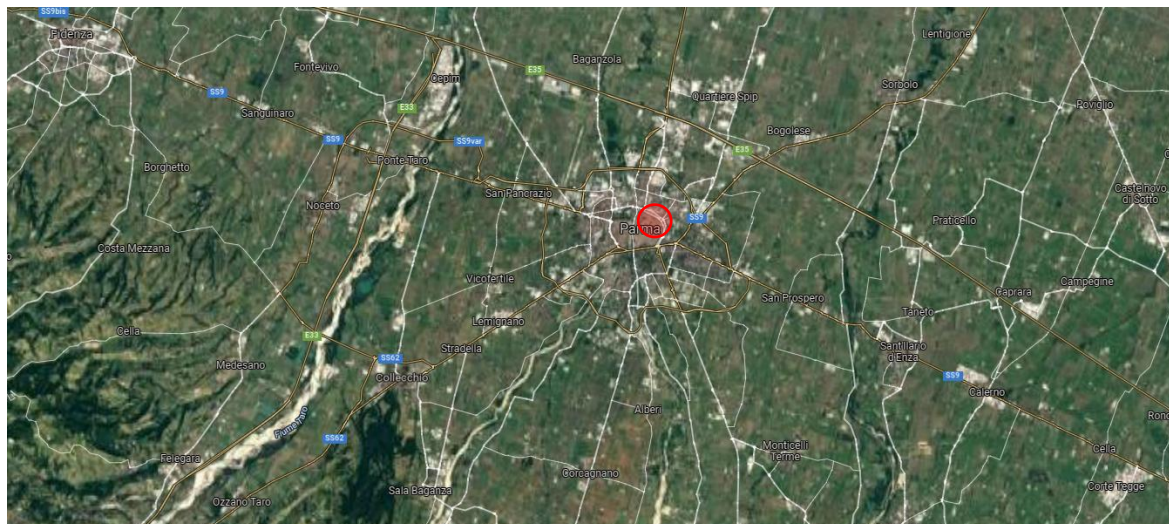
<u>1</u>	<u>INTRODUZIONE</u>	<u>4</u>
1.1	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	6
<u>2</u>	<u>DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI</u>	<u>10</u>
<u>3</u>	<u>TAV. V2.PS.01 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE</u>	<u>11</u>
3.1	SOSTITUZIONE DEL TESSUTO IN FIBRA DI PBO CON TESSUTO IN FIBRA D'ACCIAIO	11
3.2	REALIZZAZIONE MASSETTO STRUTTURALE INGHISATO ALLA MURATURA ALL'ESTRADOSSO DELLE VOLTE 14	
<u>4</u>	<u>TAV. V2.PS.02 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE MURATURE</u>	<u>15</u>
<u>5</u>	<u>TAV. V2.PS.05 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SCALE</u>	<u>17</u>
<u>6</u>	<u>TAV. V2.PS.07 - VANO ASCENSORI</u>	<u>19</u>
6.1	NUOVO SOLAIO IN LEGNO	20
6.1.1	Verifica in condizioni statiche	21
6.1.2	Verifica al fuoco	23
6.1.3	Verifica degli inghisaggi	25
<u>7</u>	<u>TAV. V2.PS.11 – DETTAGLI COSTRUTTIVI</u>	<u>26</u>
7.1	ARCHITRAVI	26
7.1.1	Verifica statica architravi tipo H	28

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono riportate le verifiche e le considerazioni relative alla perizia di variante n°02 del progetto di restauro conservativo e riuso dell'ex carcere giudiziario a struttura residenziale per studenti universitari San Francesco a Parma. L'edificio è identificato nelle immagini che seguono.

La presente relazione tratta l'edificio principale in muratura.

NB: La presente relazione va ad integrare la relazione di calcolo del progetto esecutivo del 01.10.2019 e la relazione di calcolo della variante n°01 del 18.10.2024.



Localizzazione su vasta scala dell'edificio in oggetto



Inquadramento area



Vista aerea Fabbricato

1.1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il complesso delle ex carceri di san Francesco ha pianta a doppio pettine ed è costituito da tre corpi di fabbrica a pianta rettangolare (maniche), di cui quello centrale è di larghezza doppia rispetto ai laterali, uniti in direzione nord-sud da un edificio lungo e stretto con funzioni distributive e di collegamento, a testate curvilinee.

Le maniche settentrionale e meridionale sono composte da un sistema di celle allineate lungo un corridoio di distribuzione, il cui muro più esterno rappresenta uno dei lati di un cortile interno. La manica centrale doppia è composta da due corridoi centrali paralleli e divisi da muri senza soluzione di continuità – fa eccezione l'interruzione nel punto di intercettazione del corridoio centrale in direzione perpendicolare nord-sud – sui quali si affacciano i sistemi di celle allineate in direzione est-ovest, dotate di un ingresso e una sola finestra.

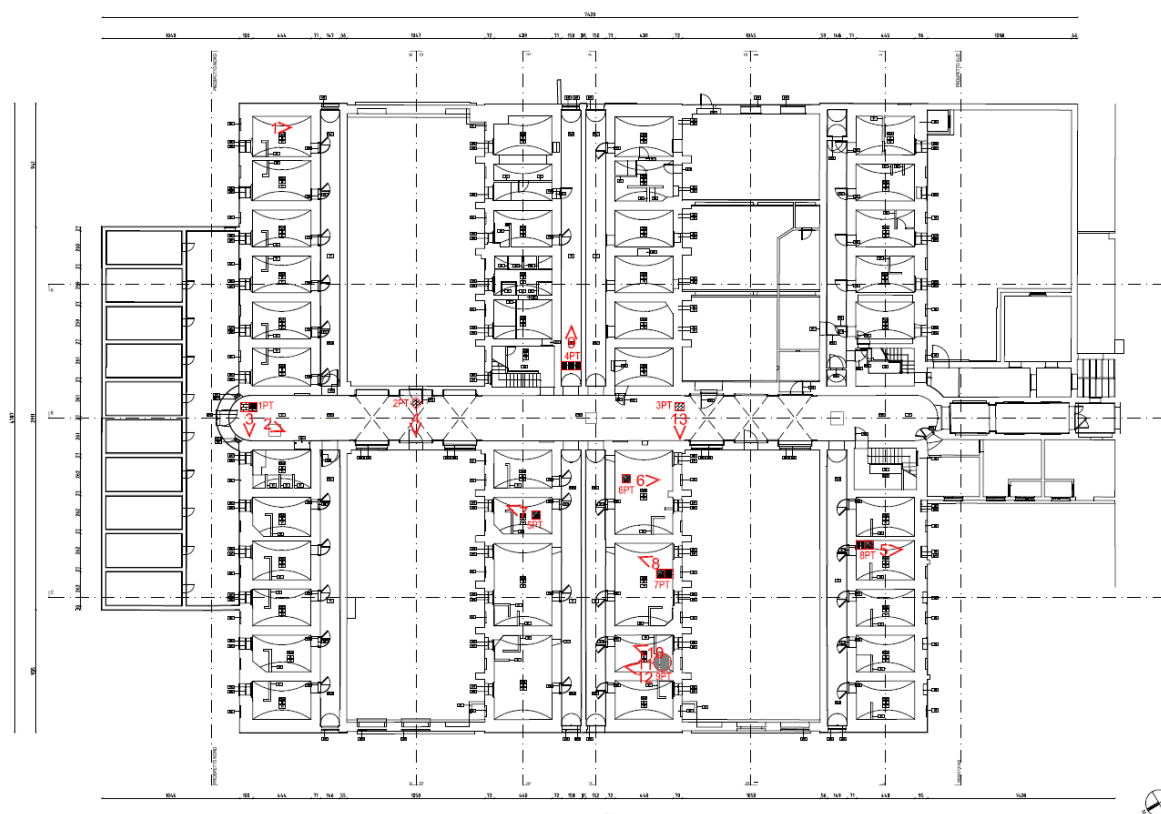
L'edificio si sviluppa in altezza per tre piani fuori terra più il sottotetto, ad esclusione di una porzione della manica centrale che invece si sviluppa su quattro piani fuori terra più il sottotetto.

Le strutture verticali sono costituite da pareti portanti in pietrame con listature in mattoni pieni e posano su fondazioni continue in pietrame listato che si attestano ad una quota di -3.30 m dal piano campagna.

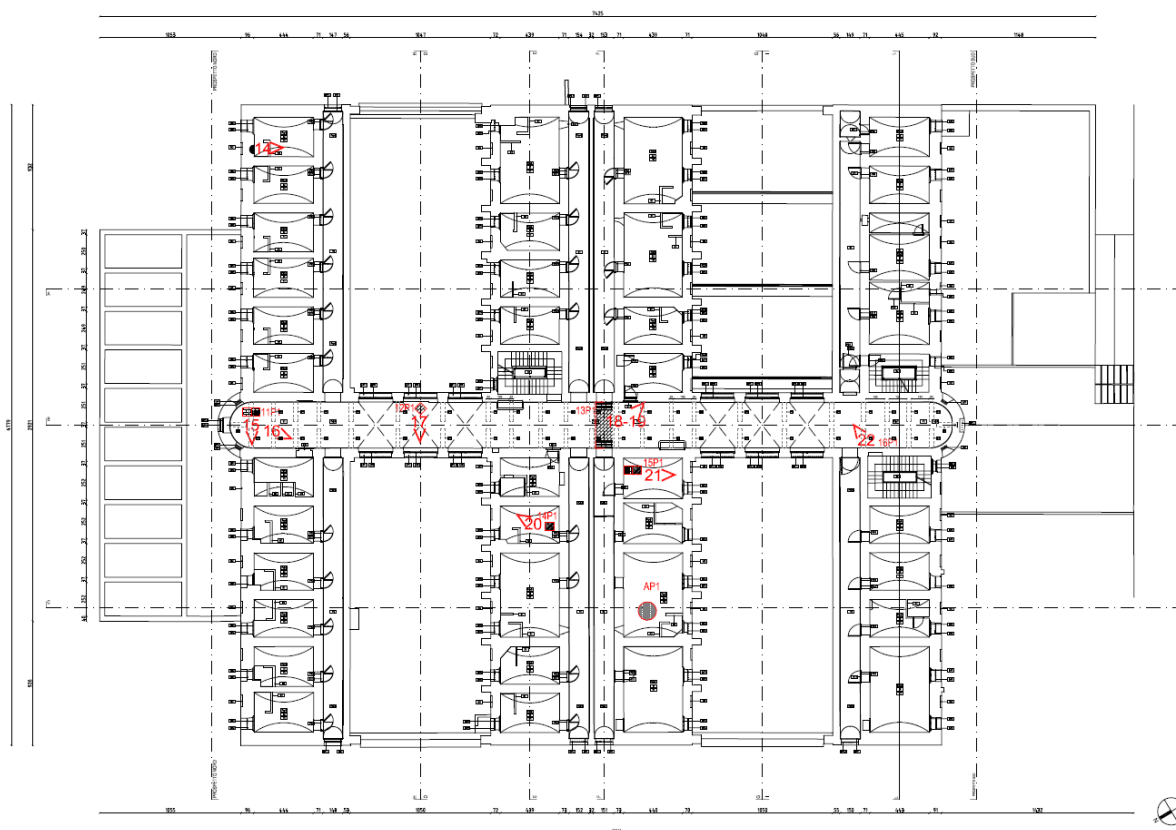
Gli orizzontamenti sono realizzati a volta a botte ad arco a tutto sesto nelle celle e nei corridoi di pertinenza, mentre sono misti, a botte e a crociera, quelli del corridoio centrale. Sono voltati anche gli orizzontamenti che chiudono i corpi scala.

