

CUP: PROV0000001227

CIG : _____



COMUNE DI CASTREZZATO

Provincia di Brescia

SCUOLA PRIMARIA DI PRIMO LIVELLO DENOMINATA
"AI CADUTI" - ADEGUAMENTO SISMICO
VIA MARCONI

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Beretta	Giovannone	Berlucchi	Revisione generale	01.12.2017	01.12.2017	02
Beretta	Giovannone	Berlucchi	Revisione generale	28.07.2017	28.07.2017	01
Beretta	Giovannone	Berlucchi	Prima emissione	14.12.2016	14.12.2016	00
Redatto	Visto	Approvato	Ragione dell'emissione	Architettonici (agg./data/altro)	Data	Revisione

ELABORATO:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

VISTO R.U.P.:

COMMITTENTE:

COMUNE DI CASTREZZATO - PIAZZA RISORGIMENTO, 1

PROGETTO ARCHITETTONICO:

arch. GIOVANNI BERLUCCHI

COORDINATORE RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE:

arch. GIOVANNI BERLUCCHI

PROGETTO DELLE STRUTTURE:

ing. GIANNI GIOVANNONE

DIREZIONE LAVORI STRUTTURE:

ing. GIANNI GIOVANNONE

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE:

geom. GIANLUIGI COMINI

GEOLOGO:

geol. GUIDO TORRESANI



SCALA:

NUMERAZIONE
PROGETTO:

15.047 PE ST 6.0 r02



Indice generale

1. OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	2
1.1 Introduzione e descrizione dell'opera.....	2
1.2 Rilievo strutturale.....	6
1.2.1 Risultati del rilievo della struttura in muratura.....	12
1.2.2 Risultati del rilievo della struttura in calcestruzzo armato.....	13
1.3 Normative di riferimento e metodi di calcolo.....	13
1.4 Documenti di riferimento.....	14
1.5 Livelli di conoscenza.....	14
1.6 Caratteristiche dei materiali e resistenze.....	17
2. IPOTESI DI CALCOLO E MODALITÀ DI VERIFICA.....	20
2.1 Analisi dei carichi gravitazionali.....	20
2.2 Combinazioni di carico e masse partecipante.....	20
2.2.1 Combinazione di carico per situazione sismica.....	20
2.2.2 Masse per azioni sismiche.....	21
2.3 Azione sismica.....	21
2.3.1 Classificazione della struttura e periodo di riferimento.....	21
2.3.2 Zonizzazione del sito di riferimento.....	21
2.3.3 Caratteristiche del terreno.....	22
2.3.4 Spettro di progetto per lo SLV.....	23
3. VERIFICHE STATICHE.....	25
3.1 Scuola in cls.....	25
3.1.1 Travi.....	25
3.1.2 Pilastri.....	34
3.2 Scuola in muratura.....	35
4. VERIFICHE NON LINEARI.....	38
4.1 INTERVENTI LOCALI.....	40
4.2 RISULTATI ANALISI NON LINEARI.....	56
5. CONCLUSIONI E SINTESI DEI RISULTATI.....	57
A. ALLEGATI.....	58
A.1 Immagini del rilievo visivo dell'edificio in muratura.....	58
A.2 Disegni tecnici della struttura in calcestruzzo armato.....	62
A.3 Tabulati di calcolo delle analisi Push-Over.....	66
A.4 Tabulati di calcolo copertura nuova in legno.....	76



1. OGGETTO DELL'INTERVENTO

1.1 Introduzione e descrizione dell'opera

La presente relazione ha per oggetto la verifica di vulnerabilità sismica della struttura della scuola elementare sita in via Guglielmo Marconi, 35, nel comune di Castrezzato.

Il complesso scolastico è costituito da una grossa struttura realizzata in mattoni risalente ai primi anni del novecento e da un ampliamento realizzato in calcestruzzo armato il quale è stato eseguito nel 1985 in continuità d'opera con l'edificio esistente.

Come mostrato in Figura 1.1, gli edifici che compongono il complesso scolastico vengono così definiti:

- edificio in muratura,
- edificio in cls.

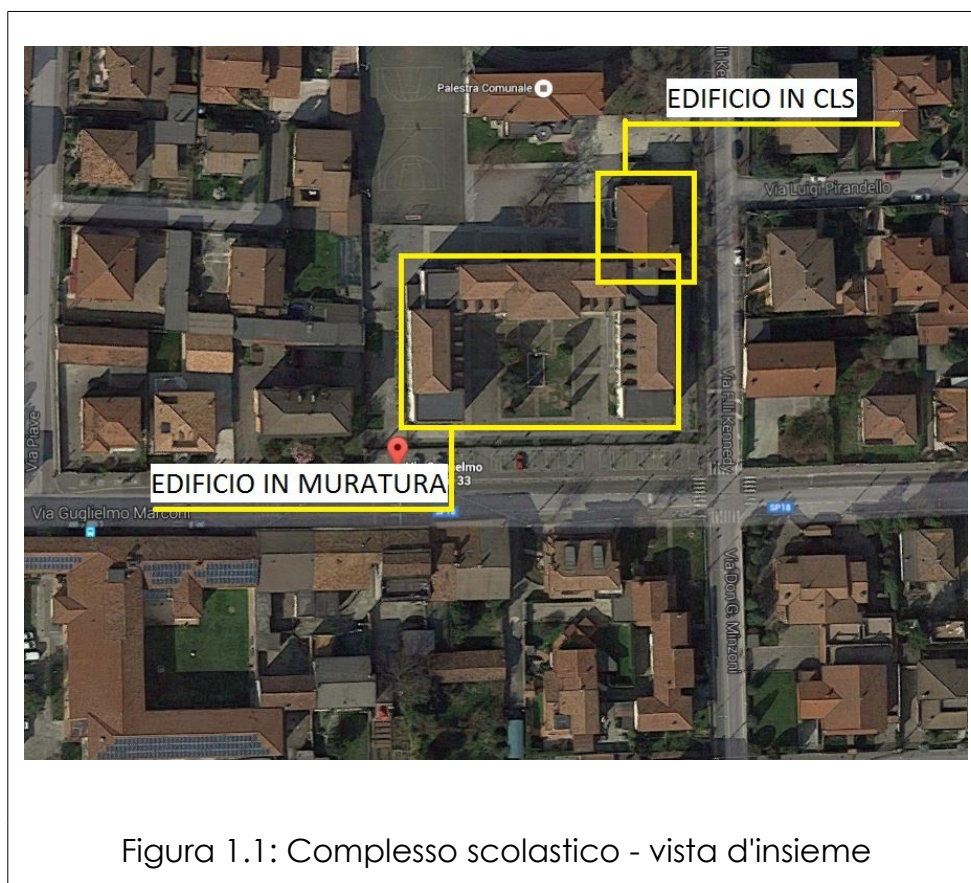


Figura 1.1: Complesso scolastico - vista d'insieme



L'edificio in muratura ha una pianta a “ferro di cavallo” ed è interamente realizzato in muratura portante (Figura 1.6) di spessore decrescente al crescere della quota. Esso è costituito da due piani fuori terra sono utilizzati per lo svolgimento delle lezioni scolastiche e un piano interrato, sottostante la sola parte centrale, è adibito a magazzino. La copertura a falde è costituita da travi e travetti in legno massiccio e da tegole di tipo “marsigliese” (Figura 1.8). Le fondazioni (Figura 1.7) sono costituite dal prolungamento di circa 50 cm dei muri portanti. L'edificio dispone di un piano interrato esclusivamente per la parte centrale del volume principale, con struttura perimetrale in calcestruzzo armato e setti interni in murature.



Figura 1.1.1: Vista frontale della scuola elementare



Figura 1.1.2: Vista laterale della scuola elementare

L'edificio in cls è stato realizzato successivamente all'edificio in muratura ed è stato costruito in continuità all'esistente. Esso è caratterizzato da due piani fuori terra e da un piano interrato. La copertura a falde è realizzata con muricci e tavelloni. Le fondazioni sono costituite da plinti i quali perimetralmente sono stati collegati tra di loro. Le dimensioni e le caratteristiche delle sezioni in c.a. sono state ricavate dai disegni progettuali esistenti.



Figura 1.2.3: Vista della parte in cls della scuola elementare

Lo scopo del seguente lavoro è la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico con i conseguenti interventi necessari ad un suo adeguamento sismico in conformità alle normative vigenti.

Nella presente relazione verranno illustrati i criteri e le ipotesi di calcolo adottati, le principali verifiche svolte in merito alle condizioni di stabilità e resistenza per gli elementi della struttura maggiormente significativi. Le verifiche vengono condotte in accordo con quanto previsto dal D.M. 14/01/2008, dalla relativa Circolare, con il metodo degli stati limite e gli adeguati fattori di confidenza sulle resistenze dei materiali per strutture esistenti.

In secondo luogo sono state condotte delle verifiche, sempre secondo D.M. 14/01/2008, ipotizzando che la struttura venga costruita oggi, con i previsti coefficienti riduttivi (γ) sulle resistenze dei materiali.



1.2 Rilievo strutturale

Il punto di partenza per la caratterizzazione generale dell'edificio oggetto di studio è il rilievo geometrico dell'intera scuola. Sono state quindi effettuate delle indagini visive delle parti sia interne che esterne della scuola.

Nelle Figure 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5 sono stati riportati i rilievi geometrici che sono stati utilizzati per le verifiche di resistenza descritte nei paragrafi successivi.