La copertura è realizzata con sistemi tradizionali a capriate, terzere e travetti.

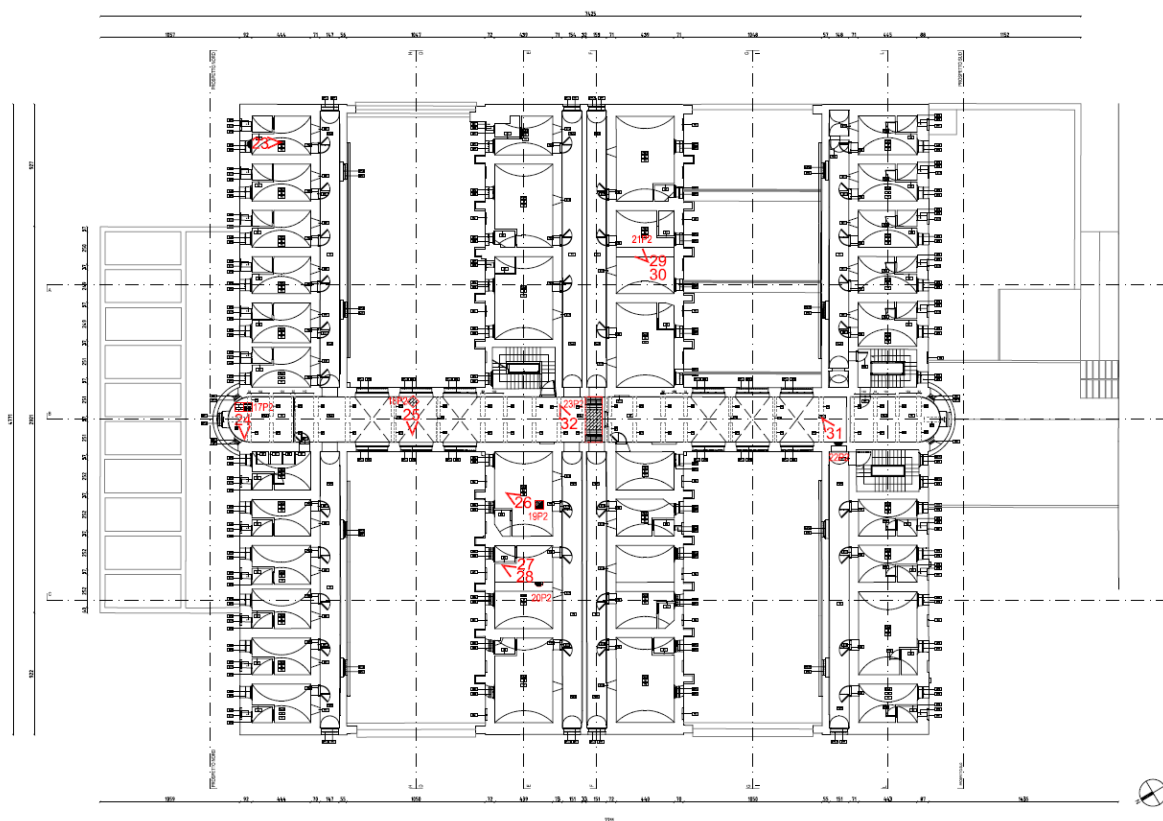
Si riportano di seguito alcune piante e sezioni dello stato di fatto.



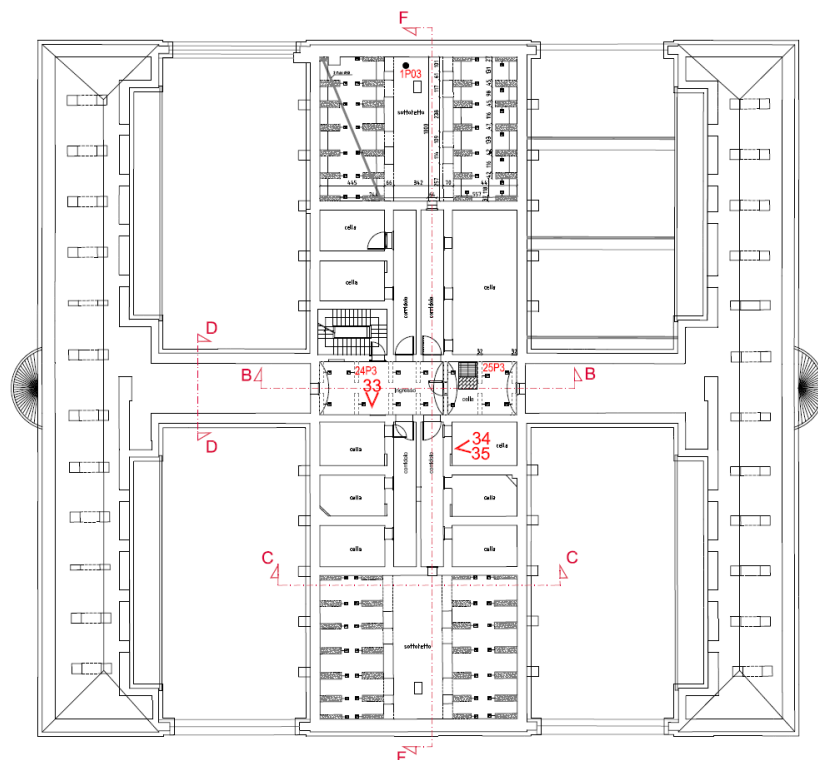
Pianta piano terra



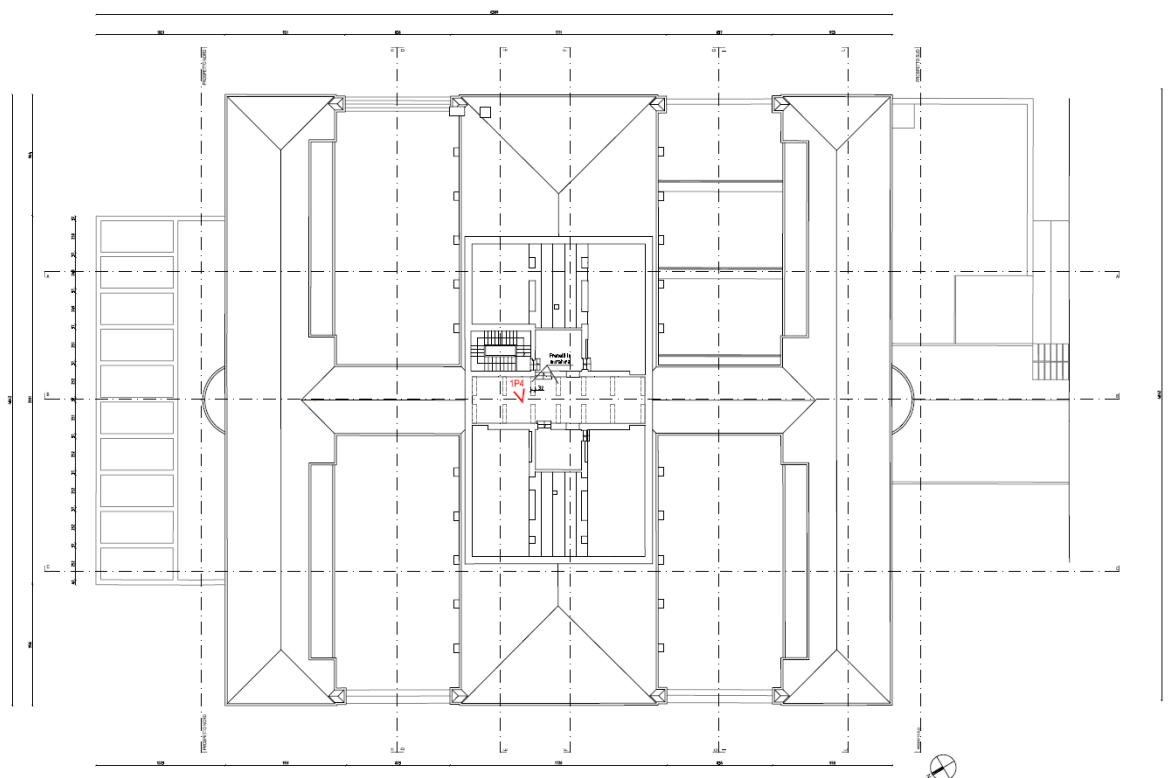
Pianta piano primo



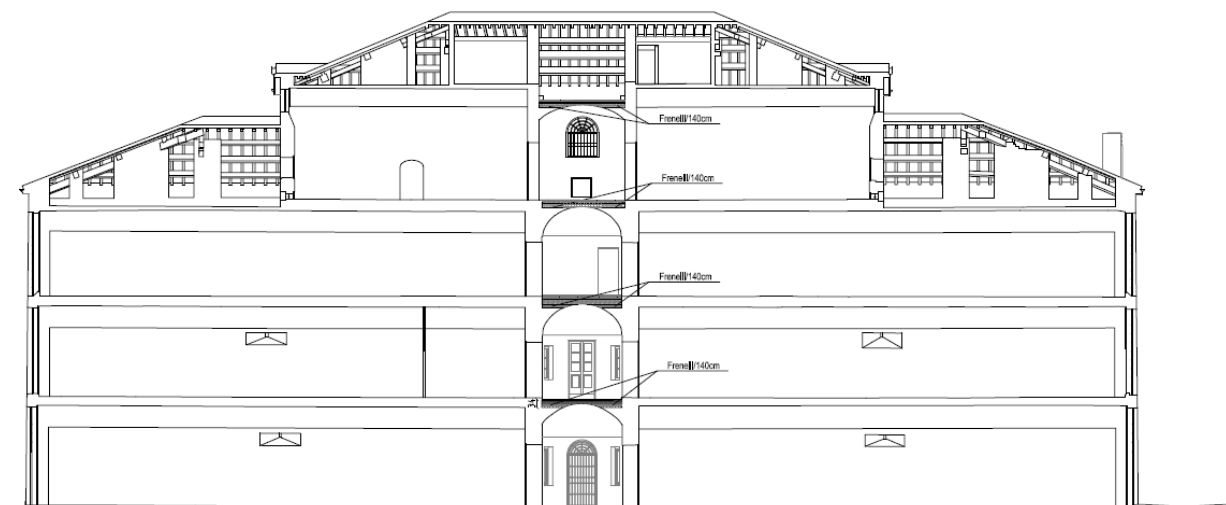
Pianta piano secondo



Pianta piano terzo



Pianta piano quarto



Sezione lungo la manica centrale



Sezione trasversale

2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Nel presente paragrafo è presente una lista degli interventi previsti nella presente perizia di variante n°02 suddivisi per relativa tavola strutturale. Vengono indicate, in particolare, le maggiori variazioni rispetto alla variante n°01.

Tavola V2.PS.01 – Interventi di consolidamento delle volte

- Modifica geometria delle fibre in acciaio
- Aggiunta dettagli riguardo i fiocchi di collegamento delle fibre alla muratura
- Aggiornamento della stratigrafia dell'intervento
- Aggiornamento delle prescrizioni per i materiali

Tavola V2.PS.02 – Interventi di consolidamento delle murature

- Modifica tipo e geometria delle fibre in acciaio
- Modifiche nel dettaglio per la chiusura delle nicchie e delle aperture tamponate presenti sulla muratura
- Aggiornamento delle prescrizioni per i materiali

Tavola V2.PS.05 – Interventi di consolidamento scale

- Modifica geometria delle fibre in acciaio
- Aggiunta dettagli riguardo i fiocchi di collegamento delle fibre alla muratura
- Aggiornamento delle prescrizioni per i materiali

Tavola V2.PS.07 – Vano ascensori

- Modifica fondazione
- Aggiornamento armature
- Aggiornamento solai in legno

Tavola V2.PS.11 - Dettagli costruttivi

- Aggiornamento in pianta delle nuove aperture e indicazione dei relativi dettagli strutturali
- Eliminazione dei dettagli tipo "G2" (architravi finestre) in quanto non vengono più realizzate tali aperture
- Aggiornamento dei dettagli tipo "H" (architravi porte su giunto a T tra muri delle celle e muri perimetrali delle ali laterali)
- Eliminazione dei dettagli per il rinforzo degli angoli delle volte in corrispondenza dei cavedi impiantistici in quanto tali cavedi sono stati spostati nelle intercapedini dei muri

3 TAV. V2.PS.01 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE

3.1 SOSTITUZIONE DEL TESSUTO IN FIBRA DI PBO CON TESSUTO IN FIBRA D'ACCIAIO


L'intervento sulle volte previsto in variante 01 prevedeva la sostituzione del tessuto in fibra di PBO con tessuto in fibra d'acciaio e la realizzazione di un massetto strutturale all'estradosso per l'assorbimento e la redistribuzione delle forze sismiche tra le pareti in muratura.

La modifica del tessuto si è resa necessaria in quanto quello previsto in fase di progetto (PBO-MESH 105) non risultava certificato per applicazioni sulla muratura, ma solo sul cls.

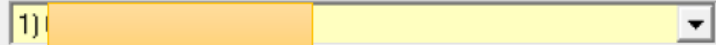
Si è previsto di utilizzare al posto del tessuto PBO-MESH 105, un tessuto in fibra d'acciaio tipo Geosteel G600 con fasce di larghezza 30 cm.

Si riporta di seguito un estratto della relazione di calcolo del progetto esecutivo contenente le caratteristiche del tessuto ivi adottato.

CARATTERISTICHE DELLA FIBRA IN PBO (POLIPARAFENILENBENZOBISOXAZOLO)	
Resistenza a trazione	5,8 GPa
Modulo elastico	270 GPa
Densità di fibra	1,56 g/cm³
Allungamento a rottura	2,5 %

 SVM - Dati Struttura (Tipologia ellittica)

Nastri in composito fibrorinforzato a matrice polimerica (FRP) posti in: ☒ estradosso ☐ intradosso ☐ Nessun rinforzo

Tipologia: 1) 

Resistenza caratteristica a trazione (f_{t,k}): 58000 kgf/cm² Spessore (mm): 0.067

Coef. di sicurezza (gamma)_m: 10 ☐ Dati uguali per tutta la struttura

[f_{t,d} = f_{t,k} / (gamma)_m]

Estratto relazione di calcolo progetto esecutivo

Nel Progetto esecutivo è stata riportata una resistenza della fascia di tessuto pari alla pura resistenza a trazione, senza la presa in considerazione del distacco del supporto, ma vi è stato applicato un coefficiente di sicurezza pari a 10.

Nella presente si intende dimostrare che le fasce che si prevede di utilizzare posseggono una resistenza superiore a quella delle fasce adottate nel PE.

La resistenza nella relazione di calcolo del PE risulta perciò, per una fascia di larghezza 20 cm e spessore equivalente t pari a 0,067 mm, pari a $5800/10 \cdot 0.067 \cdot 200 = 7,8$ kN

Si riportano, di seguito, un estratto della scheda tecnica del tessuto in fibra d'acciaio Geosteel G600 e un estratto delle Linee Guida CNR-DT 215/2018.

Dati tecnici secondo Norma di Qualità Kerakoll		
Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione:		
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}	0,538 mm ²
- n° trefoli/cm		1,57 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 670 g/m ²
- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro, valore caratteristico	σ_{nastro}	> 3000 MPa
- resistenza a trazione per unità di larghezza		> 2,35 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro, valore medio	E_{nastro}	> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro, valore caratteristico	ϵ_{nastro}	> 1,5%
- spessore equivalente	t_i	≈ 0,084 mm
Confezione		rotoli 50 m (h 30 cm)
Peso 1 rotolo		≈ 24 kg inclusa confezione

Estratto scheda tecnica Geosteel G600

Performance					
Sistemi Geosteel SRG – ETA n° 19/0325					
SRG – Geocalce F Antisismico & Geosteel G600					
Caratteristica prestazionale ¹	Metodo di prova		Prestazioni sistema Geosteel SRG su supporto in laterizio	Prestazioni sistema Geosteel SRG su supporto in tufo	Prestazioni sistema Geosteel SRG su supporto in pietra
Tensione limite convenzionale	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.2)	$\sigma_{\text{lim,conv}}$	1767 MPa	1593 MPa	2471 MPa
Deformazione limite convenzionale	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.1)	$\epsilon_{\text{lim,conv}}$	0,91 %	0,82 %	1,27 %
Modulo elastico del tessuto	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.1.1)	E_t	195 GPa		
Resistenza a compressione della malta (valore caratteristico)	EN 12190	$f_{c,\text{mat}}$	> 15 MPa (28 gg)		
Percentuale in peso delle componenti organiche			< 1%		
Permeabilità al vapore acqueo	EN 1745	μ	da 15 a 35 (valore tabulato)		

Estratto scheda tecnica Geosteel G600

Il valore di calcolo, X_d , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un sistema di rinforzo FRCM è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.1)$$

dove η è un opportuno fattore di conversione che tiene conto di problemi speciali, X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione e γ_m è il fattore parziale corrispondente.

Quest'ultimo è pari a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (SLU); a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi vanno tenuti in conto gli effetti dei fattori ambientali attribuendo al fattore di conversione η , in mancanza di dati più specifici, i valori η_a esposti nella Tabella 3.1, qualunque sia la natura della rete.

Condizione di esposizione	η_a
Interna	0.90
Esterna	0.80
Ambiente aggressivo	0.70

Tabella 3.1 – Fattori di conversione ambientale.

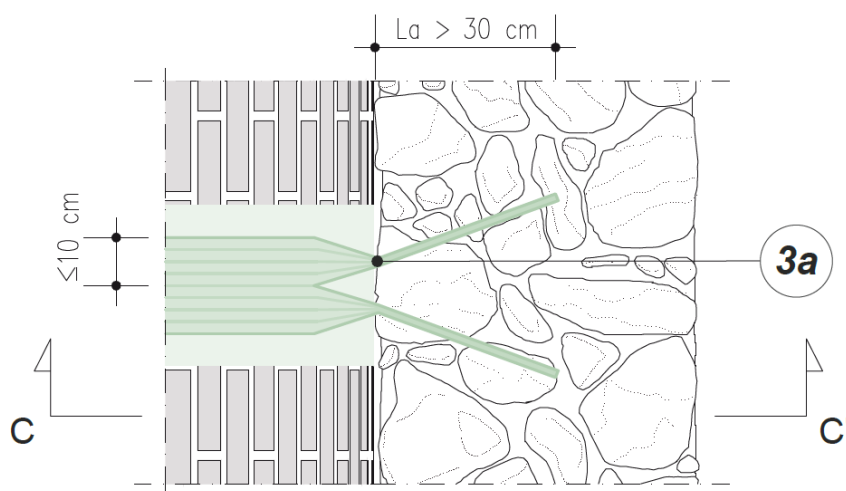
Estratto CNR-DT 215/2018

La resistenza di una fascia di larghezza 30 cm in tessuto in fibra d'acciaio Geosteel G600 su supporto in muratura in ambiente interno risulta perciò:

Res. Caratteristica = 1767 Mpa * 300 mm * 0.084 mm = 44.5 kN

Res. Di progetto = 44.5 kN * 0,9 / 1,5 = 26,7 kN

La disposizione dei fiocchi per l'ancoraggio delle fibre alla volta e alle murature è indicata nelle tavole relative. Si riporta un dettaglio tipologico fornito dal produttore:

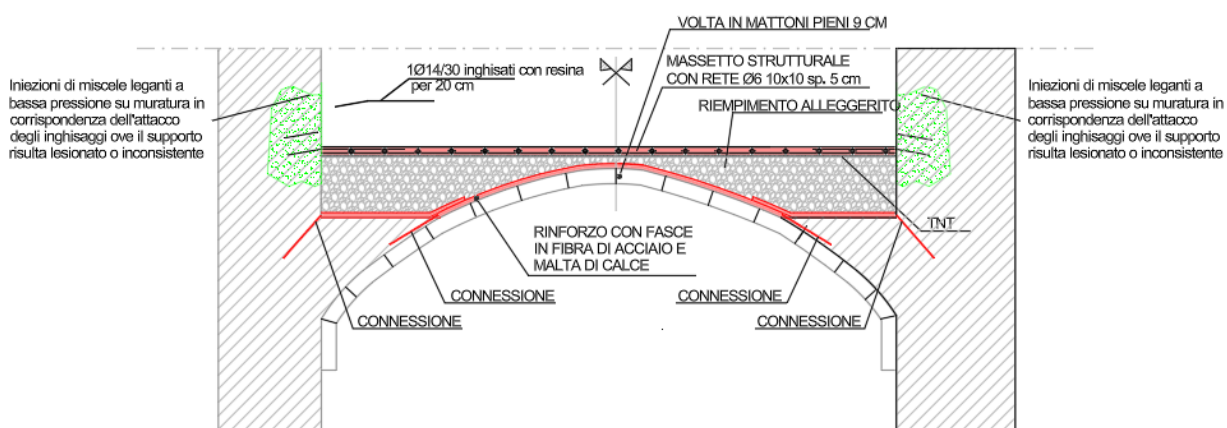


3.2 REALIZZAZIONE MASSETTO STRUTTURALE INGHISATO ALLA MURATURA ALL'ESTRADOSSO DELLE VOLTE

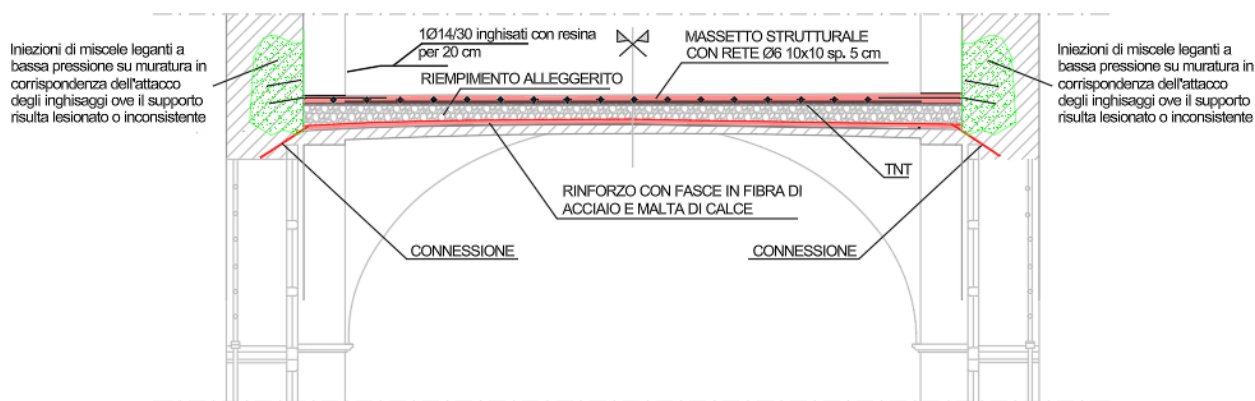
L'intervento prevede la realizzazione di un massetto strutturale di spessore 5 cm inghisato alla muratura esistente.

Tale massetto strutturale è realizzato per sgravare le volte dall'azione sismica (che in certi casi può risultare più gravosa di quella statica) e aumentare la rigidità di piano per permettere una migliore distribuzione delle azioni sismiche.

Il massetto strutturale verrà realizzato con un cls leggero con peso specifico 16 kN/mc.



SEZIONE B-B



SEZIONE A-A

Estratto tavola V2.PS.01 su dettaglio volte

4 TAV. V2.PS.02 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE MURATURE

L'intervento sulla muratura previsto in variante 01 prevedeva la sostituzione del tessuto in fibra di PBO con tessuto in fibra d'acciaio.

La modifica del tessuto si è resa necessaria in quanto quello previsto in fase di progetto (PBO-MESH 105) non risultava certificato per applicazioni sulla muratura, ma solo sul cls.

Si prevede di utilizzare al posto del tessuto PBO-MESH 105, un tessuto in fibra d'acciaio tipo Geosteel G600 con fasce di larghezza 30 cm.

Il cambio di tessuto risulta giustificato dal fatto che le fasce che si prevede di utilizzare posseggono una resistenza di progetto superiore a quella delle fasce adottate nel PE.

Per ulteriori informazioni sul confronto tra i due materiali si faccia riferimento al capitolo sul consolidamento delle volte, in cui è descritto dettagliatamente tale confronto.

In aggiunta al rinforzo con le fasce in tessuto in fibra d'acciaio si rende necessario anche un ripristino della muratura in quanto dalle rimozioni di intonaco sono state rilevate numerose manomissioni della stessa non considerate nel progetto esecutivo e, comunque, non rilevabili senza una completa rimozione d'intonaco. Tale ripristino sarà effettuato con sola malta nel caso di nicchie di piccola dimensione e mattoni pieni garantendo un sufficiente ammorsamento alla muratura esistente nel caso di nicchie di grandi dimensioni e aperture tamponate.



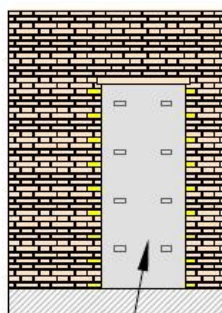
Nicchie e aperture tamponate sulla muratura del corridoio risultanti a seguito della rimozione delle finiture

DETTAGLIO CHIUSURA NICCHIE E APERTURE TAMPONATE SU PARETI IN MURATURA
E CHIUSURA TRACCE IMPIANTISTICHE IN MALTA DI CALCE



FASE 1

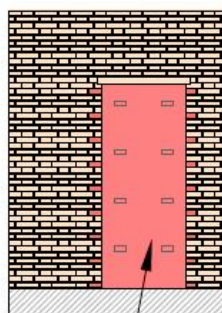
PROSPETTO



Chiusura nicchia in
mattoni pieni

FASE 2

PROSPETTO



Chiusura nicchia in
mattoni pieni

□ NOTA

Sulle murature in pietrame listato effettuare scuci-cuci in corrispondenza delle sole listature in mattoni pieni e posizionare dei diatoni sempre in mattoni pieni nella misura di 4 a mq dietro alla nicchia

Estratto tavola V2.PS.02

5 TAV. V2.PS.05 - INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SCALE

L'intervento sulle scale previsto in variante 01 prevedeva la sostituzione del tessuto in fibra di PBO con tessuto in fibra d'acciaio.

La modifica del tessuto si è resa necessaria in quanto quello previsto in fase di progetto (PBO-MESH 105) non risultava certificato per applicazioni sulla muratura, ma solo sul cls.

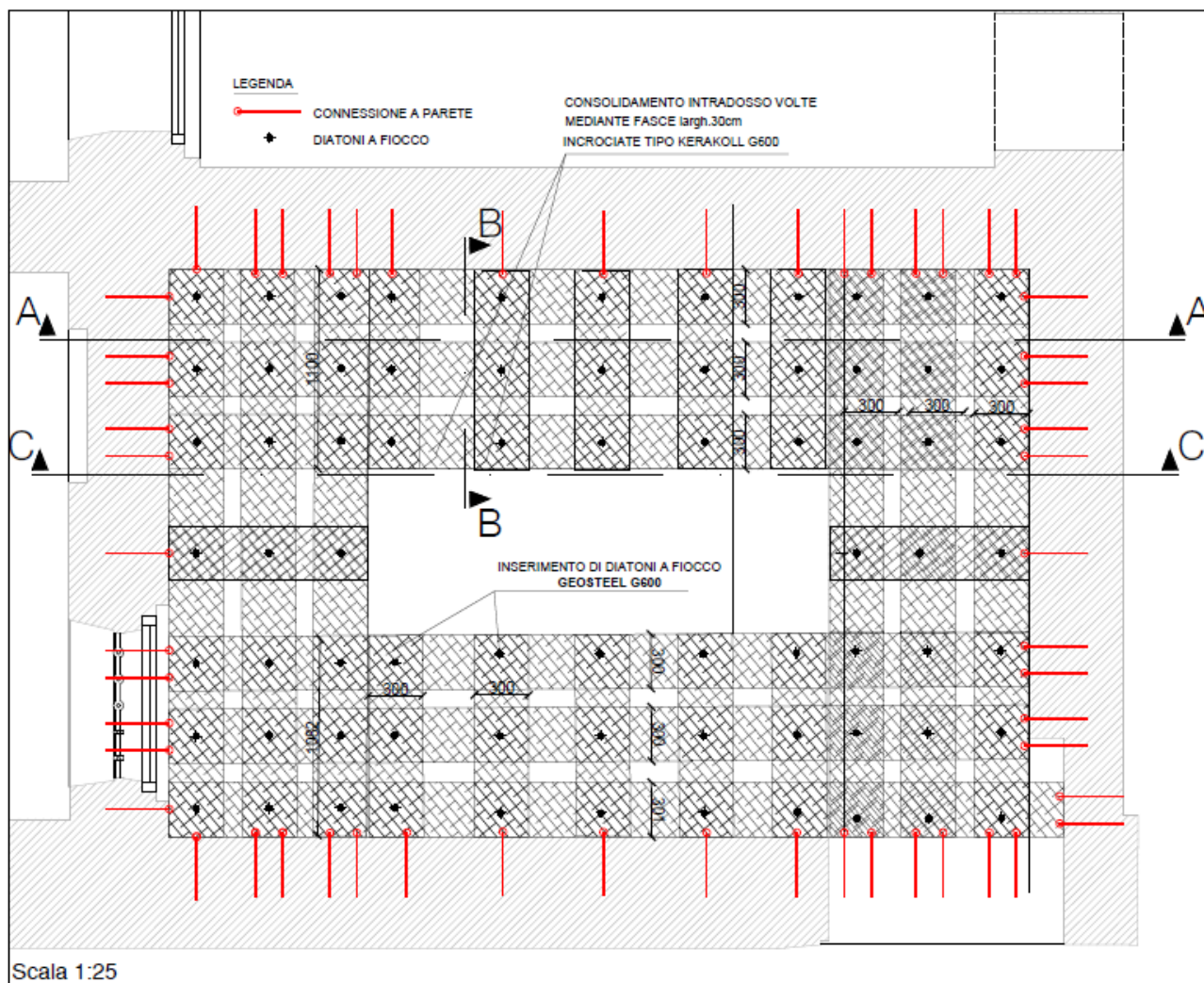
Si prevede di utilizzare al posto del tessuto PBO-MESH 105, un tessuto in fibra d'acciaio tipo Geosteel G600 con fasce di larghezza 30 cm.