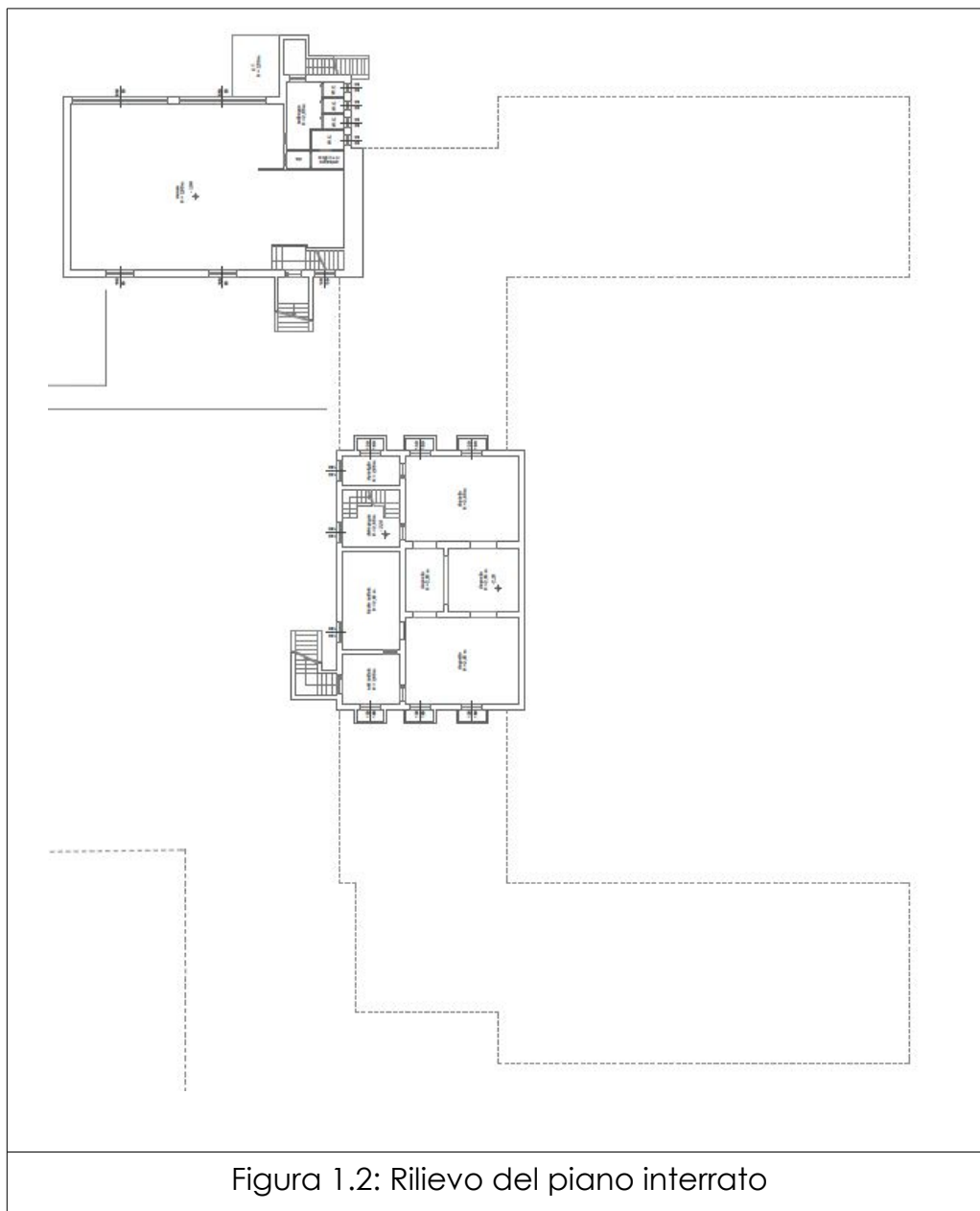


Figura 1.2: Rilievo del piano interrato

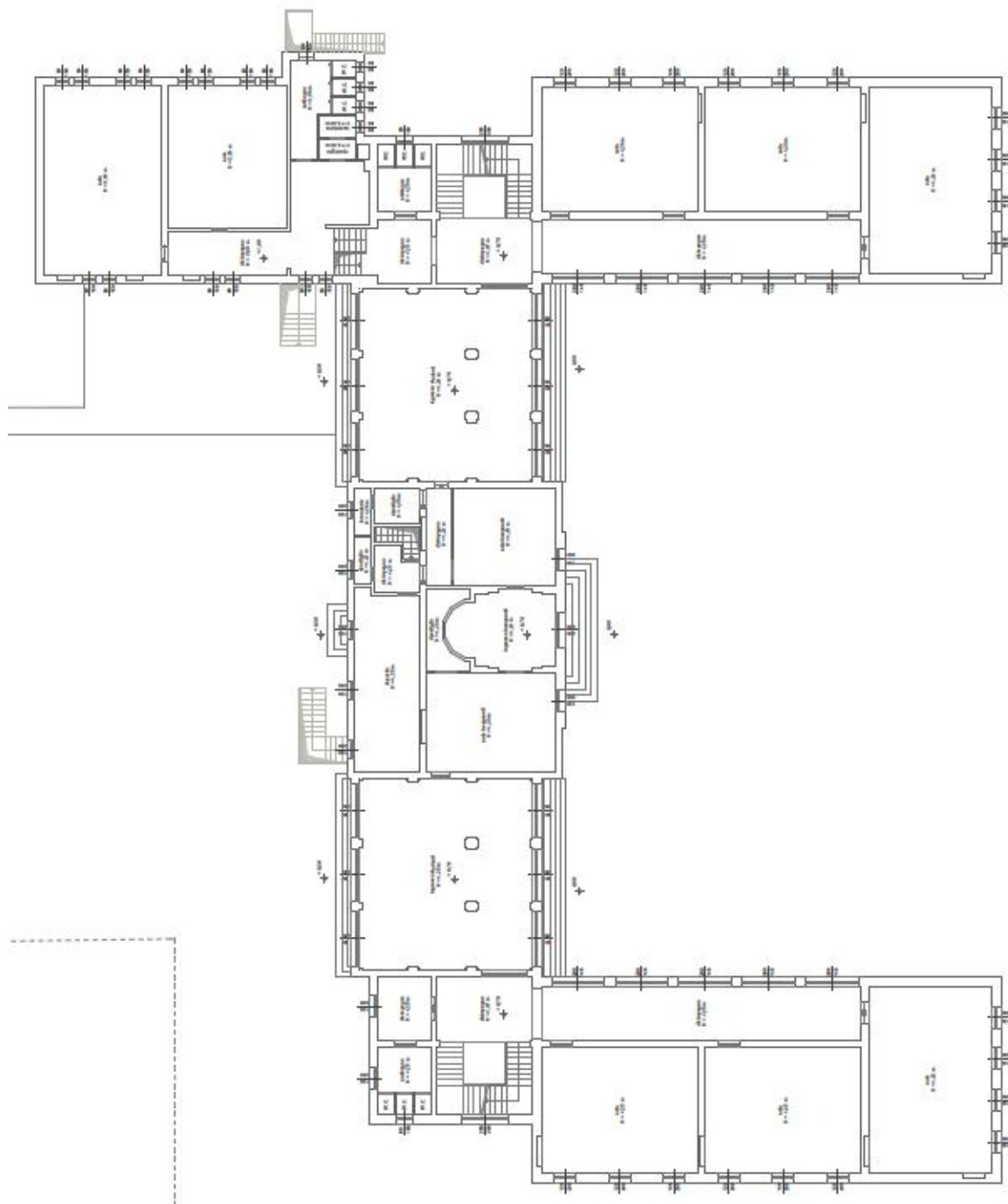


Figura 1.3: Rilievo del piano terra

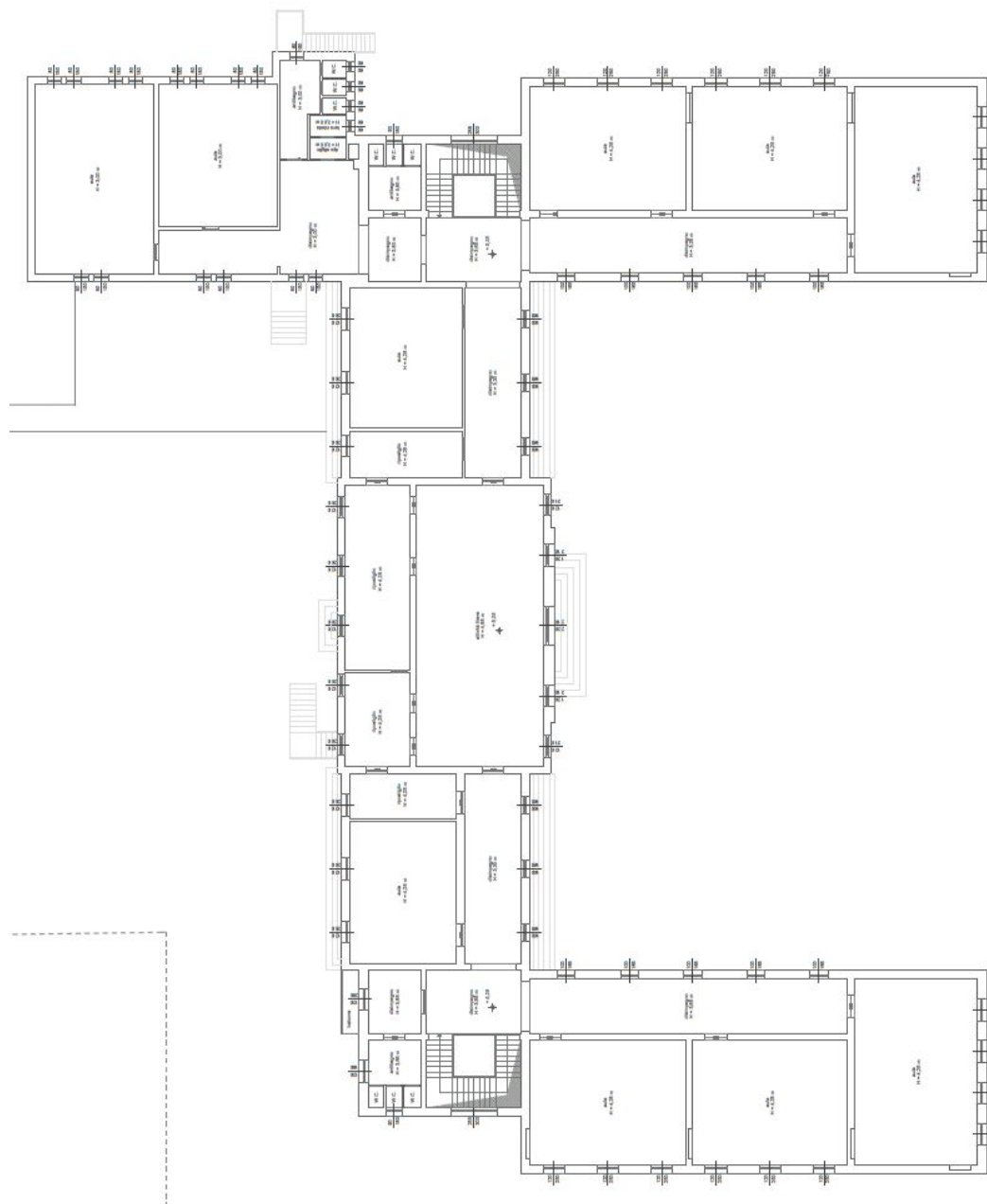


Figura 1.4: Rilievo del primo piano

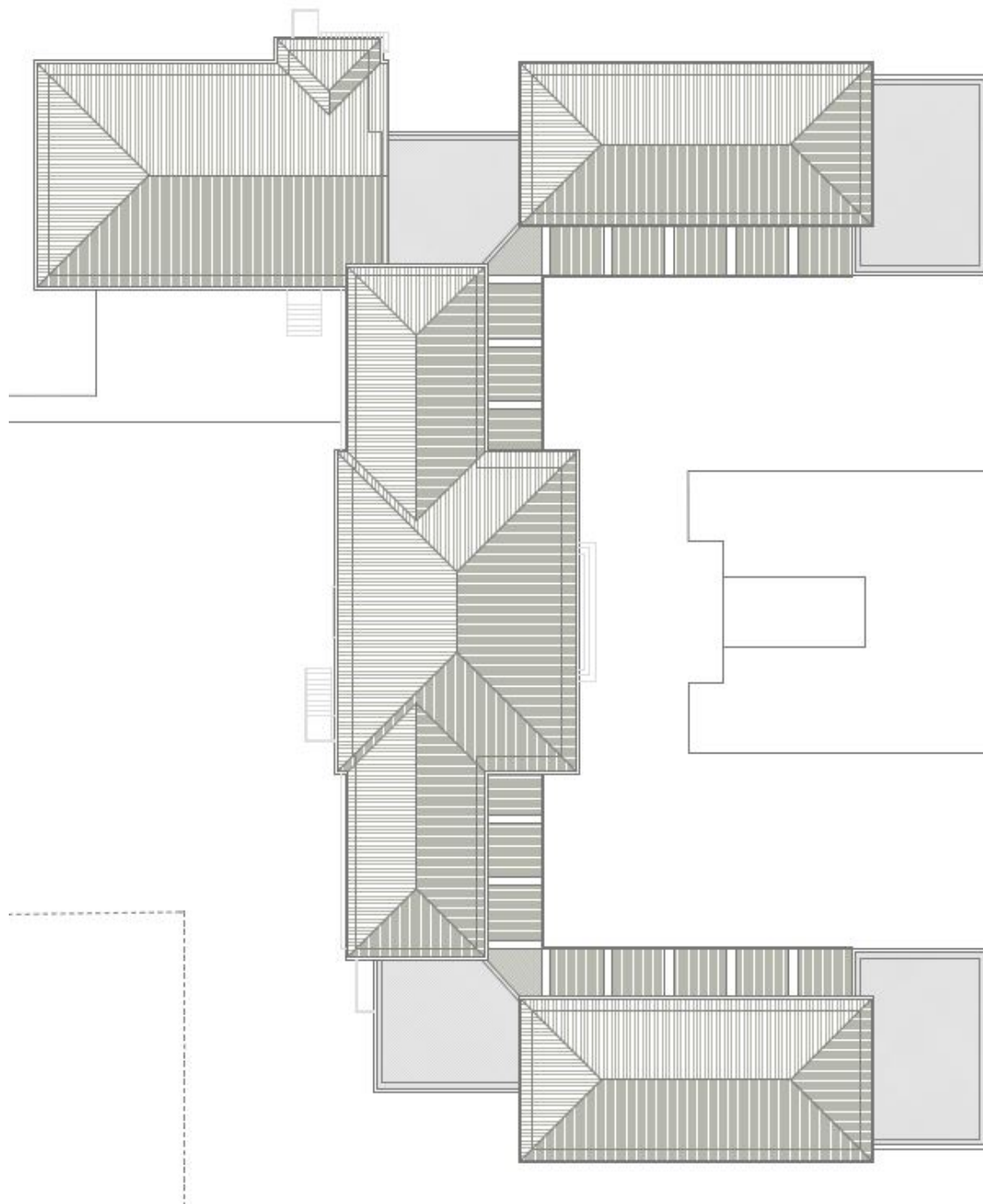


Figura 1.5: Rilievo della copertura



Successivamente al controllo dell'effettiva esattezza del rilievo geometrico, in termini di distanze tra maschi murari e loro spessori, sono state effettuate delle indagini più approfondite per la caratterizzazione dei dettagli costruttivi della costruzione necessari successivamente (paragrafo 1.5) alla definizione dei parametri meccanici suggeriti dalla normativa.



Figura 1.6: Rilievo delle murature portanti

Oltre alle murature portanti sono state indagate le tipologie costruttive delle fondazioni della struttura in muratura, Figura 1.7. Le fondazioni risultano essere costituite dal prolungamento di circa 50 cm del muro sovrastante e infine sono state effettuate indagini sulla copertura, Figura 1.8. Per poter effettuare al meglio le analisi numeriche è stato necessario indagare approfonditamente le modalità costruttive e i collegamenti utilizzati per la copertura a falde della porzione dell'edificio in muratura. Vengono allegate al paragrafo A.1 le immagini delle indagini che sono state effettuate.



Figura 1.7: Rilievo delle fondazioni dell'edificio in muratura



Figura 1.8: Rilievo della copertura – tegoli alla “marsigliese”



Per quanto riguarda il rilievo della parte in calcestruzzo armato oltre al rilievo strutturale dettagliato sono stati utilizzati i disegni tecnici originali (le immagini relative a tali disegni tecnici vengono riportati in Allegati A.2). In tali disegni sono riportati oltre alle caratteristiche geometriche delle sezioni degli elementi portanti e dei ferri di carpenteria ad esse associate, anche le caratteristiche meccaniche dei materiali.

1.2.1 Risultati del rilievo della struttura in muratura

Dal rilievo della struttura in muratura sono emerse le seguenti caratteristiche:

- La struttura portante risulta essere costituita da murature ordinarie, costituite da mattoni pieni alternati da letti di malta di calce;
- I solai sono in latero-cemento;
- La copertura a falde è costituita da capriate in legno massiccio sulle quali poggiano le travi di colmo e le terzere anch'esse in legno massiccio;
- A livello del terzo solaio sono state rilevate delle volte le quali sono caratterizzate da uno spessore molto modesto, pari alla testa di una tavola;
- Presenza di numerose nicchie nelle pareti portanti soprattutto al piano terra;

Dal rilievo strutturale e dai sondaggi effettuati è possibile affermare che le murature sono realizzate con laterizi di buona fattura così come la malta intercorso risulta sana e integra. I solai in latero-cemento non presentano lesioni né assestamenti ed il loro peso è scaricato in maniera uniforme alle murature che non presentano fessurazioni.

Le volte al piano primo realizzate in tavelle in foglio necessitano di messa in sicurezza specifica.

Le travi lignee della copertura risultano, in alcuni elementi, eccessivamente deformate probabilmente a causa degli effetti viscosi, caratterizzanti le strutture in legno. Inoltre i collegamenti tra gli elementi strutturali costituenti la copertura risultano essere inadeguati ad una trasmissione degli sforzi sollecitanti ed andranno conseguentemente migliorati.

Si può affermare che dal punto di vista sismico già solo da una indagine visiva la struttura portante ha bisogno di interventi locali. Nel paragrafo 4.1 vengono descritte le verifiche secondo la normativa vigente del comportamento sia globale che locale della struttura.



1.2.2 Risultati del rilievo della struttura in calcestruzzo armato

Dal rilievo della struttura in calcestruzzo armato sono emerse le seguenti caratteristiche:

- La struttura portante a cui si fa riferimento è a telaio con travi e pilastri sui quali grava un solaio in latero-cemento;
- La copertura è costituita da un solaio piano in latero-cemento sul quale sono stati posizionati muricci e tavelloni per creare le falde del tetto;
- Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato è R_{ck} pari a 30 MPa;
- Il piano interrato è costituito da muri in calcestruzzo armato;
- Le fondazioni sono costituite da plinti isolati i quali sono stati collegati, solamente sul perimetro dell'edificio, nelle due direzioni.

Dai dettagli costruttivi ricavati dai disegni tecnici e osservando i requisiti normativi del tempo la struttura portante non risulta essere una struttura sismo-resistente. Infatti per come stati disposti i ferri nelle travi non è possibile affermare che vi sia una trasmissione dei momenti sollecitanti dalle travi ai pilastri, con seguente inadeguatezza ad assorbire le azioni orizzontali sollecitati (azioni sismiche). Dovrà di conseguenza essere applicato un insieme di interventi locali anche sulle strutture per rendere ogni elemento conforme a quanto richiesto dalla normativa vigente.