Il cambio di tessuto risulta giustificato dal fatto che le fasce che si prevede di utilizzare posseggono una resistenza di progetto superiore a quella delle fasce adottate nel PE.

Per ulteriori informazioni sul confronto tra i due materiali si faccia riferimento al capitolo sul consolidamento delle volte, in cui è descritto dettagliatamente tale confronto.

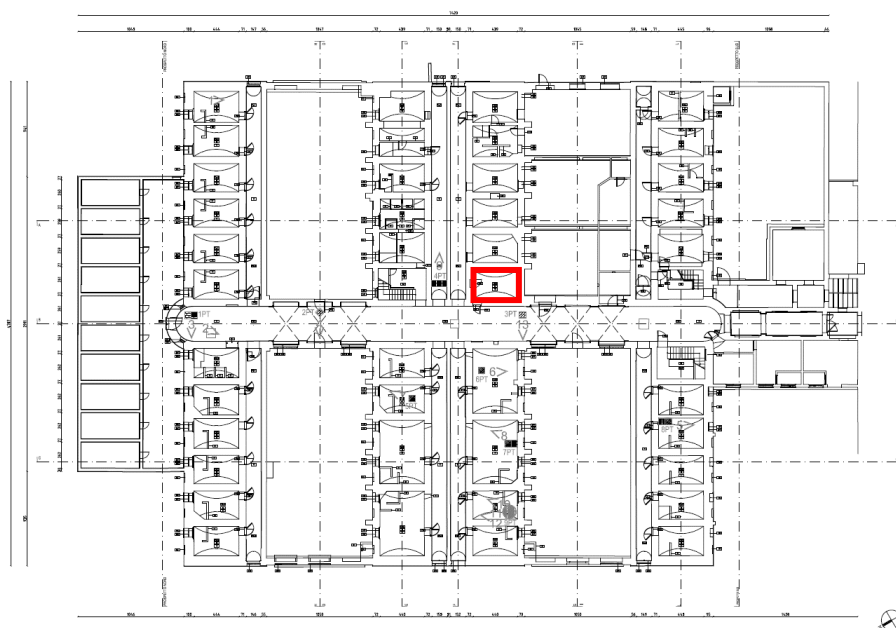


Foto scale in muratura

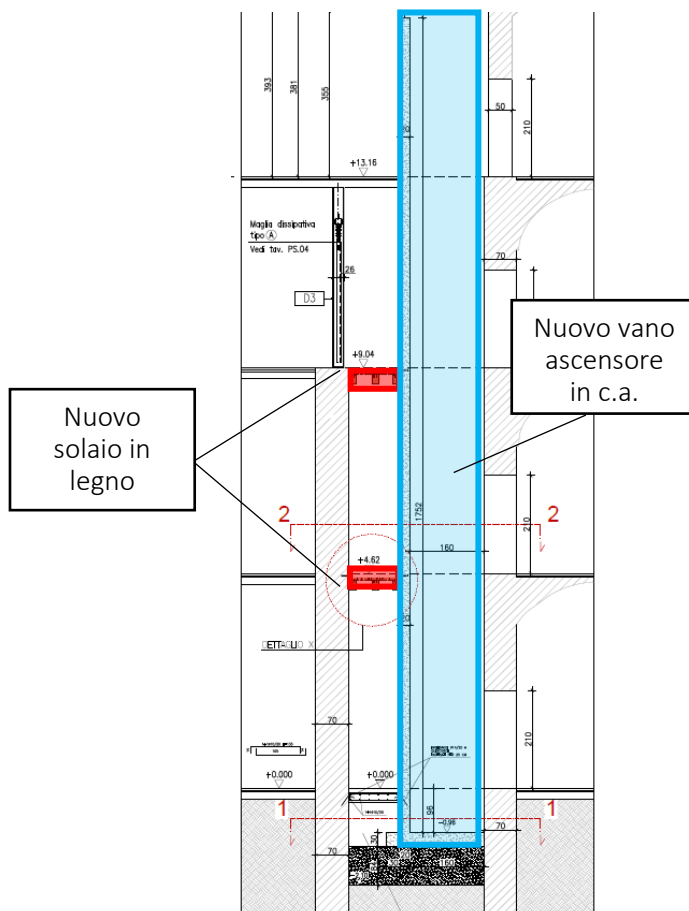


Estratto tavola V2.PS.05

6 TAV. V2.PS.07 - VANO ASCENSORI

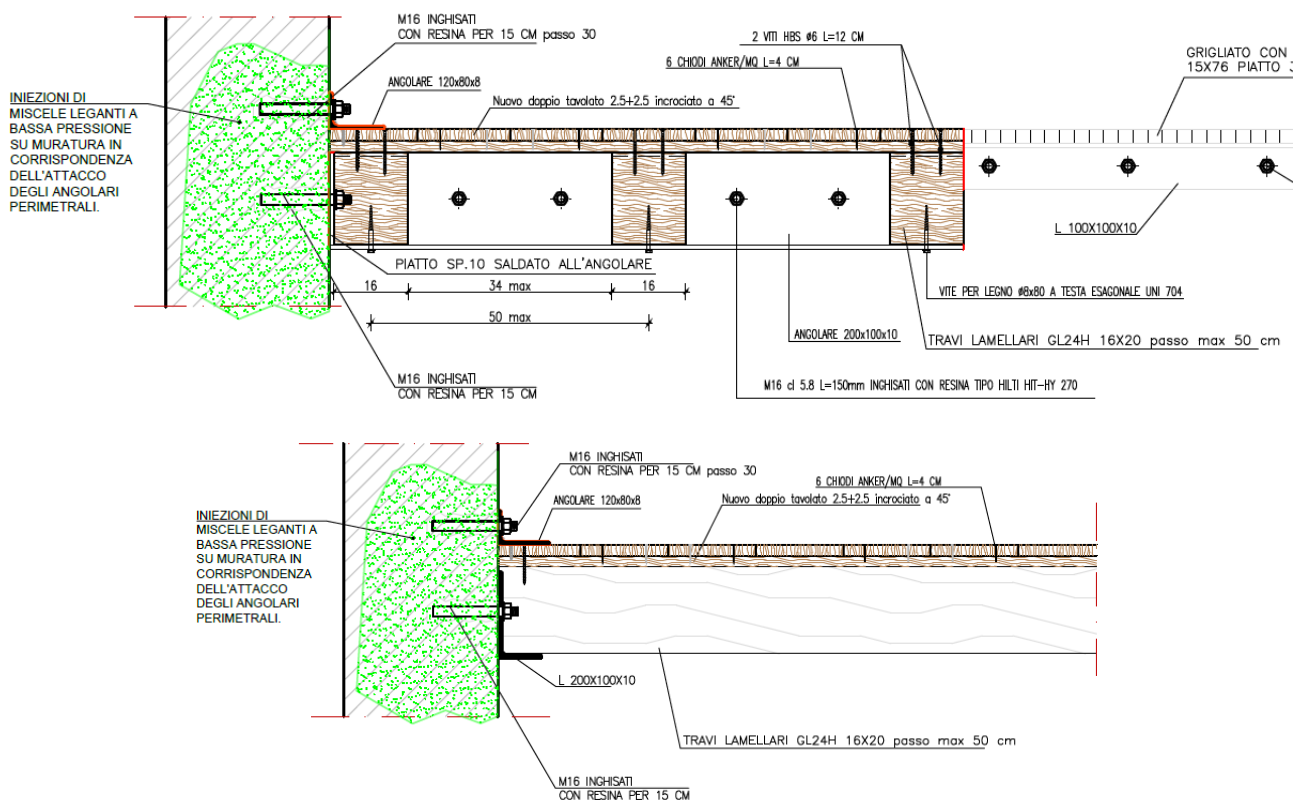


Indicazione in pianta dei solai oggetto della presente verifica



Indicazione in sezione dei solai oggetto della presente verifica

6.1 NUOVO SOLAIO IN LEGNO



Stratigrafia nuovo solaio in legno

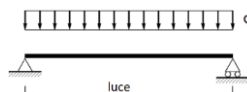
Analisi dei carichi

STRUTTURALI (G1)	0.40	kN/mq
Travetti in legno	0.19	kN/mq
Doppio tavolato	0.21	kN/mq
PERMAMENTI PORTATI (G2)	2.00	kN/mq
ACCIDENTALI (Q)		
Carico accidentale da normativa per la destinazione d'uso considerata	2.00	kN/mq

Materiali

Si è adottato, per il calcolo, un legno lamellare di classe GL24h.

6.1.1 Verifica in condizioni statiche

VERIFICA TRAVE IN LEGNO: ORIZZONTALE, IN SEMPLICE APPOGGIO																						
ESTRATTO DEI CALCOLI																						
COMMITTENTE:		CALCOLO:																				
NOTE:		<p>SCHEMA STATICO</p> 																				
<p>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</p> <table border="0"> <tr> <td>D.M. 17-01-2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"</td> <td>[NTC18]</td> </tr> <tr> <td>CIRC. N. 7 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle NTC"</td> <td>[CIR7]</td> </tr> <tr> <td>CNR-DT 206/2007 "Istruzioni per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in l"</td> <td>[CNR06]</td> </tr> <tr> <td>CNR-DT 206-R1/2018 "Istr. per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in leg"</td> <td>[CNR06R]</td> </tr> <tr> <td>UNI EN1990 "Eurocode 0 – Basis of Structural Design"</td> <td>[EC0]</td> </tr> <tr> <td>UNI EN1991-1 "Eurocode 1 Part 1 – Actions on structures"</td> <td>[EC1-1]</td> </tr> <tr> <td>UNI EN1995-1-1 "Eurocode 5 Part 1.1 – Design of timber structures"</td> <td>[EC5-1]</td> </tr> <tr> <td>UNI EN 338:2016 "Legno strutturale - Classi di resistenza"</td> <td>[EN338]</td> </tr> <tr> <td>UNI EN 14080:2013 "Strutture di legno - Legno lamellare incollato e legno massiccio ir"</td> <td>[EN14080]</td> </tr> </table>					D.M. 17-01-2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"	[NTC18]	CIRC. N. 7 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle NTC"	[CIR7]	CNR-DT 206/2007 "Istruzioni per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in l"	[CNR06]	CNR-DT 206-R1/2018 "Istr. per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in leg"	[CNR06R]	UNI EN1990 "Eurocode 0 – Basis of Structural Design"	[EC0]	UNI EN1991-1 "Eurocode 1 Part 1 – Actions on structures"	[EC1-1]	UNI EN1995-1-1 "Eurocode 5 Part 1.1 – Design of timber structures"	[EC5-1]	UNI EN 338:2016 "Legno strutturale - Classi di resistenza"	[EN338]	UNI EN 14080:2013 "Strutture di legno - Legno lamellare incollato e legno massiccio ir"	[EN14080]
D.M. 17-01-2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"	[NTC18]																					
CIRC. N. 7 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle NTC"	[CIR7]																					
CNR-DT 206/2007 "Istruzioni per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in l"	[CNR06]																					
CNR-DT 206-R1/2018 "Istr. per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in leg"	[CNR06R]																					
UNI EN1990 "Eurocode 0 – Basis of Structural Design"	[EC0]																					
UNI EN1991-1 "Eurocode 1 Part 1 – Actions on structures"	[EC1-1]																					
UNI EN1995-1-1 "Eurocode 5 Part 1.1 – Design of timber structures"	[EC5-1]																					
UNI EN 338:2016 "Legno strutturale - Classi di resistenza"	[EN338]																					
UNI EN 14080:2013 "Strutture di legno - Legno lamellare incollato e legno massiccio ir"	[EN14080]																					
1) GEOMETRIA E MATERIALI																						
1.1 GEOMETRIA																						
Luce di calcolo		4.40	m																			
Interasse		0.50	m																			
1.2 MATERIALE																						
Classe		Lo_GL24h		(1)																		
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	$\gamma_M =$	1.45		[NTC18]																		
Cappa collaborante		No																				
Classe di servizio		2																				
1.3 SEZIONE ADOTTATA																						
Base	$b =$	160	mm																			
Altezza	$h =$	200	mm																			
2) ANALISI DEI CARICHI																						
2.1 CARICHI A METRO QUADRO																						
Peso proprio strutturale	$G1 =$	0.40	kN/mq																			
Peso proprio non strutturale	$G2 =$	2.00	kN/mq																			
Carico Accidentale	$Q =$	2.00	kN/mq																			
2.2 CARICHI A METRO LINEARE																						
Peso proprio strutturale	$G1 =$	0.20	kN/m																			
Peso proprio non strutturale	$G2 =$	1.00	kN/m																			
Carico Accidentale	$Q =$	1.00	kN/m																			

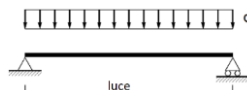
3) COMBINAZIONI DI CARICO				
3.1 COEFFICIENTI PER LE AZIONI				
Coeff. G1 sfavorevole	$\gamma_{G1} =$	1.30		
Coeff. G2 sfavorevole	$\gamma_{G2} =$	1.30		
Coeff. Q sfavorevole	$\gamma_Q =$	1.50		
3.2 CARICHI E SOLLECITAZIONI IN COMB. ULTIMA				
Durata del carico		MEDIA DURATA		
Carico distribuito in combinazione ultima	$F_d =$	3.06	kN/m	
Coeff. Correttivo per le resistenze (durata e umidità)	$k_{mod} =$	0.8		
Taglio all'appoggio (1/2 ql)	$V_{Ed} =$	6.7		
Momento in mezzzeria (1/8 ql^2)	$M_{Ed} =$	7.4		
3.4 CARICO AGENTE IN COMBINAZIONE RARA				
Carico distribuito in comb. Rara	$F_d =$	2.20	kN/m	
3.5 CARICO AGENTE IN COMB. QUASI PERMANENTE				
Carico distribuito in comb. Quasi permanente	$F_d =$	1.50	kN/m	
4) VERIFICHE				
4.0 MATERIALE (parametri di progetto)				
Res. a flessione (prog)	$f_{m,d} =$	13.24	Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura (prog)	$f_{t,0,d} =$	10.59	Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura (prog)	$f_{t,90,d} =$	0.28	Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura (prog)	$f_{c,0,d} =$	13.24	Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura (prog)	$f_{c,90,d} =$	1.38	Mpa	
Resistenza a taglio (prog)	$f_{v,d} =$	1.93	Mpa	
4.1 VERIFICA A FLESSIONE RETTA (SLU)				
Momento agente max	$M_{Ed} =$	7.41	kN*m	
RESISTENZA a flessione di progetto ridotta con coeff kc	$f_{m,0,d} * k_{crit} =$	13.24	Mpa	
Tensione flessionale AGENTE	$\sigma_{m,d} =$	6.94	Mpa	
$\sigma_{m,d} < f_{m,0,d}$ - Verifica soddisfatta!!!		52	%	
4.2 VERIFICA A TAGLIO - SEZIONE INTERA (SLU)				
Taglio agente max	$V_{Ed} =$	6.73	kN	
Tensione tangenziale AGENTE	$\tau_{v,d} =$	0.44	Mpa	
$\tau_{v,d} < f_{v,d}$ - Verifica soddisfatta!!!		23	%	
4.3 VERIFICA DI COMP. ORTOGONALE ALL'APPOGGIO (SLU)				
Taglio agente	$V_{Ed} =$	6.73	kN	
Tipo di nodo	=	appoggio		
Superficie di contatto: trasversale	=	160	mm	
Superficie di contatto: longitudinale	=	50	mm	
Tensione di compressione ortogonale all'appoggio	$\sigma_{c,90,d} =$	0.84	Mpa	
Res. a comp. perpendicolare aumentata con coeff kc90	$f_{c,90,d} * k_{c90} =$	1.38	Mpa	
$\sigma_{c,90,d} < f_{c,90,d}$ - Verifica soddisfatta!!!		61	%	
4.4 VERIFICA DI DEFORMABILITA' (SLE)				
Valore limite freccia istantanea (comb. rara)	$l/w_{ist\ amm} =$	300		
Valore limite freccia finale [wist+wdif(comb.q.perm.)]	$l/w_{fin\ amm} =$	200		
Freccia in semplice appoggio istantanea	$w_{ist\ (sem.ap.)} =$	9.06	mm	
Rapporto freccia istantanea/luce	$l/w_{ist} =$	486		
$l/w_{ist} > l/w_{ist\ amm}$ - Verifica soddisfatta!!!		62	%	
Coefficiente di viscosità e umidità	$k_{def} =$	0.80		
Freccia totale in semplice appoggio	$w_{fin} =$	14.04	mm	
Rapporto freccia finale/luce	$l/w_{fin} =$	313		
$l/w_{fin} > l/w_{fin\ amm}$ - Verifica soddisfatta!!!		64	%	

6.1.2 Verifica al fuoco

Viene svolta la verifica al fuoco REI30.

Viene considerata, nel calcolo, una sezione ridotta con riduzione pari a 0,8 mm al minuto. Tale riduzione è da applicarsi sulle facce potenzialmente esposte alle fiamme.

La verifica viene svolta in combinazione eccezionale ($G1+G2+Q*\psi2$), applicando una durata del carico breve ($k_{mod}=0,9$) e coefficiente di sicurezza pari a 1.

VERIFICA TRAVE IN LEGNO: ORIZZONTALE, IN SEMPLICE APPOGGIO				
ESTRATTO DEI CALCOLI				
COMMITTENTE:		CALCOLO:		
NOTE:		SCHEMA STATICO 		
NORMATIVE DI RIFERIMENTO D.M. 17-01-2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" [NTC18] CIRC. N. 7 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle NTC" [CIR7] CNR-DT 206/2007 "Istruzioni per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in l" [CNR06] CNR-DT 206-R1/2018 "Istr. per progettazione esecuzione e controllo delle strutt. in leg" [CNR06R] UNI EN1990 "Eurocode 0 – Basis of Structural Design" [EC0] UNI EN1991-1 "Eurocode 1 Part 1 – Actions on structures" [EC1-1] UNI EN1995-1-1 "Eurocode 5 Part 1.1 – Design of timber structures" [EC5-1] UNI EN 338:2016 "Legno strutturale - Classi di resistenza" [EN338] UNI EN 14080:2013 "Strutture di legno - Legno lamellare incollato e legno massiccio ir" [EN14080]				
1) GEOMETRIA E MATERIALI				
1.1 GEOMETRIA				
Luce di calcolo		4.40	m	
Interasse		0.50	m	
1.2 MATERIALE				
Classe		Lo_GL24h		
Coeff. Parziale di sicurezza del materiale	$\gamma_M =$	1		
Cappa collaborante		No		
Classe di servizio		2		
1.3 SEZIONE ADOTTATA				
Base	$b =$	112	mm	
Altezza	$h =$	176	mm	
2) ANALISI DEI CARICHI				
2.1 CARICHI A METRO QUADRO				
Peso proprio strutturale	$G1 =$	0.40	kN/mq	
Peso proprio non strutturale	$G2 =$	2.00	kN/mq	
Carico Accidentale	$Q =$	2.00	kN/mq	
2.2 CARICHI A METRO LINEARE				
Peso proprio strutturale	$G1 =$	0.20	kN/m	
Peso proprio non strutturale	$G2 =$	1.00	kN/m	
Carico Accidentale	$Q =$	1.00	kN/m	