1.3 Normative di riferimento e metodi di calcolo

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:



Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

1.4 Documenti di riferimento

La prima fase dello studio dell'edificio è stata svolta analizzando i documenti a disposizione per la parte della struttura in calcestruzzo armato:

- Tavole strutturali complete, con indicazione dei materiali adottati e della disposizione delle armature;
- Relazione finale del direttore dei lavori;
- Collaudo statico.

Per la struttura in muratura non sono stati ritrovati documenti ufficiali e quindi sono state utilizzate le informazioni derivanti dal rilievo geometrico e dalle indagini visive.

1.5 Livelli di conoscenza

Per gli edifici esistenti, il D.M. 14/01/2008 e la relativa Circolare, introducono differenti livelli di conoscenza definiti per ciascuna tipologia costruttiva in funzione dell'informazione disponibile per l'opera in oggetto.

In particolare, per le costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio, vengono indicati 3 livelli di conoscenza (LC) a cui corrispondono differenti fattori di confidenza (FC), da utilizzare per il calcolo delle caratteristiche di resistenza della struttura. In accordo alla tabella C8A.1.2, contenuta nell'Appendice “A” della Circolare delle Norme Tecniche, sono definiti i seguenti livelli:



Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 1.9: Tabella dei fattori di confidenza per strutture in calcestruzzo armato o acciaio [D.M. 14/01/2008]

Per la porzione di struttura in calcestruzzo armato è stato utilizzato un livelli di conoscenza LC1 al quale corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1,35 valore il quale, a favore di sicurezza, va a diminuire i parametri meccanici delle costruzioni esistenti.

Le caratteristiche meccaniche che sono state utilizzate sono quelle indicate nei disegni strutturali che sono stati recuperati.

Inerentemente ai livelli di conoscenza delle strutture in calcestruzzo armato, la normativa vigente introduce altrettanti livelli di conoscenza per le strutture in muratura come riportato in Figura 1.10.



Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

Figura 1.10: Tabella dei fattori di confidenza per strutture in muratura [D.M. 14/01/2008]

Come si può osservare dalla Figura 1.10 per strutture in muratura per le quali sono state effettuate indagini visive in situ, come descritto compiutamente nel paragrafo 1.2, il livello di conoscenza a cui far riferimento è il LC1, cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1.35. Non essendo state effettuate indagini specifiche per la caratterizzazione dei materiali, a favore di sicurezza, la normativa permette l'uso di parametri di resistenza i quali dipendono dai dettagli costruttivi della costruzione. Come descritto nel paragrafo 1.1 la tipologia che è stata riscontrata nelle indagini in situ è "Muratura in mattoni pieni e malta di calce".



Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Figura 1.11: Valori di riferimento dei parametri meccanici [D.M. 14/01/2008]

1.6 Caratteristiche dei materiali e resistenze

In assenza di analisi specifiche nello studio delle opere in epigrafe è prevista la seguente caratterizzazione dei materiali:

Materiali impiegati per fondazioni , pilastri , muri e solai

1. Calcestruzzo : C20/25 (R_{ck} 250 kg/cmq)-dim.max aggregato 32 mm
classe di esposizione XC2 per fondazioni e muri contro terra (ipotizzato)
XC1 per strutture fuori terra (ipotizzato)
2. Acciaio per armatura: Tipo FeB44k controllato in stabilimento
3. Legno massello: Tipo S10



Tassi di lavoro massimi per i materiali utilizzati alle tensioni ammissibili e allo SLU:

- | | | | | |
|--------------------------|-----------------------|--------|-----------------|--------|
| 1. Calcestruzzo : | $\sigma_{amm} = 97,5$ | Kg/cmq | $f_{cd} = 132$ | Kg/cmq |
| 2. Acciaio per armatura: | $\sigma_{amm} = 2600$ | Kg/cmq | $f_{yd} = 3910$ | Kg/cmq |
| 3. Legno massello: | $\sigma_{amm} = 100$ | Kg/cmq | $f_{mk} = 280$ | Kg/cmq |

Resistenze di calcolo:

La resistenza di calcolo è data da $f_d = f_k / \gamma_M$.

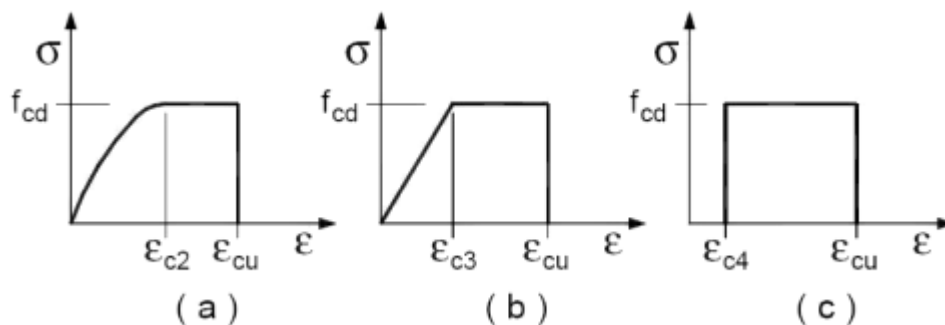
Il coefficiente di sicurezza γ_M si assume pari a :

-1.50 per calcestruzzo

-1.15 per acciaio da armatura

Diagrammi costitutivi

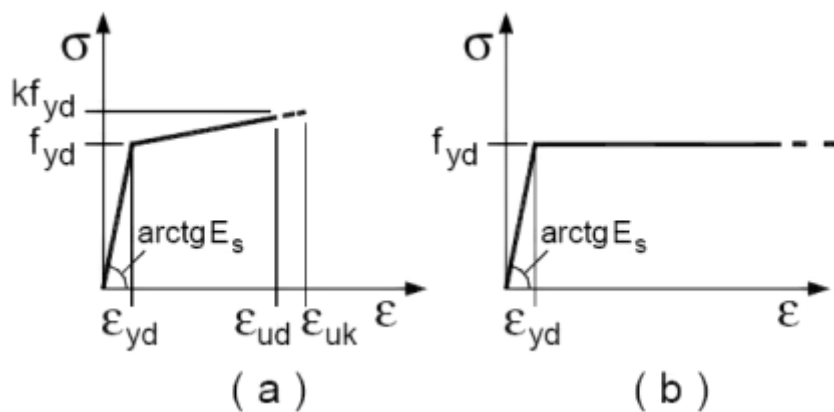
I diagrammi costitutivi del **calcestruzzo** sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'**acciaio** sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.



2. IPOTESI DI CALCOLO E MODALITÀ DI VERIFICA

2.1 Analisi dei carichi gravitazionali

Vengono riportati, i valori caratteristici dei carichi per unità di superficie, distinguendo tra carichi permanenti (G), ottenuti sommando la quota di carichi strutturali (G_1) e la quota di non strutturali (G_2), e variabili (Q), valutati in accordo ai documenti di riportati al paragrafo 1.4, per quanto riguarda i variabili, in accordo alla tabella 3.1.II del D.M. 14/01/2008, considerando l'attuale destinazione d'uso delle diverse zone degli edifici.

In assenza di specifiche indagini i carichi considerati sono:

Solaio tipo:

- Carico strutturale permanente G_1 : 3.50 kN/m²;
- Carico strutturale non permanente G_2 : 4.00 kN/m²;
- Carico variabile Q : 3.00 kN/m².

Solaio di copertura piano edificio in muratura:

- Carico strutturale permanente G_1 : 3.50 kN/m²;
- Carico strutturale non permanente G_2 : 2.00 kN/m²;
- Carico variabile (neve) Q : 1.20 kN/m².

Copertura lignea edificio in muratura:

- Carico strutturale permanente e non G_1+G_2 : 1.50 kN/m²;
- Carico variabile (neve) Q : 1.20 kN/m².

Solaio di copertura edificio in c.a.:

- Carico strutturale permanente G_1 : 3.50 kN/m²;
- Carico strutturale non permanente G_2 : 4.00 kN/m²;
- Carico variabile (neve) Q : 1.20 kN/m².

Si noti che, nelle verifiche sismiche, in accordo alle normative, il contributo del carico da neve non viene considerato.

2.2 Combinazioni di carico e masse partecipante

Le combinazioni di carico utilizzate nella verifica della struttura sono ottenute in accordo al punto 2.5 del D.M. 14/01/2008.

2.2.1 Combinazione di carico per situazione sismica

La combinazione di carico per la verifica della stabilità della struttura nei riguardi delle azioni sismiche (E) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è espressa dalla seguente relazione:



$$E+G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{K1}+\psi_{22}\cdot Q_{K2}+\dots \text{ (D.M. 14/01/2008, par. 2.5.3)}$$

I coefficienti di combinazione per i variabili sono assunti in accordo alla tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008, si osserva in particolare che non si considera alcun contributo per la neve in copertura (il sito si trova ad una altitudine inferiore a 1000 m s.l.m.).

2.2.2 Masse per azioni sismiche

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{K1}+\psi_{22}\cdot Q_{K2}+\dots$

I coefficienti di combinazione sono i medesimi utilizzati per i carichi.

2.3 Azione sismica

La risposta sismica dell'edificio è valutata con il metodo dell'analisi dinamica lineare. Infatti per la sua forma a "ferro di cavallo", l'annessione della parte in calcestruzzo armato e per le non regolarità in pianta e in elevazione si è ritenuto che un'analisi statica lineare non portasse ad un risultato veritiero. Nell'analisi si è considerato lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per la valutazione delle azioni sismiche si è adottato un fattore di struttura, q , pari a 2.

2.3.1 Classificazione della struttura e periodo di riferimento

L'edificio rientra nella tipologia 2 prevista dal D.M. 14/01/2008 al par. 2.4.1 (*"opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"*), pertanto la sua vita nominale (V_N) è pari a 50 anni.

Alla struttura, inoltre, viene attribuita la classe d'uso III, in accordo al D.M. 14/01/2008 al par. 2.4.2 (*"costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi"*). Il coefficiente d'uso (C_U) assume valore 1.5.

Si ottiene pertanto che il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica risulta pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni (par. 2.4.3 D.M. 14/01/2008)}$$

2.3.2 Zonizzazione del sito di riferimento

Considerando il valore del periodo di riferimento determinato, si ottengono i seguenti parametri che descrivono dal punto di vista sismico il territorio di Castrezzato:

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [sec]
SLO	45	0.048	2.396	0.227
SLD	75	0.062	2.405	0.246



SLV	712	0.157	2.465	0.281
SLC	1462	0.201	2.479	0.293

Dove:

- T_R tempo di ritorno dell'evento sismico di riferimento;
- a_g accelerazione orizzontale massima al sito per suoli di tipo "A";
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In tabella sono stati evidenziati lo stato limite di riferimento per le verifiche di resistenza allo Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

2.3.3 Caratteristiche del terreno

Per il sito in esame, classificabile con categoria topografica T_1 ("superficie pianeggiante"), si considera, in accordo alla relazione geologica indicata al par. 1.3, un terreno di tipo B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche sono tenute in conto nello spettro di risposta mediante il coefficiente (S) dato dalla seguente relazione: $S=S_T \cdot S_S$

Dove:

- S_T coefficiente di amplificazione topografica, posto pari a 1 nel caso di superficie pianeggiante (categoria topografica T_1);
- S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica data dalle seguenti relazioni in funzione della categoria di sotto suolo.



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

Tabella 1: Coefficienti di amplificazione topografica

2.3.4 Spettro di progetto per lo SLV

Le verifiche di resistenza allo SLV con analisi statica equivalente richiedono la descrizione dell'azione sismica mediante lo spettro di progetto con fattore di struttura (q) posto pari a 1,5 secondo le seguenti relazioni:

- $0 \leq T < T_B$ $S_D(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_o \cdot [T/T_b + 1/F_o \cdot (1 - T/T_b)]$
- $T_B \leq T < T_C$ $S_D(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_o$
- $T_C \leq T < T_D$ $S_D(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_o \cdot (T/T_C)$
- $T \geq T_D$ $S_D(T) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_o \cdot (T_C \cdot T_D / T^2)$ con $S_D(T) \geq 0,20 \cdot T_D$

Dove, oltre ai parametri già indicati in precedenza, si ha:

- η fattore che considera l'effetto dello smorzamento viscoso convenzionale (ξ) ed è correlato a tale grandezza mediante la relazione seguente:

$$\eta = [10 / (5 + \xi)]^{0,5} \geq 0,55 \text{ con } \xi \text{ espresso in termini percentuali, per } \xi = 5\%, \eta = 1$$

- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_c \cdot T^*_c$$

C_c è un parametro funzione della categoria di sottosuolo, secondo le relazioni in Tabella 1.

- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro: $T_B = T_C / 3$
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro: $T_D = 4 \cdot a_g / g + 1,6$

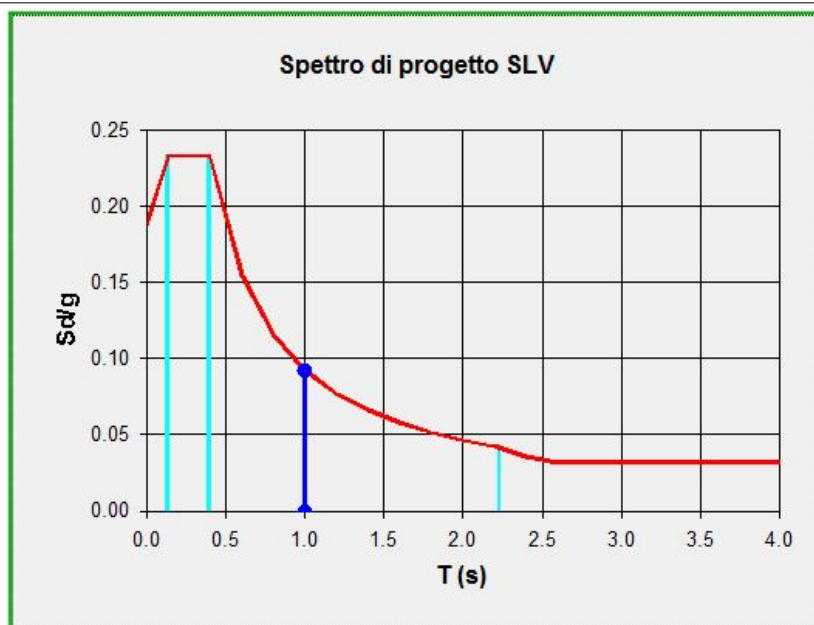


Figura 3.1: Spettro di risposta per lo SLV con $q=2$



3. VERIFICHE STATICHE

Sono state eseguite le verifiche ai soli carichi statici delle due diverse tipologie costruttive. Per l'edificio in calcestruzzo armato sono stati verificati gli elementi principali quali travi e pilastri e per l'edificio in muratura sono stati verificati i meccanismi di collasso locale. Nel primo caso sono stati utilizzati i progetti strutturali originali nei quali venivano specificate sia le quantità dei ferri che la tipologia di calcestruzzo utilizzato. Per l'edificio in muratura invece è stato utilizzato il rilievo geometrico effettuato da terzi oltre alle indagini puntuali.

3.1 Scuola in cls

Vengono espone le verifiche che sono state effettuate manualmente sia delle travi che dei pilastri.

3.1.1 Travi

La struttura è costituita da diverse sezioni di travi, in particolari a T, L e a sezione rettangolare. Nelle figure sottostanti vengono riportati i calcoli effettuati per le verifiche di resistenza delle sezioni (la nomenclatura utilizzata è la stessa dei disegni tecnici originali).

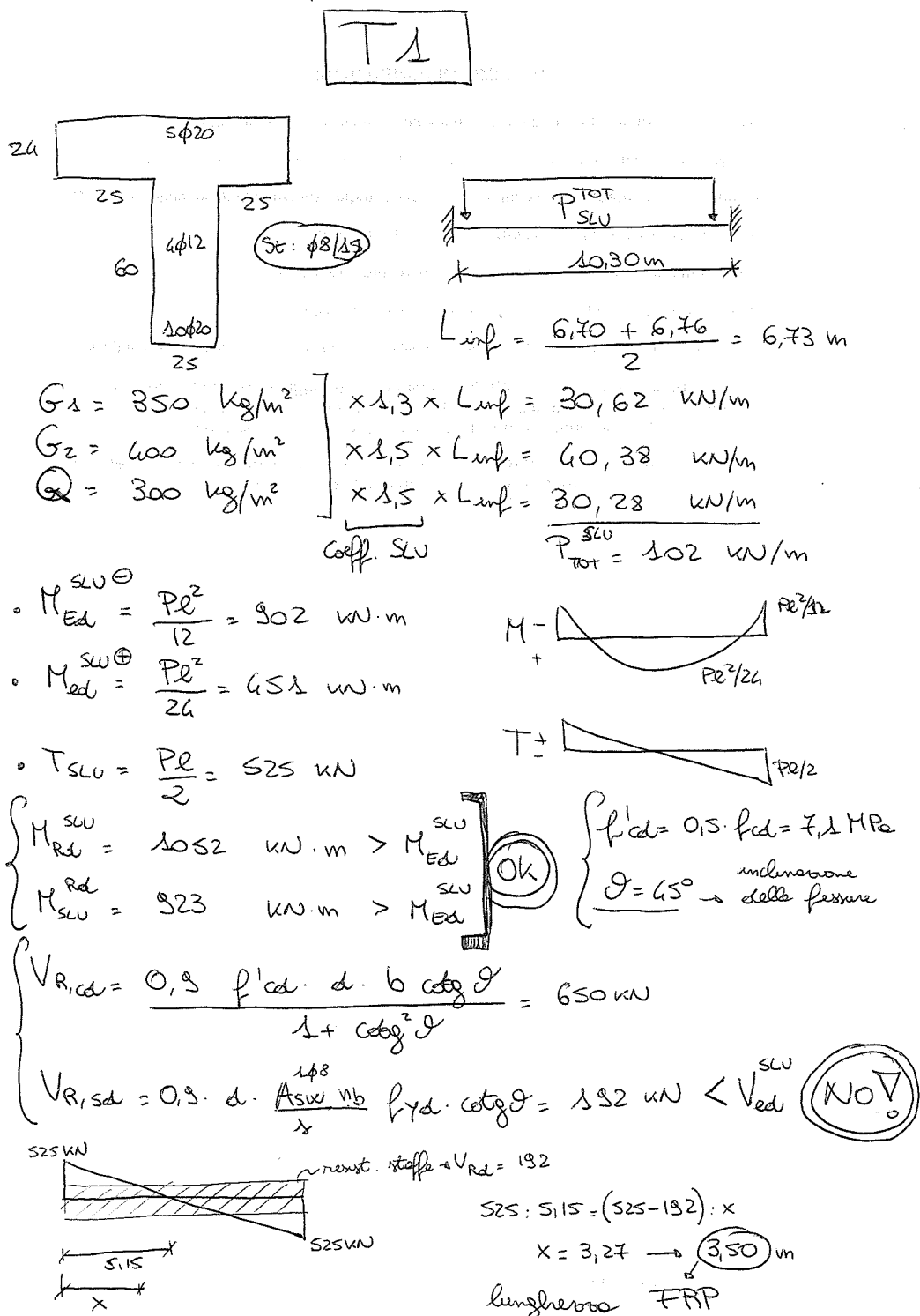
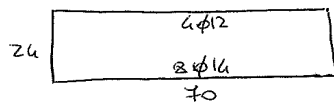


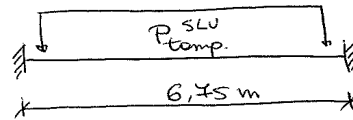
Figura 3.1: Verifica trave T1



(T2)



no. $\phi 6/15$
 $h_b = 4$



$$P^{SLU} = 900 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 1,5 = 13,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{cases} M_{Ed}^{SLU} = \frac{P l^2}{12} = 51,26 \text{ kNm} \\ M_{Ed}^{SLU} = \frac{P l^2}{24} = 26 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$T_{Ed}^{SLU} = \frac{P l}{2} = 46 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} f'_{cd} = 7,1 \text{ MPa} \\ \theta = 30^\circ \end{cases}$$



$$\begin{cases} M_{Rcd}^{SLU \oplus} = 94,02 \text{ kNm} > M_{Ed}^{SLU} \quad \text{Ok} \\ M_{Rcd}^{SLU \ominus} = 71,71 \text{ kNm} > M_{Ed}^{SLU} \quad \text{Ok} \end{cases}$$

$$V_{Rcd}^{SLU} = \frac{0,9 f'_{cd} d b \cdot \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} =$$

$$V_{Rcd}^{SLU} = 0,9 d \cdot \frac{A_{sw} \cdot n_b}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta = 96 \text{ kN} > V_{Ed}^{SLU} \quad \text{Ok}$$

NO INTERVENTO FRP

Figura 3.2: Verifica trave T2

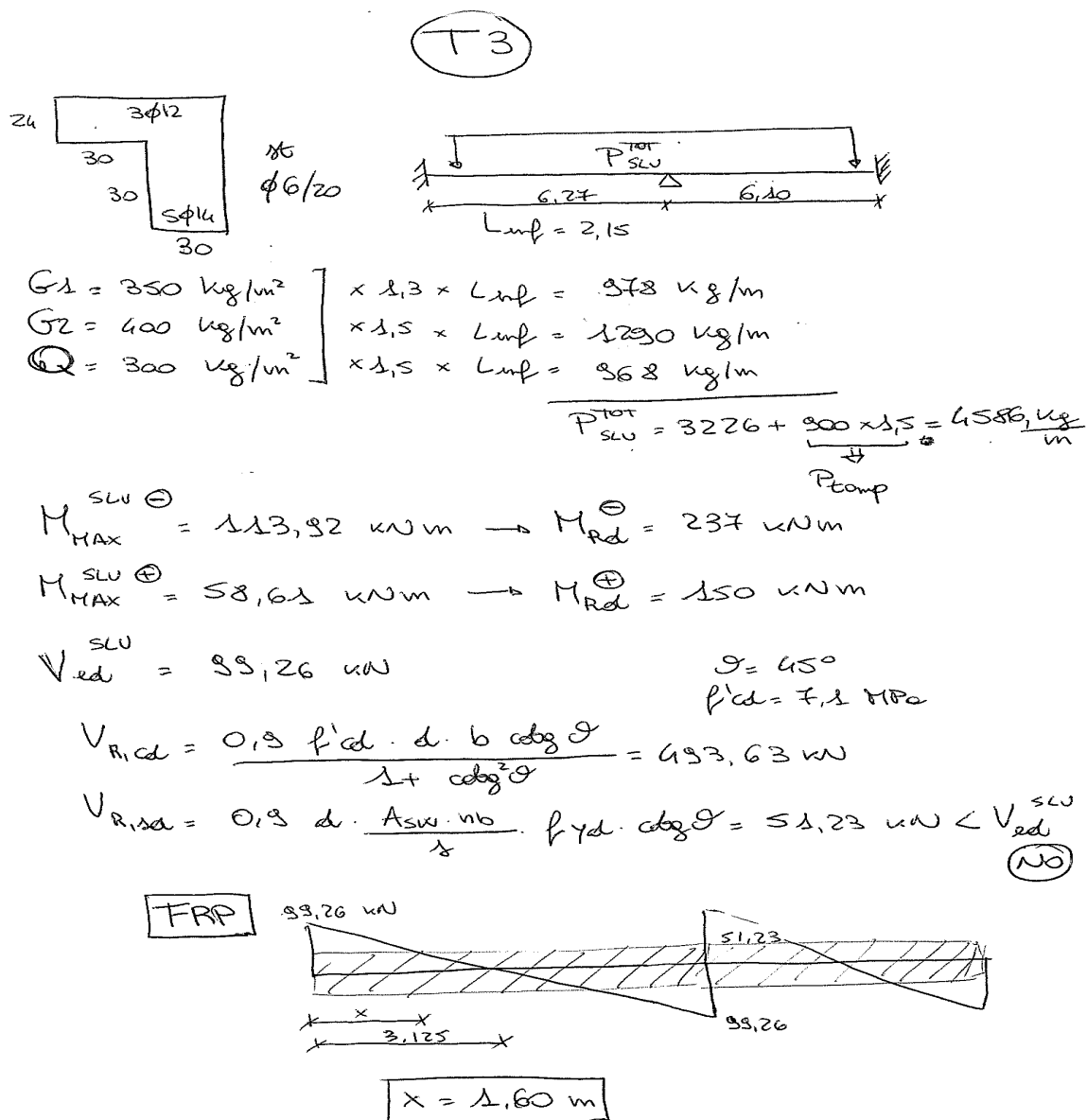
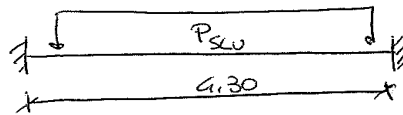
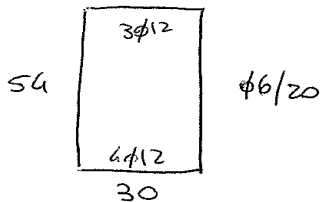


Figura 3.3: Verifica trave T3



(T4)



~~9~~ $P_{temp} = 9 \frac{kN}{m}$

$P_{SLU} = 9 \times 1,5 \frac{kN}{m} = 13,5 \frac{kN}{m}$

$$\begin{cases} M_{SLU}^{\oplus} = \frac{P l^2}{24} = 10,4 \text{ kNm} \\ M_{SLU}^{\ominus} = \frac{P l^2}{12} = 20,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

$M_{Rd}^{\oplus} = 87,93 \text{ kNm}$

$M_{Rd}^{\ominus} = 66,28 \text{ kNm}$

$T_{ed}^{SLU} = \frac{P l}{2} = 29 \text{ kN}$

$\begin{cases} \theta = 45^\circ \\ f'_{cd} = 7,1 \text{ MPa} \end{cases}$

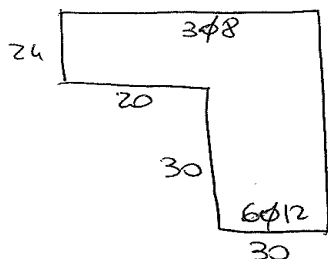
$V_{R,cd} = \frac{0,9 f'_{cd} \cdot d \cdot b \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 696 \text{ kN}$

$V_{R,cd} = 0,9 d \cdot \frac{A_{sw} \cdot n_b}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta = 51 \text{ kN} > V_{ed}^{SLU} \text{ (OK)}$
 $A_{sw} = 28,27 \text{ mm}^2$

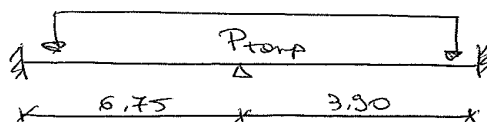
Figura 3.4: Verifica trave T4



(T5)



15 φ6/20



$$P_{TAMP} = 1,5 \cdot 9 \frac{\text{MN}}{\text{m}} = 13,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\left[\begin{array}{ll} M_{ed}^{SLV \oplus} = 42,17 \text{ kNm} & M_{ed}^{SLV \oplus} = 132,1 \text{ kNm} \\ M_{ed}^{SLV \ominus} = 50,47 \text{ kNm} & M_{ed}^{\ominus} = 108,6 \text{ kNm} \\ T_{ed}^{SLV} = 42,17 \text{ kN} & \end{array} \right] \text{ (OK)}$$

$$\left[\begin{array}{l} f'_{cd} = 7,1 \text{ MPa} \\ \theta = 45^\circ \end{array} \right]$$

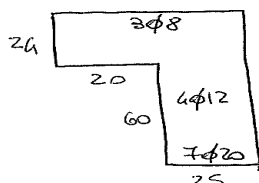
$$V_{Rcd} = \frac{0,9 f'_{cd} \cdot d \cdot b \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 483,63 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 d \cdot \frac{A_{sw} n_b}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta = 51,23 \text{ kN} > V_{ed} \text{ (OK)}$$

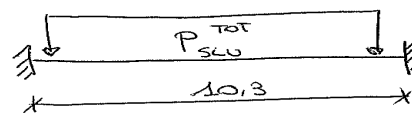
Figura 3.5: Verifica trave T5



(T6)



st: $\phi 6\phi 20$



$$L_{inf} = 3.62 \text{ m}$$

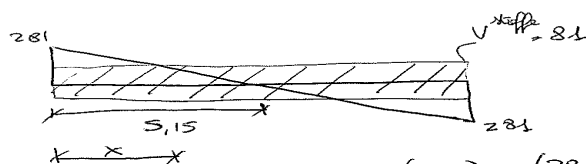
$$\begin{aligned} G_1 &= 350 \text{ kg/m}^2 \times 1.3 \times L_{inf} = 1647 \text{ kg/m} \\ G_2 &= 600 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 \times L_{inf} = 2172 \text{ kg/m} \\ Q &= 300 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 \times L_{inf} = 1623 \text{ kg/m} \\ \hline P_{SLV}^{TOT} &= 54.48 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{cases} M_{SLV}^{ed \ominus} = \frac{P l^2}{24} = 241 \text{ kNm} \\ M_{SLV}^{ed \oplus} = \frac{P l^2}{24} = 482 \text{ kNm} \\ T_{ed}^{SLV} = \frac{P l}{2} = 281 \text{ kN} \end{cases}$$



$$M_{Rd}^{SLV \oplus} = 718.8 \text{ kNm} \quad M_{Rd}^{SLV \ominus} = 552.4 \text{ kNm}$$

$$\begin{cases} V_{Rd, sd}^{SLV} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sv} n_b}{s} f_{yd} \cot \theta = 81.1 < T_{ed}^{SLV} \\ V_{Rd}^{SLV} = \frac{0.3 f'_{cd} d b \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 650 \text{ kN} \end{cases}$$