3) COMBINAZIONI DI CARICO				
3.1 COEFFICIENTI PER LE AZIONI				
Coeff. G1 sfavorevole	$\gamma_{G1} =$	1.00		
Coeff. G2 sfavorevole	$\gamma_{G2} =$	1.00		
Coeff. Q sfavorevole	$\gamma_Q =$	0.30		
3.2 CARICHI E SOLLECITAZIONI IN COMB. ULTIMA				
Durata del carico		BREVE DURATA		
Carico distribuito in combinazione ultima	$F_d =$	1.50	kN/m	
Coeff. Correttivo per le resistenze (durata e umidità)	$k_{mod} =$	0.9		
Taglio all'appoggio (1/2 ql)	$V_{Ed} =$	3.3		
Momento in mezz'aria (1/8 ql ²)	$M_{Ed} =$	3.6		
4) VERIFICHE				
4.0 MATERIALE (parametri di progetto)				
Res. a flessione (prog)	$f_{m,d} =$	21.60	Mpa	
Res. a trazione parallela alla fibratura (prog)	$f_{t,0,d} =$	17.28	Mpa	
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura (prog)	$f_{t,90,d} =$	0.45	Mpa	
Res. a compressione parallela alla fibratura (prog)	$f_{c,0,d} =$	21.60	Mpa	
Res. a compressione perpendicolare alla fibratura (prog)	$f_{c,90,d} =$	2.25	Mpa	
Resistenza a taglio (prog)	$f_{v,d} =$	3.15	Mpa	
4.1 VERIFICA A FLESSIONE RETTA (SLU)				
Momento agente max	$M_{Ed} =$	3.63	kN*m	
RESISTENZA a flessione di progetto ridotta con coeff kc	$f_{m,0,d} * k_{crit} =$	21.60	Mpa	
Tensione flessionale AGENTE	$\sigma_{m,d} =$	6.28	Mpa	
$\sigma_{m,d} < f_{m,0,d} - \text{Verifica soddisfatta!!!}$		29	%	
4.2 VERIFICA A TAGLIO - SEZIONE INTERA (SLU)				
Taglio agente max	$V_{Ed} =$	3.30	kN	
Tensione tangenziale AGENTE	$\tau_{v,d} =$	0.35	Mpa	
$\tau_{v,d} < f_{v,d} - \text{Verifica soddisfatta!!!}$		11	%	
4.3 VERIFICA DI COMP. ORTOGONALE ALL'APPOGGIO (SLU)				
Taglio agente	$V_{Ed} =$	3.30	kN	
Tipo di nodo	=	appoggio		
Superficie di contatto: trasversale	=	112	mm	
Superficie di contatto: longitudinale	=	50	mm	
Tensione di compressione ortogonale all'appoggio	$\sigma_{c,90,d} =$	0.59	Mpa	
Res. a comp. perpendicolare aumentata con coeff kc90	$f_{c,90,d} * k_{c90} =$	2.25	Mpa	
$\sigma_{c,90,d} < f_{c,90,d} - \text{Verifica soddisfatta!!!}$		26	%	


6.1.3 Verifica degli inghisaggi

Lo sforzo di taglio agente è pari a $6,73 \text{ kN/travetto} = 13,46 \text{ kN/m}$.

Dal momento che si prevedono 6 inghisaggi per lato, cioè $6/1,1 = 5,46$ inghisaggi/metro risulta che il singolo inghisaggio deve sopportare uno sforzo di taglio pari a $13,46/5,46 = 2,46 \text{ kN}$.

Dalla scheda tecnica risulta che la resistenza di progetto a taglio del singolo inghisaggio su muratura è pari a $3,4 \text{ kN}$

Design tension and shear resistances – Pull-out failure of the anchor, brick breakout failure and local brick failure at edge distance ($c \geq c^*$) for single anchor applications

Load type	Anchor size	h_{ef} [mm]	f_b [N/mm ²]	w/w and w/d		d/d	
				Ta	Tb	Ta	Tb
				Loads [kN]			
	SC1 – Solid clay brick Mz, 1DF (ETA data)						
$N_{Rd,p} = N_{Rd,b}$ (c ≥ 115 mm)	HIT-V, HAS-U M8, M10, M12, M16	≥ 50	12	0,6 (0,8 ^a)			
			20	0,8 (1,0 ^a)			
			40	1,4 (1,6 ^a)			
	HIT-V, HAS-U M8, M10, M12, M16 HIT-V + HIT-SC M8, M10, M12, M16 HAS-U + HIT-SC M8, M10, M12, M16 HIT-IC M8, M10, M12 HIT-IC + HIT-SC M8, M10, M12	≥ 80	12	1,0 (1,2 ^a)			
			20	1,4 (1,6 ^a)			
			40	2,2 (2,6 ^a)			
		≥ 100	12	1,4 (1,6 ^a)			
			20	1,8 (2,0 ^a)			
			40	2,8 (3,2 ^a)			
$V_{Rd,b}$ (c ≥ 115 mm)	HIT-V, HAS-U M8, M10	≥ 50	12	1,0			
			20	1,2			
			40	1,6			
	HIT-V, HAS-U M12, M16	≥ 50	12	1,4			
			20	1,8			
			40	2,2			
	HIT-V, HAS-U M8, M10 HIT-V + HIT-SC M8, M10 HAS-U + HIT-SC M8, M10 HIT-IC M8 HIT-IC + HIT-SC M8	≥ 80	12	2,0			
			20	2,4			
			40	3,0			
	HIT-V, HAS-U M12, M16 HIT-V + HIT-SC M12, M16 HAS-U + HIT-SC M12, M16 HIT-IC M10, M12 HIT-IC + HIT-SC M10, M12	≥ 80	12	2,6			
			20	3,4			
			40	4,2			

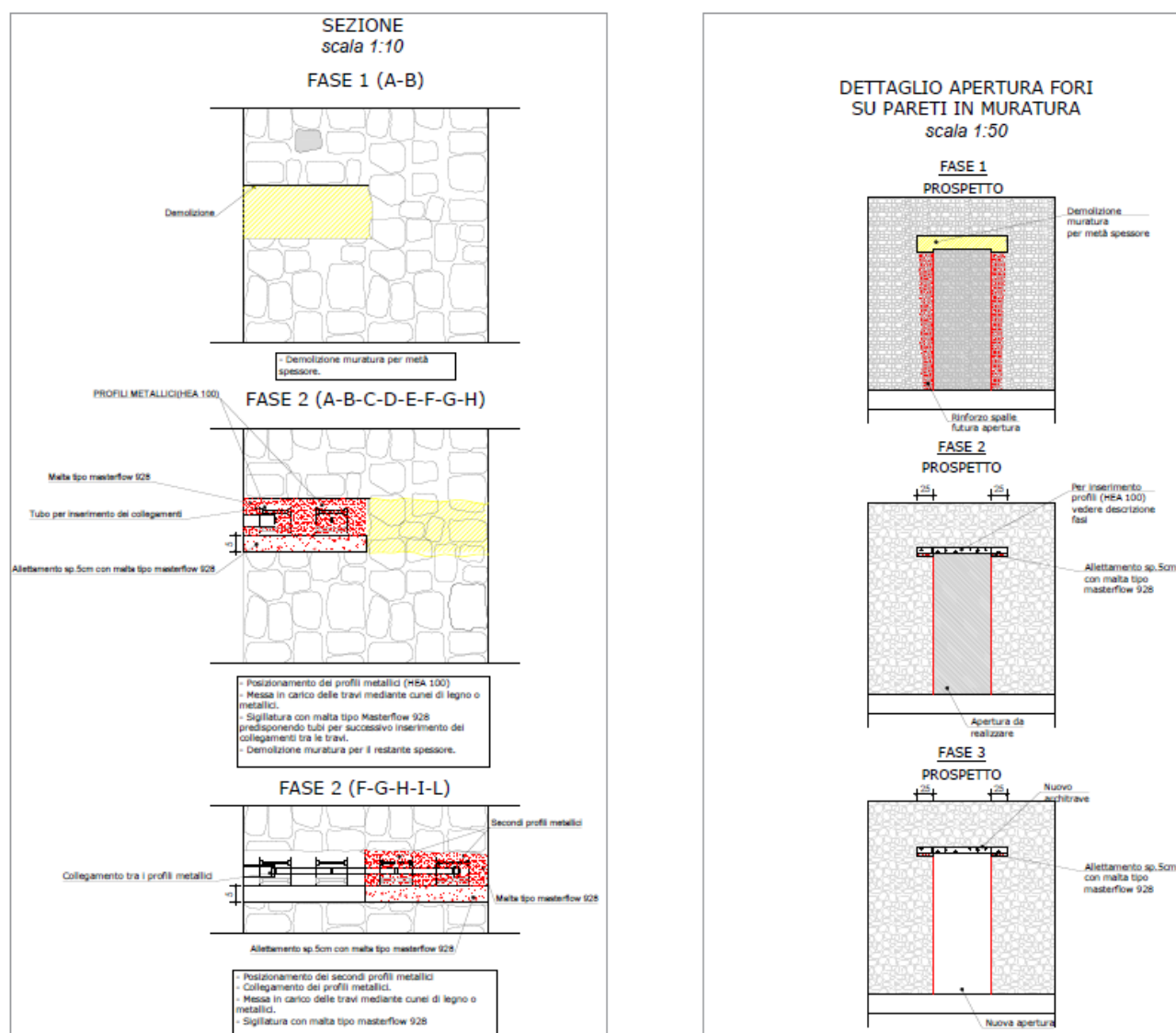
7 TAV. V2.PS.11 – DETTAGLI COSTRUTTIVI

7.1 ARCHITRAVI

L'intervento prevede la realizzazione degli architravi in corrispondenza delle nuove aperture.

Rispetto al progetto esecutivo approvato sono stati modificati e approfonditi maggiormente i dettagli degli architravi in corrispondenza delle porte (tipo G1 e tipo H) sostituendo i profili tubolari con profili a doppio T

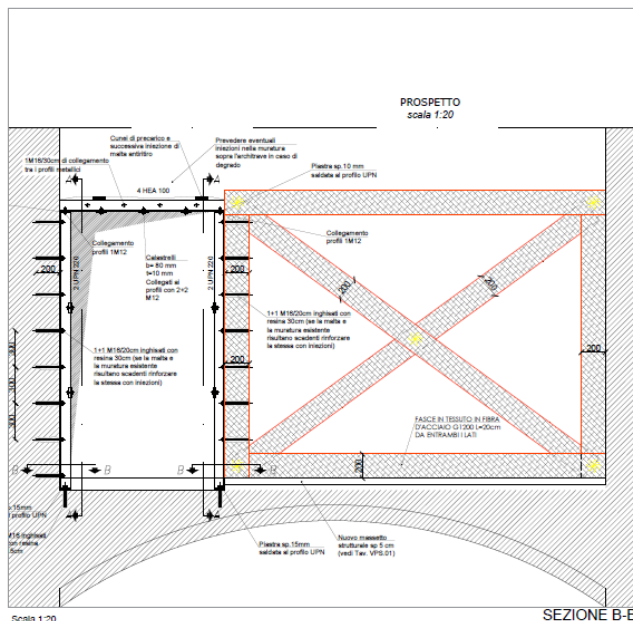
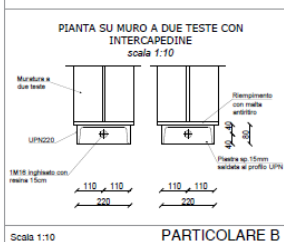
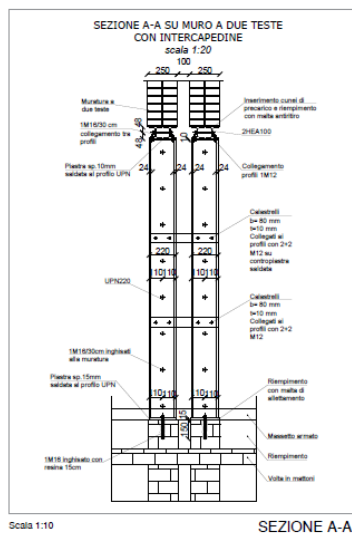
È stato inoltre eliminato il tipo di apertura G2 (finestre), in quanto non vengono più realizzati fori in facciata.