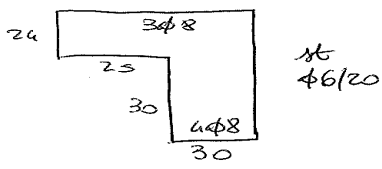
$$281 : (5.15) = (281 - 81) : x \quad \text{lunghezza FRP}$$

$$x = 3.7 \text{ m}$$

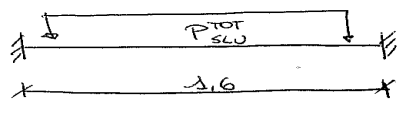
Figura 3.6: Verifica trave T6



(T 7)



st
S235



$$L_{inf} = \frac{2,6}{2} + 0,25 + \frac{4}{2} = 3,55 \text{ m}$$

$$G_1 = 350 \times 1,3 \times L_{inf} = 1615 \text{ kg/m}$$

$$G_2 = 400 \times 1,5 \times L_{inf} = 2130 \text{ kg/m}$$

$$Q = 300 \times 1,5 \times L_{inf} = 1597 \text{ kg/m}$$

$$P_{tot}^{SLU} = 5342 \text{ kg/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{MAX}^{\ominus} = \frac{P L^2}{12} = 11,33 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd}^{\ominus} = 30,31 \text{ kNm} \\ M_{MAX}^{\oplus} = \frac{P L^2}{24} = 5,7 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd}^{\oplus} = 40,41 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

$$T_{Ed}^{SLU} = \frac{P L}{2} = 43 \text{ kN}$$

$$V_{R,cd} = \frac{0,9 f'_{cd} \cdot d \cdot b \cdot \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 433,63 \text{ kN}$$

$$V_{R,sd} = 0,9 d \cdot \frac{A_{sw} n_b}{s} \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta = 51,23 \text{ kN}$$

Figura 3.7: Verifica trave T7



FASCIATURA MEDIANTE FIBRE DI CARBONIOIO

Risulta evidente come in alcune travi la verifica di resistenza al taglio non venga rispettata. Saranno quindi necessari interventi di fasciatura con fibre di carbonio delle travi sia a taglio che a flessione. Le fibre dovranno essere posizionate sul lembo inferiore delle travi in posizione a “U”.

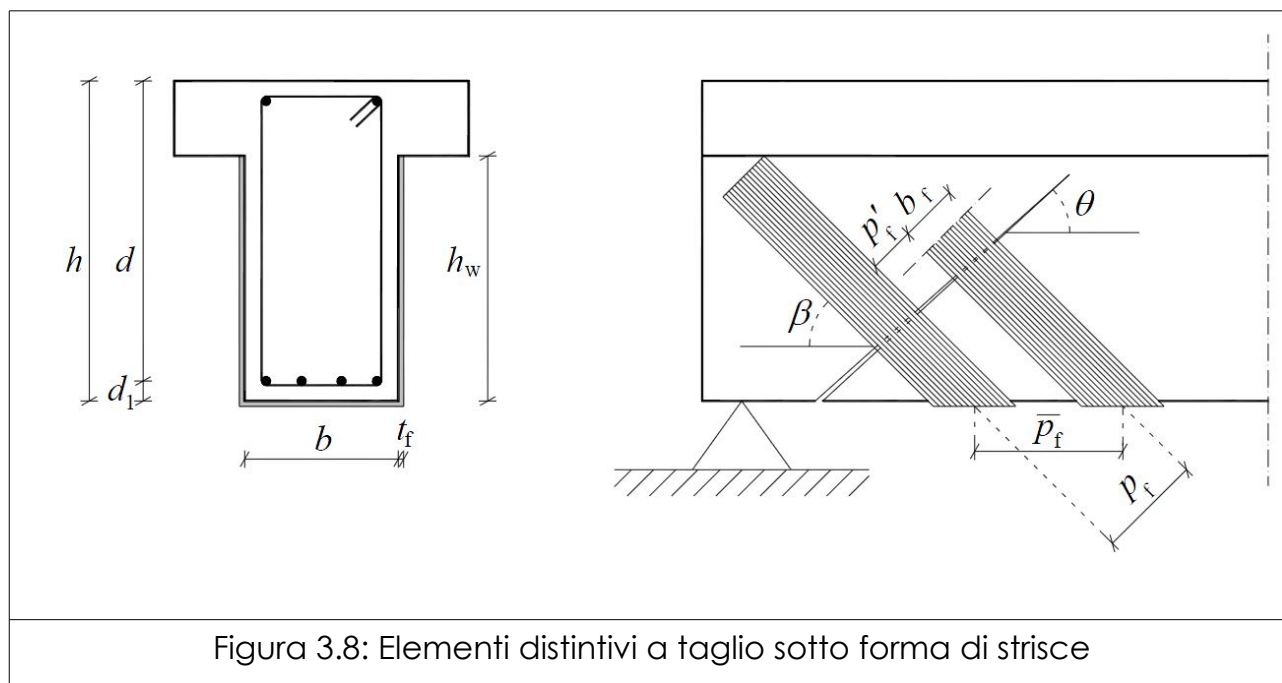


Figura 3.8: Elementi distintivi a taglio sotto forma di strisce

Le fibre che devono essere inserite sulle travi sono caratterizzate dalla stessa geometria ma di lunghezze differenti. In particolare si utilizzeranno fibre con una larghezza dello strato di 300 mm e di uno spessore di 2 mm, per il loro posizionamento è possibile far riferimento alle tavole progettuali allegate.



3.1.2 Pilastri

Sono stati verificati i pilastri centrali caratterizzati da sezione di 25x70 cm i quali risultano essere i più sollecitati. Dalla Figura 3.8 si possono osservare le verifiche effettuate su tali pilastri.

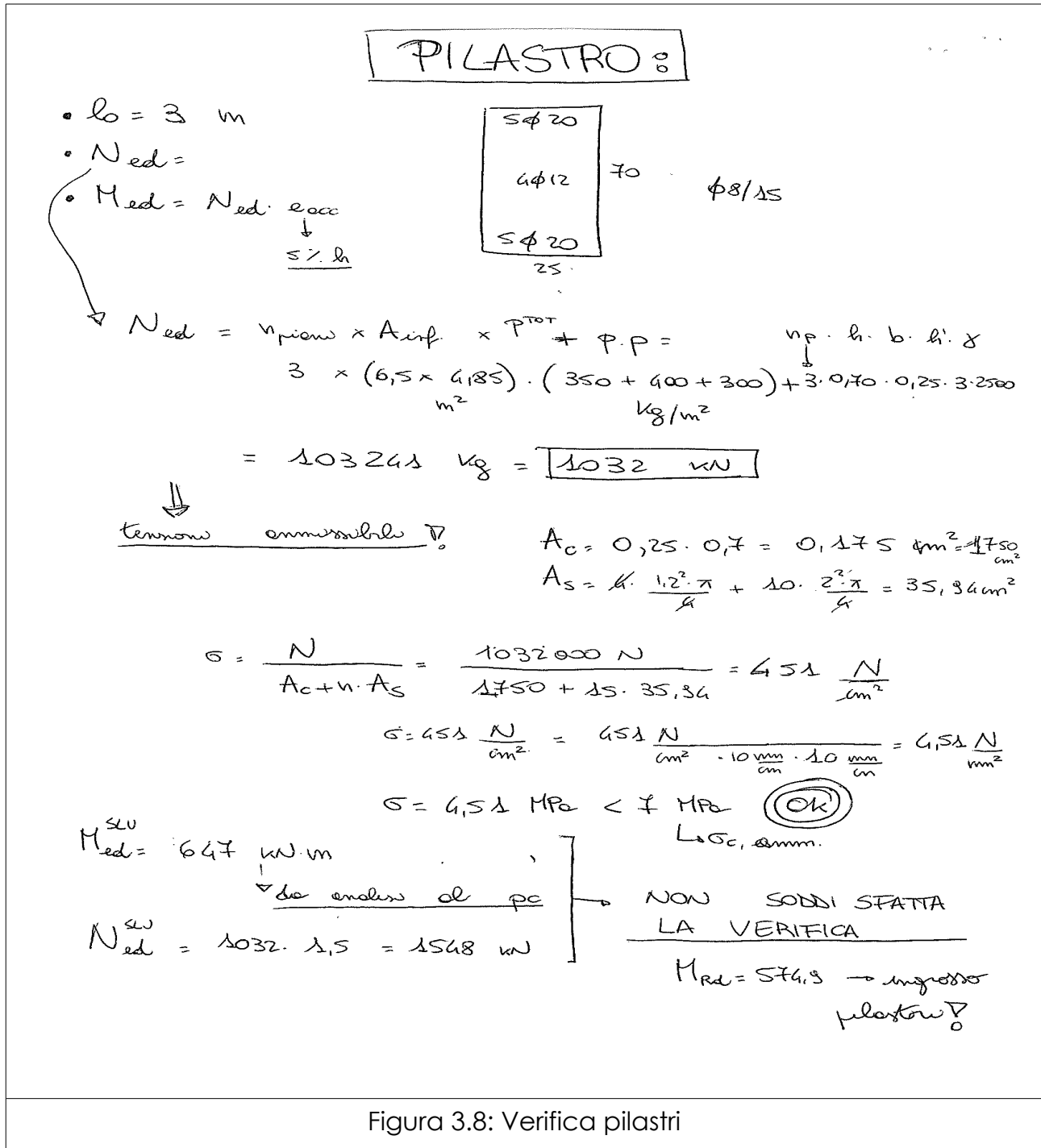


Figura 3.8: Verifica pilastri



Non essendo soddisfatta la verifica è stato pensato un intervento di ingrossamento dei pilastri. Per la loro descrizione tecnica far riferimento alle tavole progettuali allegate.

3.2 Scuola in muratura

La scuola in muratura è stata verificata mediante l'utilizzo del foglio di calcolo "C.I.N.E." realizzato da RELUIS che permette la valutazione dei moltiplicatori orizzontali dei carichi α_0 di attivazione dei principali meccanismi di collasso locali di pareti monolitiche attraverso l'implementazione dei modelli cinematici descritti e pubblicati nel volume: "AA.VV., 2007. Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura".

Inserendo le caratteristiche geometriche della parete con le eventuali aperture, i carichi sia verticali che orizzontali (per esempio le spinte orizzontali delle coperture a falde) è possibile ricavare l'accelerazione $\alpha_{g(SLV)}$ di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al meccanismo cinematico di ribaltamento della parete. Tale valore di accelerazione è da confrontarsi con il valore di accelerazione $\alpha_{g(PVR)}$ di riferimento calcolata in base alle caratteristiche del sito di costruzione e dell'edificio.

Nella Figura 3.9 si possono osservare tutte le pareti che sono state verificate.

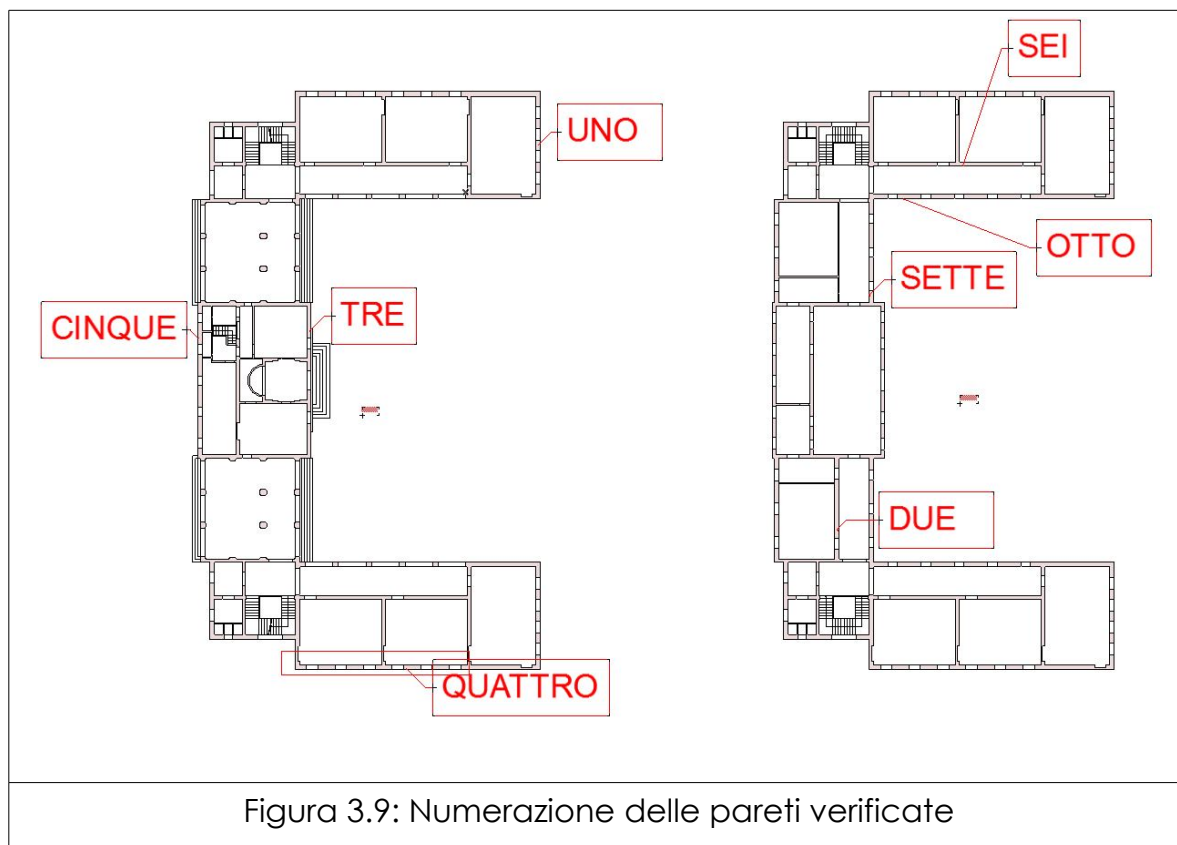


Figura 3.9: Numerazione delle pareti verificate



Nella tabella sottostante sono stati riportati i valori delle accelerazioni pre-intervento.

Parete	Piano	$a_{g(SLV)}$	$a_{g(PVR)}$	Parete	Piano	$a_{g(SLV)}$	$a_{g(PVR)}$
1	I	0.100	0.119	5	I	0.042	0.119
	II	0.156	0.119		II	0.033	0.119
2	I	0.109	0.119	6	I	0.047	0.119
	II	-	0.119		II	-	0.119
3	I	0.039	0.119	7	I	0.037	0.119
	II	0.042	0.119		II	-	0.119
4	I	0.023	0.119	8	I	0.007	0.119
	II	0.052	0.119		II	-	0.119

Risulta evidente come la maggior parte delle pareti abbia un valore di $a_{g(SLV)}$ (il quale rappresenta la massima accelerazione sostenibile dalla parete stessa prima che si inneschi il meccanismo di collasso) inferiore ad $a_{g(PVR)}$ (valore massimo di accelerazione atteso per un determinato periodo di riferimento).

Tale differenza comporta che la struttura non risulti essere verificata al meccanismo locale di ribaltamento delle pareti, sono quindi necessari degli interventi di incatenamento.

Verrà quindi predisposto l'inserimento di apposite catene le quali avranno il compito di evitare fenomeni di ribaltamento.

Nelle tavole progettuali vengono definite le dimensioni e le caratteristiche delle catene utilizzate.



Nella tabella sottostante sono stati riportati i valori di accelerazioni nella fase di post-intervento, cioè con l'inserimento delle apposite catene.

Parete	Piano	$a_{g(SLV)}$	$a_{g(PVR)}$	Parete	Piano	$a_{g(SLV)}$	$a_{g(PVR)}$
1	I	0.240	0.119	5	I	0.140	0.119
	II	0.406	0.119		II	0.232	0.119
2	I	0.575	0.119	6	I	0.383	0.119
	II	-	0.119		II	-	0.119
3	I	0.146	0.119	7	I	0.430	0.119
	II	0.247	0.119		II	-	0.119
4	I	0.168	0.119	8	I	0.220	0.119
	II	0.263	0.119		II	-	0.119



Risulta evidente come gli interventi di incatenamento delle pareti modifichino sensibilmente il comportamento statico delle pareti portanti. Tali interventi rendono la struttura adeguata alle richieste della normativa tecnica vigente.

Nelle tavole tecniche allegate vengono descritte le caratteristiche geometriche e di posizionamento delle catene.

Nell'allegato A.4 della presente relazione si riportano le immagini relative alle verifiche dei cinematismi pre e post intervento.

4. VERIFICHE NON LINEARI

Prima di effettuare le verifiche non lineari sono stati effettuati ulteriori interventi che permettono di migliorare il comportamento globale della struttura. Oltre agli incatenamenti nell'edificio in muratura è stata utilizzata la tecnica del "cuci e scuci" per cercare di uniformare la rigidezza delle pareti portanti e ottenere una risposta sismica migliore. Al secondo piano essendo presenti delle volte di spessore molto ridotto è stato predisposto un particolare intervento mediante l'utilizzo di assi in compensato marino. Tale intervento ha lo scopo di irrigidire la copertura affinché essa non provochi pericoli alle persone che usufruiscono del complesso scolastico.

Nell'edificio in calcestruzzo armato sono stati introdotti setti di controvento (due per ogni direzione) in modo tale che l'azione sismica venga assorbita interamente da loro. Particolare attenzione è stata posta al loro collegamento con gli elementi esistenti affinché le forze sismiche possano essergli trasmesse e di conseguenza scaricate a terra tramite le fondazioni.

Negli elaborati progettuali allegati sono state descritte le caratteristiche degli interventi da effettuare alle fondazioni esistenti per poter trasferire i carichi derivanti dai setti. I rimanenti pilastri che non sono stati modificati da ingrossamenti o vincolati ai setti dovranno subire degli interventi mediante fasciatura con fibre di carbonio in modo tale da aumentarne la duttilità della sezione con conseguente possibilità di subire deformazioni imposte dalla struttura principale durante l'evento sismico.

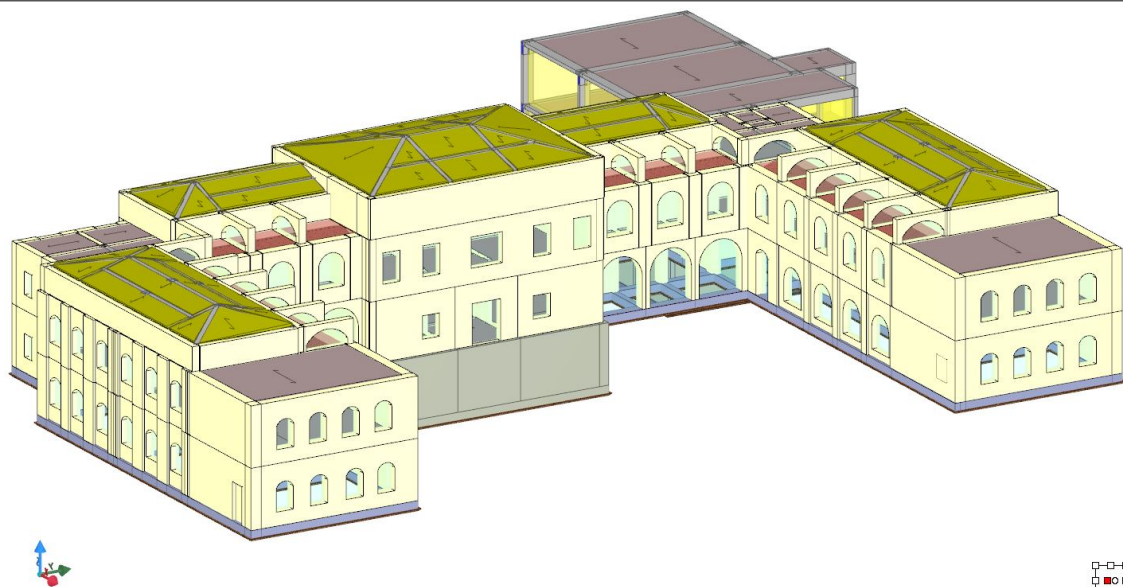


Figura 4.1: Modello ad elementi finiti, Vista sud

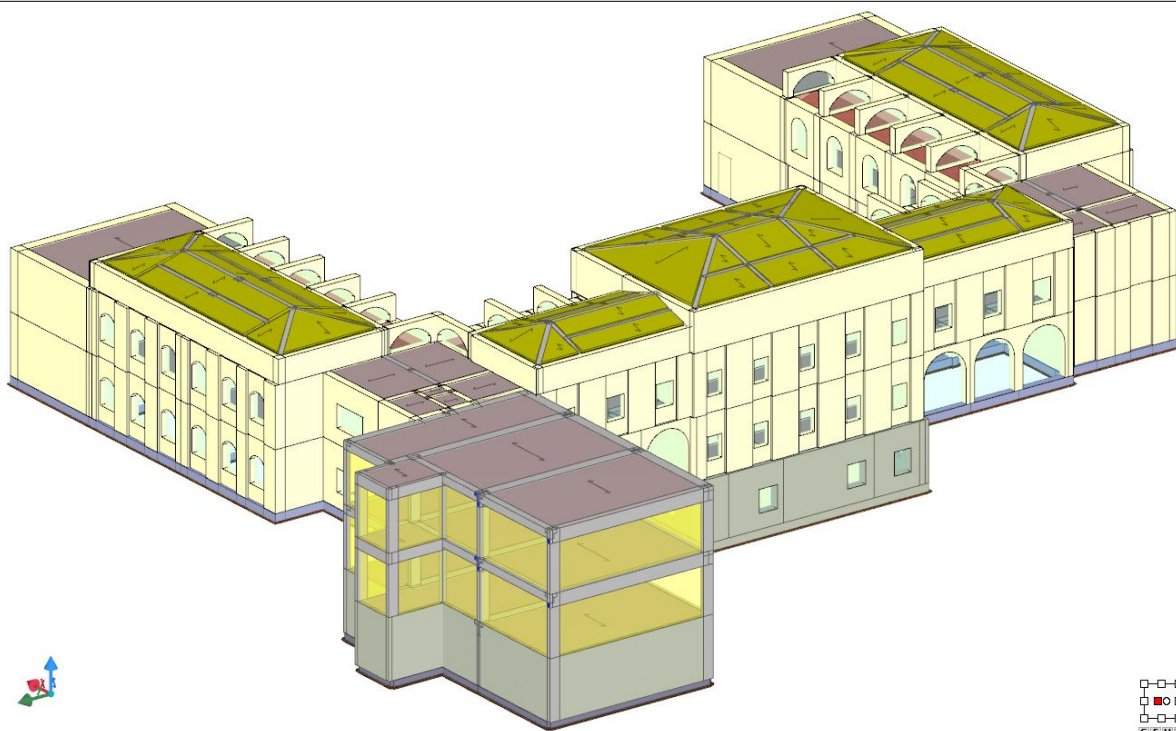


Figura 4.2: Modello ad elementi finiti, Vista nord



Successivamente alle verifiche statiche e agli interventi che sono stati pensati per il soddisfacimento delle normative vigenti sono state effettuate analisi non lineari (Push-Over) le quali permettono di verificare le reali capacità della struttura, in termini sia di resistenza che di deformabilità.

In particolare sono state effettuate le verifiche introducendo nel modello gli interventi precedentemente descritti. Nelle Figure 4.1 e 4.2 è possibile visualizzare il modello ad elementi finiti che è stato creato col software di calcolo.

4.1 INTERVENTI LOCALI

Nel presente paragrafo si descrivono gli interventi che vengono messi in essere al fine di migliorare il comportamento locale e globale della struttura nei confronti delle sollecitazioni gravitazionali e sismiche. Come già accennato nell'introduzione del presente capitolo, di seguito si elencano e descrivono gli interventi messi in atto sia nella porzione di scuola realizzata in muratura che in quella più recente in calcestruzzo armato.

Inserimento di tiranti metallici: La presenza di murature portanti in mattoni pieni e malta di calce insieme a solai non opportunamente collegati agli stessi, porta in presenza di azioni orizzontali a meccanismi di ribaltamento fuori piano. Al fine di limitare questi meccanismi si è previsto di inserire alla quota degli orizzontamenti dei tiranti in acciaio S235 aventi un diametro $\varnothing 20$.

Nelle immagini che seguono si riporta a titolo di esempio pianta e particolare dell'intervento in essere.

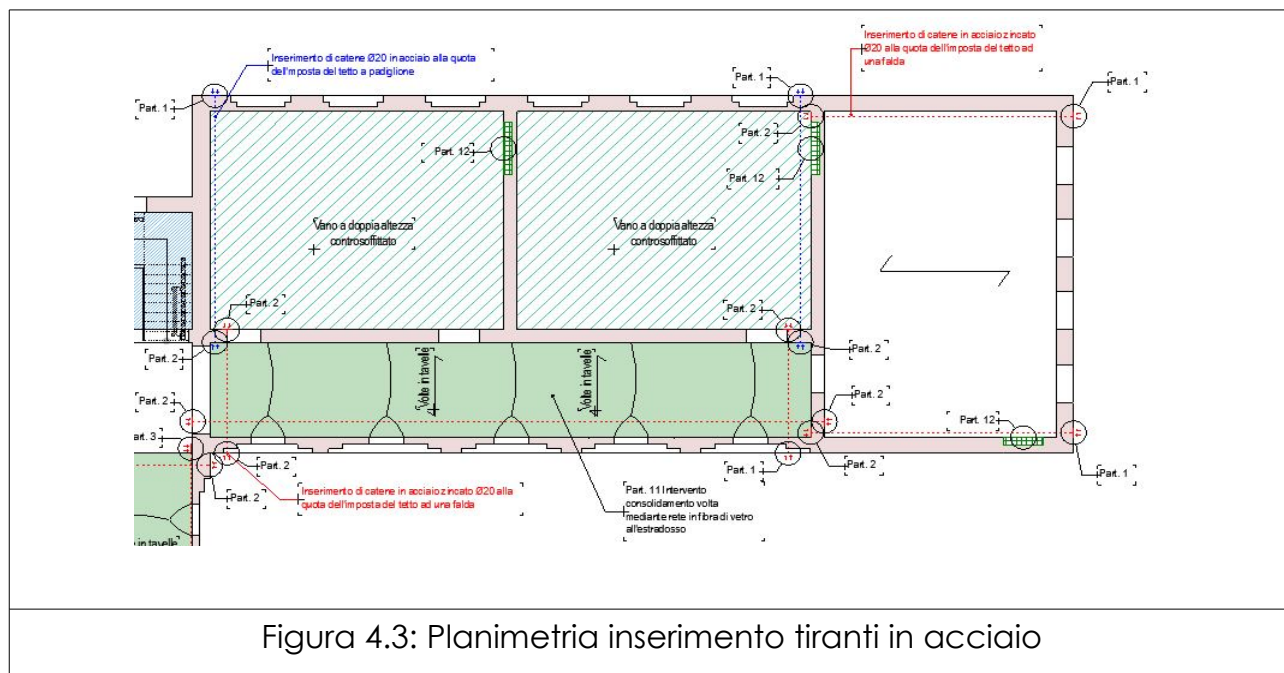


Figura 4.3: Planimetria inserimento tiranti in acciaio



Questi risultano opportunamente collegati alla muratura mediante piastre in acciaio oppure ancorati in profondità nel paramento con l'ausilio di malta idraulica.