Estratto tavola V2.PS.11 – Apertura tipo G1

APERTURA TIPO H

PARTICOLARE MODIFICATO RISPETTO ALLA
PRECEDENTE APPROVAZIONE DA PARTE DELLA SABAP

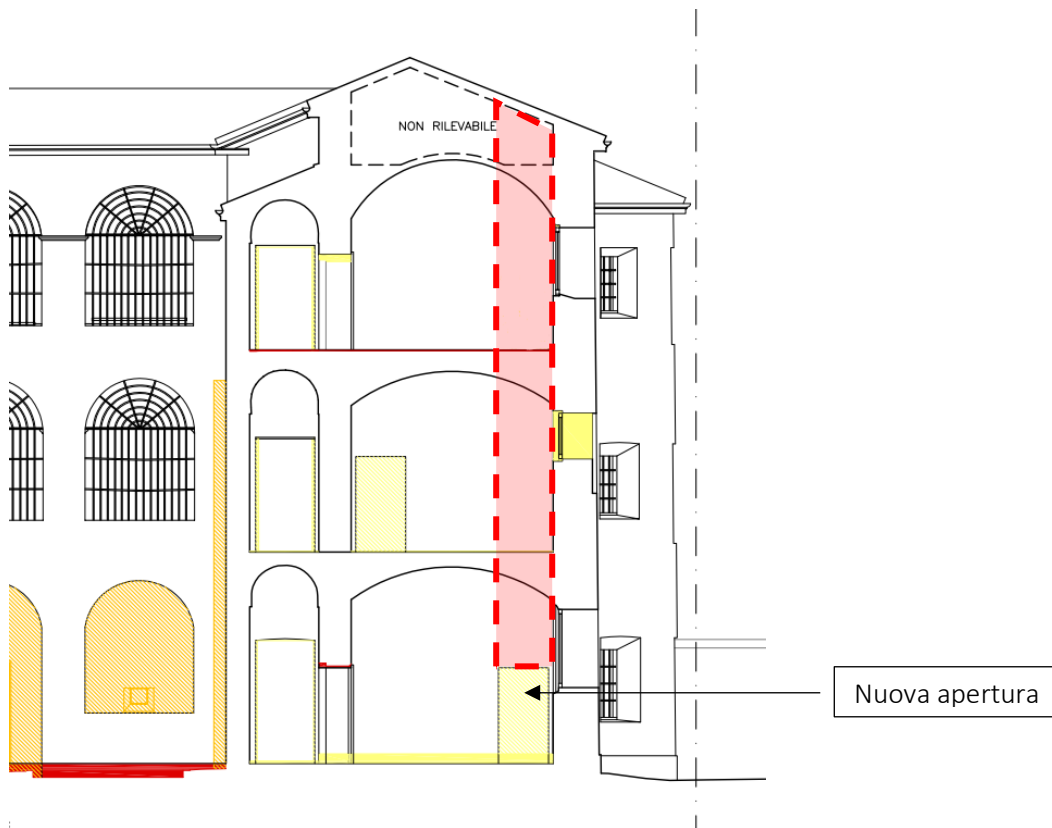


Estratto tavola V2.PS.11 – Apertura tipo H

7.1.1 Verifica statica architravi tipo H

Si ipotizza uno schema statico in semplice appoggio con luce di calcolo pari a 1,40 m.

Si considera, in favore di sicurezza, il carico scaricato da una intera fascia sovrastante l'apertura. L'adozione di tale schema statico viene ritenuta preferibile rispetto ad uno schema ad arco anche in considerazione del fatto che varie murature risultano non ammortate alle pareti perimetrali e spesso risultano rimaneggiate da vari passaggi impiantistici realizzati nel tempo.



Analisi dei carichi

Muratura

Peso proprio della muratura = 18 kN/mc

Spessore muratura (esclusa intercapedine) = 0,60 m

Altezza della muratura = 12 m

Peso scaricato dalla muratura = $0,60 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 18 = 130 \text{ kN/m}$ -> In comb. SLU = 169 kN/m

Solai

Si ipotizza che le volte non scarichino nulla sulle pareti di divisione delle celle in quanto risultano ordite nell'altra direzione

Copertura

Luce di influenza copertura = 2,0 m

Peso copertura a metro quadro = 2,30 kN/mq

Peso scaricato dalla copertura = $2 \cdot 1 \cdot 2,30 = 4,6 \text{ kN/mq}$ -> In comb. SLU = 6.9 kN/m

TOTALE: $169 + 0 + 6.9 = 176 \text{ kN/m}$ (44 kN/m per profilo)

Verifica

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI				
GEOMETRIA				
Luce di calcolo	$l =$	1.40	m	
AZIONI				
Peso proprio strutturale	$G1 =$	32.50	kN/m	
Peso proprio non strutturale	$G2 =$	1.08	kN/m	
Carico accidentale	$Q =$	0.00	kN/m	
Coeff. G1 sfavorevole	$\gamma G1 =$	1.3		
Coeff. G2 sfavorevole	$\gamma G2 =$	1.5		
Coeff. Q sfavorevole	$\gamma Q =$	1.5		
Carico distribuito a metro di trave in comb. SLU	$q =$	43.86	kN/m	
SOLLECITAZIONI				
Taglio agente agli appoggi ($V_{ed}=q l/2$)	$V_{Ed}=$	30.70	kN	
Momento agente in mezzzeria ($M_{ed}=1/8 q l^2$)	$M_{Ed}=$	10.75	kNm	

CALCOLO RESISTENZA DEL PROFILO				
SEZIONE				
Numero profili affiancati		1		
Sezione		HEA 100		
Altezza	$h =$	96	mm	
Base	$b =$	100	mm	
Spessore anima	$t_w =$	5	mm	
Spessore ali	$t_f =$	8	mm	
Raggio di raccordo	$r =$	12	mm	
Area	$A =$	2'120	mm ²	
Massa	$P =$	16.7	kg/m	
Momento d'inerzia rispetto all'asse y	$J_y =$	3'490'000	mm ⁴	
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse y	$W_{el,y} =$	72'800	mm ³	
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse y	$W_{pl,y} =$	83'100	mm ³	
Raggio d'inerzia asse y	$i_y =$	40.6	mm	
Momento d'inerzia rispetto all'asse z	$J_z =$	1'340'000	mm ⁴	
Modulo di resistenza elastico rispetto all'asse z	$W_{el,z} =$	26'800	mm ³	
Modulo di resistenza plastico rispetto all'asse z	$W_{pl,z} =$	41'140	mm ³	
Raggio d'inerzia asse z	$i_z =$	25.1	mm	
Momento d'inerzia torsionale	$J_t =$	52'400	mm ⁴	
Costante di ingobbamento	$J_{\omega} \cdot 10^{-9} =$	3	mm ⁶	
Curva di stabilità		c		
Classe del profilo		1		
MATERIALE				
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} =$	275.0	Mpa	
Modulo di elasticità	$E =$	210'000	Mpa	
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.30		
Modulo di taglio	$G =$	80'769		
Coeff. di sicurezza sezioni intere	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coeff. di sicurezza per instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.05		
Fattore di confidenza	$FC =$	1.00		
Resistenza di progetto a snervamento	$f_{yk} =$	261.9	Mpa	

RESISTENZA A TAGLIO (NTC18 § 4.2.4.1.2.4)					
Controllo instabilità anima: Nessun problema					
Area resistente al taglio	$A_v =$	752	mm ²		
Resistenza a taglio	$V_{c,Rd} =$	113.7	kN	27	%
RESISTENZA A FLESSIONE (NTC18 § 4.2.4.1.3.2)					
Modulo di resistenza adottato		W_{el}			
Momento resistente senza instabilità flex-tors	$M_{c,Rd} =$	19.1	KN*m	56	%
RESISTENZA A FLESSIONE CON INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE (NTC18 § 4.2.4.1.3.2)					
L'ala compressa è sufficientemente vincolata?		Si			
Modulo di resistenza adottato		W_{el}			
Coefficiente β	$\beta =$	1.0			
Coefficiente di imperfezione	$\alpha_{LT} =$	0.49			
Rapporto momenti all'estremità dell'asta (con $ M_B < M_A $)	$M_B/M_A =$	1			
Coefficiente di distribuzione del momento flettente	$\psi =$	1.00			
Distanza massima tra due ritegni torsionali	$L =$	1.40	m		
Lungh. libera di inflessione x instabilità flex-tors	$l_{cr} =$	1.40	m		
Momento critico di instabilità flex-tors	$M_{cr} =$	99'312'888	N*mm		
Snellezza adimensionale	$\lambda_{LT} =$	0.48			
Coefficiente $\lambda_{LT,0}$	$\lambda_{LT,0} =$	0.20			
Coefficiente correttivo del momento flettente	$K_c =$	0.94			
Fattore di distribuzione momento flettente	$f =$	0.98			
Termine K_χ	$K_\chi =$	1.00			
Fattore di imperfezione	$\phi_{LT} =$	0.68			
Coefficiente di instabilità flex-tors	$\chi_{LT} =$	1.00			
Momento resistente con instabilità flex-tors	$M_{b,Rd} =$	19.1	KN*m	56	%
DEFORMAZIONE TRAVE IN SEMPLICE APPOGGIO					
Rapporto freccia/luce ammissibile	$\delta_{tot}/L \text{ amm.} =$	500			
Carico distribuito in combinazione rara	$q_{tot} =$	33.6	kN/m		
Freccia elastica totale (permanenti+accidentali)	$\delta_{tot} =$	2.29	mm		
Rapporto freccia/luce calcolato	$\delta_{tot}/L =$	611		82	%