PART. 1
CONNESSIONE TIRANTE SINGOLO IN ACCIAIO
CON MURATURA ESISTENTE

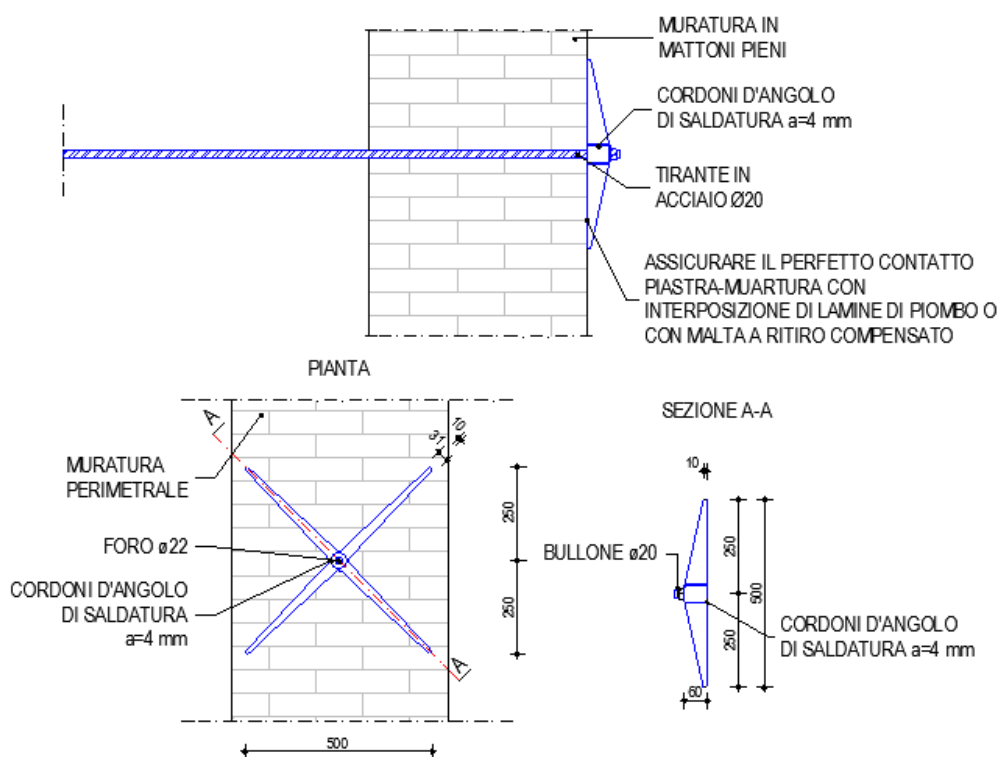


Figura 4.4: Particolare uno del tirante in acciaio

PART. 2
CONNESSIONE TIRANTE SINGOLO IN ACCIAIO
CON MURATURA ESISTENTE

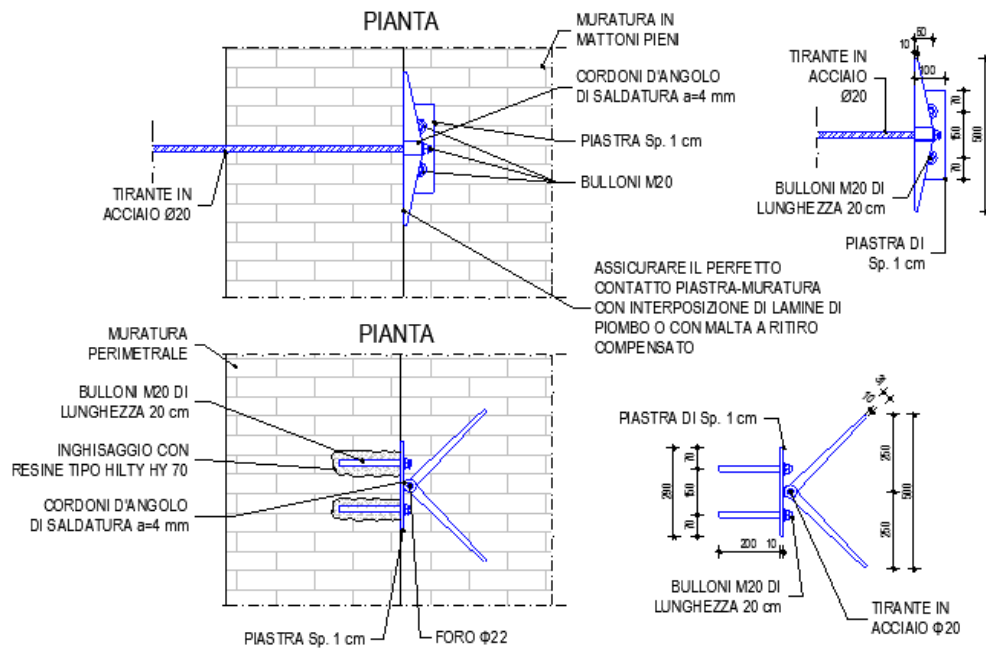


Figura 4.5: Particolare due del tirante in acciaio



PART. 3 DOPPIA PIASTRA DI ANCORAGGIO

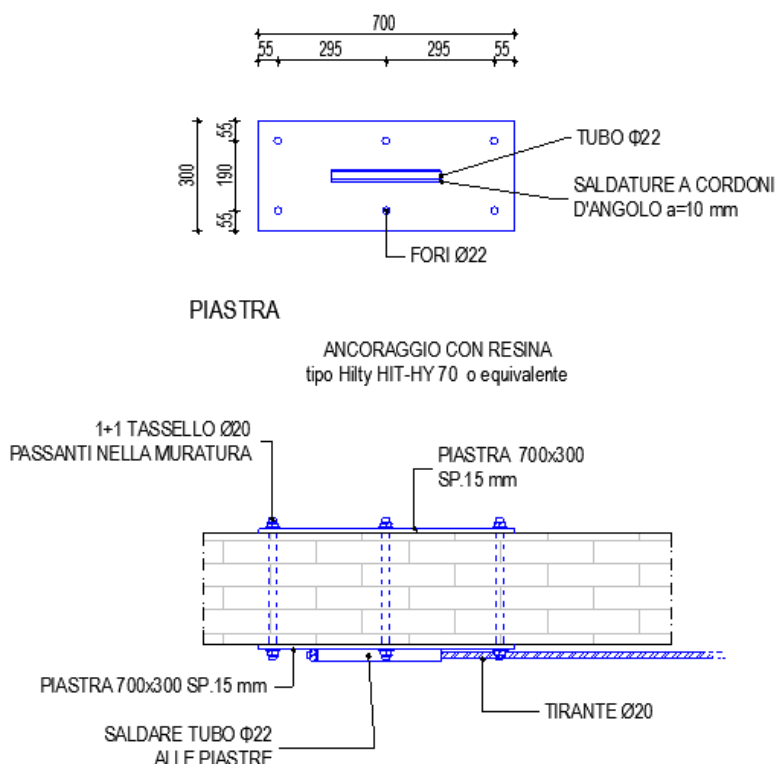


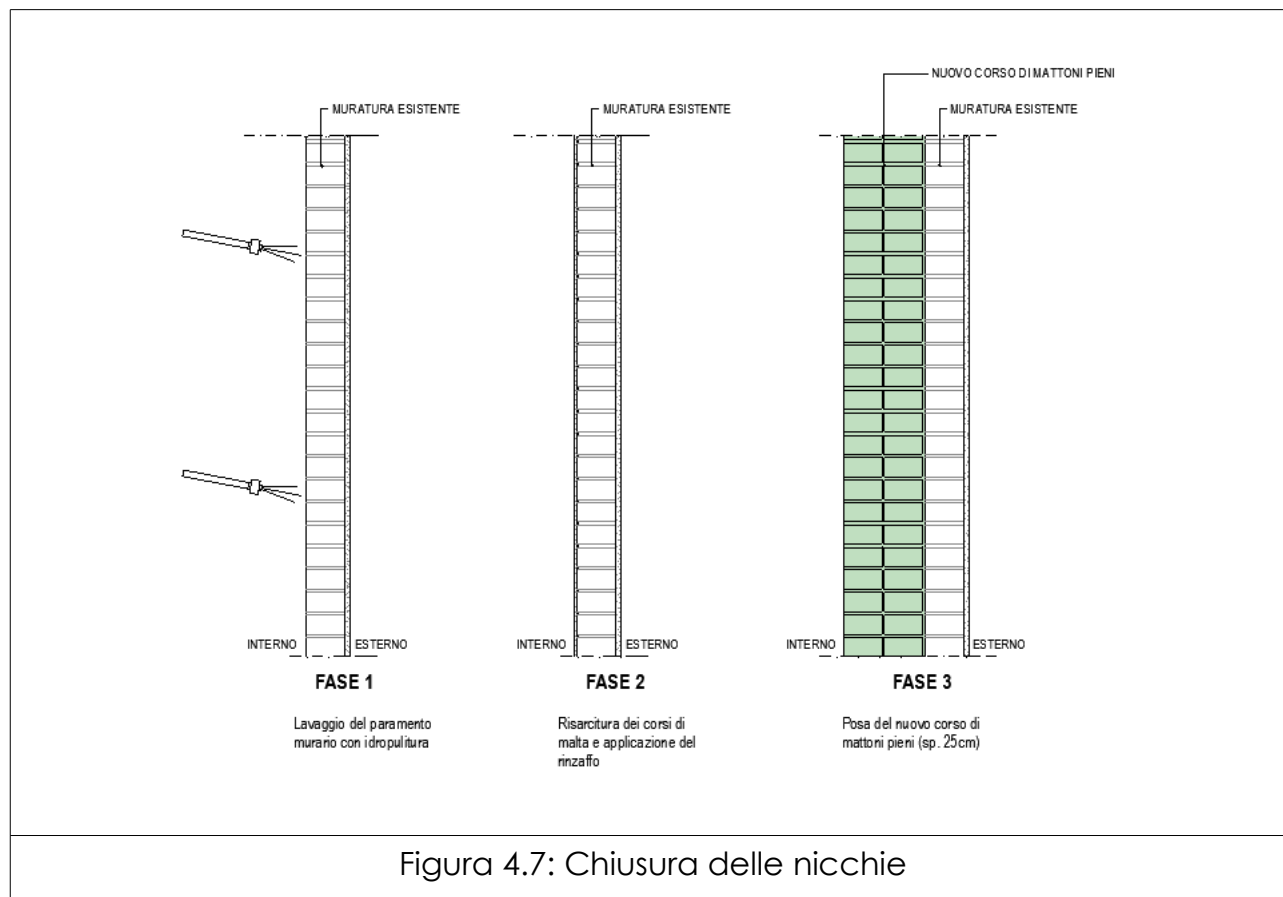
Figura 4.6: Particolare tre del tirante in acciaio

Tale intervento, ha lo scopo di garantire un comportamento scatolare e monolitico della fabbrica muraria (insieme delle pareti). Gli incatenamenti rendono possibile alle pareti murarie di interagire mutuamente e fornire una risposta il più possibile "globale" nei confronti delle azioni orizzontali (ad esempio: sisma), contenendo l'entità degli spostamenti e delle rotazioni delle pareti stesse e consentendo la mitigazione della vulnerabilità per innesco di possibili meccanismi cinematici di ribaltamento per rotazione.

Chiusura delle nicchie mediante tecnica cuci-scui e annessione paramento murario: tale intervento prevede la chiusura di tutte le nicchie presenti all'interno dell'edificio in muratura, attraverso la tecnica dello scuci-cuci, che permette di ripristinare la continuità muraria delle pareti portanti. Il paramento di tali nicchie risulta avere uno spessore minore rispetto alla muratura portante, pertanto al fine di migliorare la risposta sismica globale dell'edificio, si prevede la chiusura della nicchia mediante nuovo corso di mattoni. L'inserimento di paramenti aggiuntivi



adeguatamente connessi alla muratura esistente permette di aumentare la rigidezza e la resistenza della struttura nella direzione considerata e, di conseguenza, la risposta globale dell'edificio. Di seguito si riportano delle immagini a titolo di esempio dell'intervento in essere.



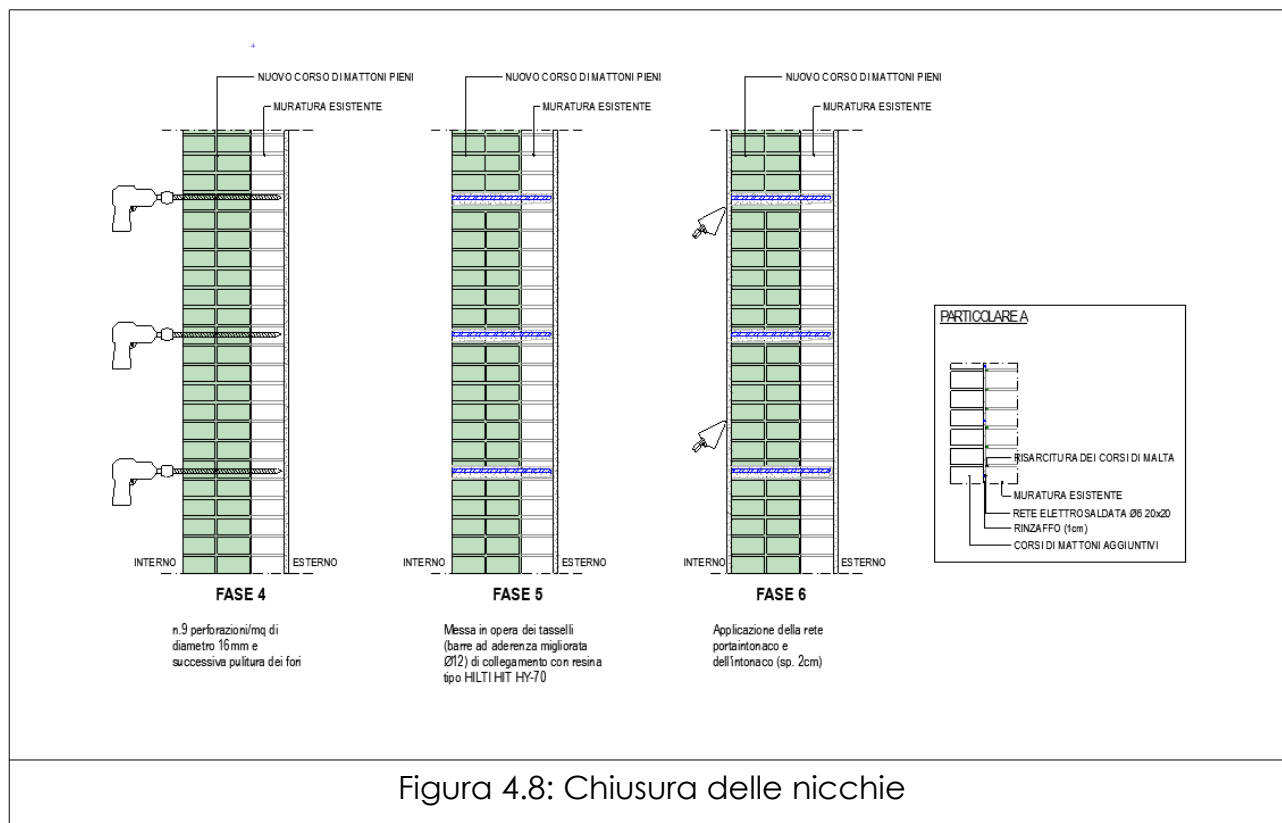


Figura 4.8: Chiusura delle nicchie

Intervento in copertura: Durante il sopralluogo nel sottotetto sono stati mappati tutti i fenomeni di degrado e lo stato di conservazione degli elementi costituenti la copertura in modo da definire compiutamente la possibilità di mantenere o meno in opera gli elementi principali. Va sottolineato che, a causa della discontinuità del manto di copertura (tegole e assito) i fenomeni di marcescenza dei travetti hanno danneggiato questi ultimi tanto da doverli sostituire con un'orditura secondaria ex novo. L'orditura principale ha subito in maniera generalmente migliore i fenomeni di dilavamento e di naturale degrado, anche se in modo non uniforme. Dato il periodo di realizzazione della stessa ed i successivi rimaneggiamenti si è osservato che molte travi possono essere mantenute in opera mentre altre hanno perso la loro funzione presumibilmente a causa di un sottodimensionamento originario tanto da dover essere puntellate. A seguito vengono passate in rassegna le travi con indicazione degli interventi puntuali da realizzare (si faccia inoltre riferimento alle tavole di rilievo del degrado della copertura 6.17) considerando anche che, in fase di cantiere, quando la copertura può essere raggiunta in tutte le sue parti comprese quelle annegate nella muratura, potranno essere necessari interventi lievemente modificati (ma sempre nel rispetto del materiale) in caso di riscontro di fenomeni di degrado ulteriori. In fase di rilievo è stata inoltre riscontrata la presenza di una cordolatura perimetrale in calcestruzzo non armato e ralizzata in maniera disordinata con laterizi di



completamento. Questa cordolatura rigida e pesante anche se non armata verrà rimossa fino al piano di appoggio degli elementi in legno e verrà ricostruita in laterizi, inserendo lungo tutto il perimetro del paramento un UPN220 in acciaio S235, come cordolo metallico, opportunamente connesso alla muratura mediante due M16 alternati aventi un passo pari a 50 cm. A seguito un'analisi della copertura per mettere in evidenza la condizione dei legnami e dei possibili interventi.

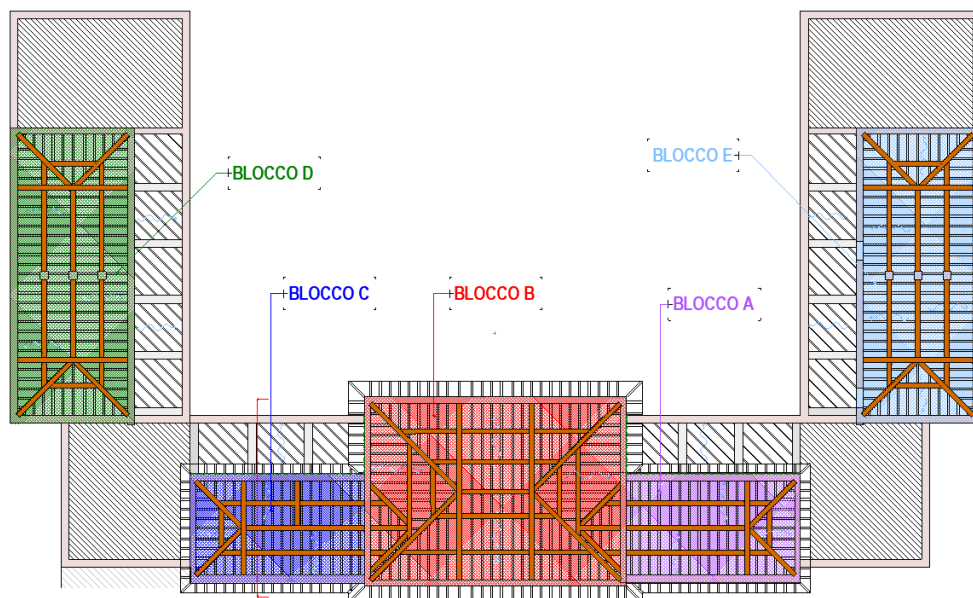


Figura 21: divisione in blocchi dell'edificio

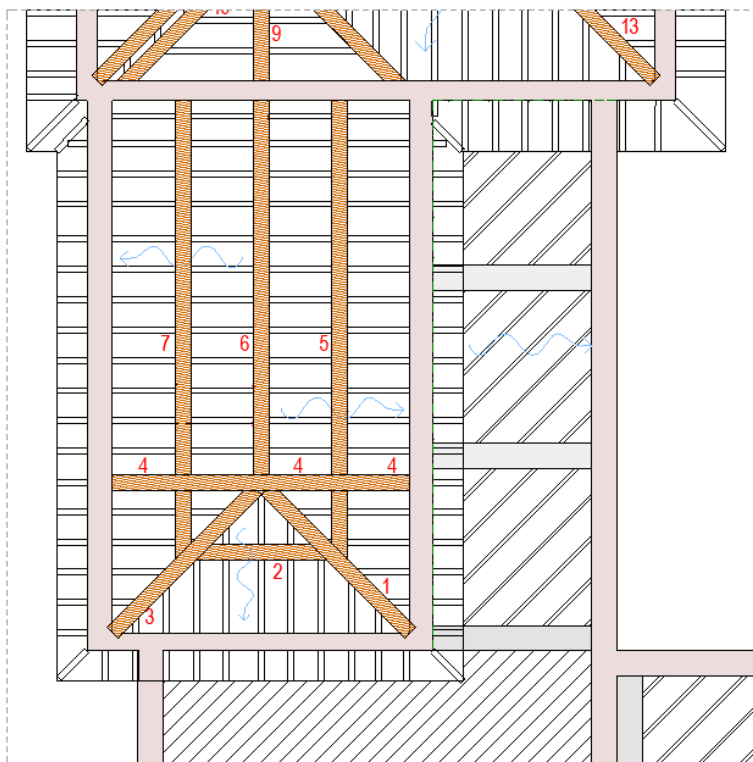


Figura 22: blocco A



SCHEGGIATURA SUPERFICIALE



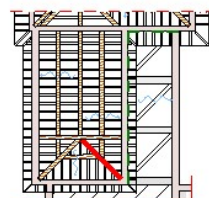
TRACCE DI DILAVAMENTO



COLLEGAMENTO ORIGINARIO INTATTO



La trave inclinata che forma il displuvio può essere mantenuta in opera.
Necessita un trattamento superficiale di pulizia e sabbatura ed eventuali piccole stuccature



TRAVE 1

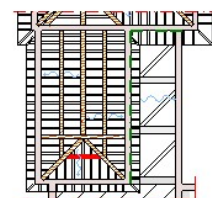
La trave di displuvio non presenta danni significativi dovuti a marcescenza indotti dagli agenti atmosferici. Non si notano particolari lesioni o fratture a parte una scheggiatura superficiale.

I nodi centrali ed il collegamento con le terzere, realizzati con fasciature metalliche sono ancora intatti.

Non si ritiene necessario eseguire interventi sulle travi in questione di carattere strutturale. In fase di cantiere andranno sabbiate e pulite e verificate.



La trave rompitrattra può essere mantenuta in opera.
Necessita un trattamento superficiale di pulizia e
sabbatura ed eventuali piccole stuccature

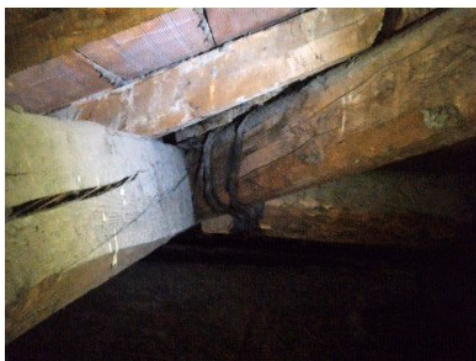


TRAVE 2

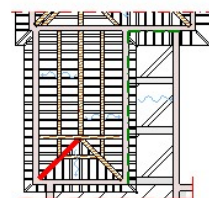
La terza non presenta danni e la sezione risulta essere adeguata ai carichi tanto da non mostrare inflessioni.

Si notano le caratteristiche fessure orizzontali tipiche delle variazioni di stato dei legnai nel tempo.

In fase di cantiere la trave andrà pulita e sabbata e, qualora si verifichi una profondità eccessiva delle lesioni, queste verranno stuccate con prodotti compatibili in dispersione acquosa.



La trave inclinata che forma il displuvio può essere mantenuta in opera.
Necessita un trattamento superficiale di pulizia e
+ sabbiatura ed eventuali piccole stuccature



TRAVE 3

La trave di displuvio non presenta danneggiamenti particolari e le connessioni sia al nodo superiore che con le terzere, eseguiti con fasce metalliche risultano essere adeguatamente in opera.

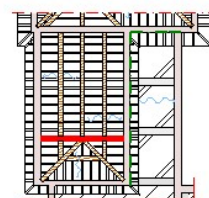
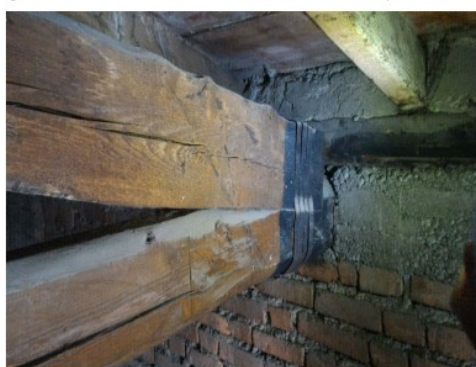
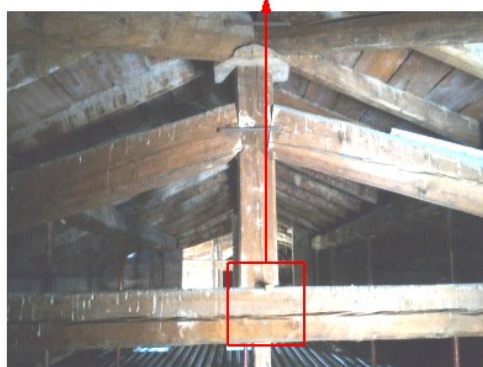
In fase di cantiere si verificherà che la sezione immersa nella muratura non presenti marcescenza.



PERDITA DELLO SCHEMA "A CAPRIATA"



La capriata ha perso lo schema classico di funzionamento per questi elementi. L'intervento ipotizzato è di rinforzo della catena con profilati metallici per garantire il funzionamento "a trave" o la sostituzione della capriata



CAPRIATA 4

La capriata ha perso il caratteristico schema di funzionamento con il monaco che si è appoggiato alla catena portando sollecitazioni flessionali aggiuntive alla catena che nasce solo per resistere a sollecitazioni di trazione. In questa condizione è necessario ridurre la lunghezza del monaco in modo che non appoggi alla catena e rinforzare la stessa con l'inserimento di profili UPN metallici vincolati alla catena tessa.

Come si vede dalle immagini il nodo superiore in cui appoggiano colmo e displuvi risulta in opera senza danni, torsioni o lesioni particolari.

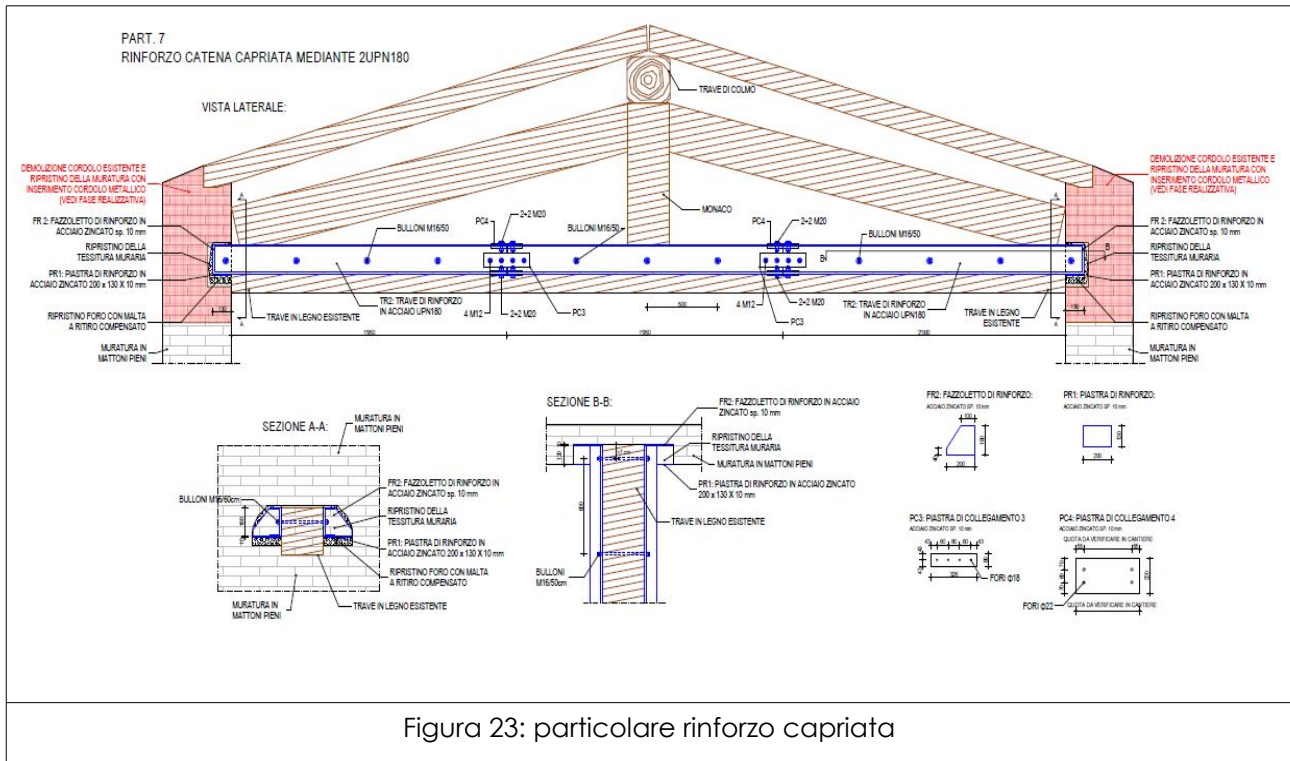
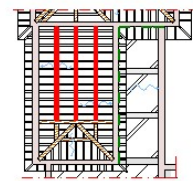


Figura 23: particolare rinforzo capriata



Le travi che costituiscono il colmo e le terzere non presentano particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
Sono state puntellate presumibilmente per un sottodimensionamento della sezione nella progettazione originaria e vanno sostituite.

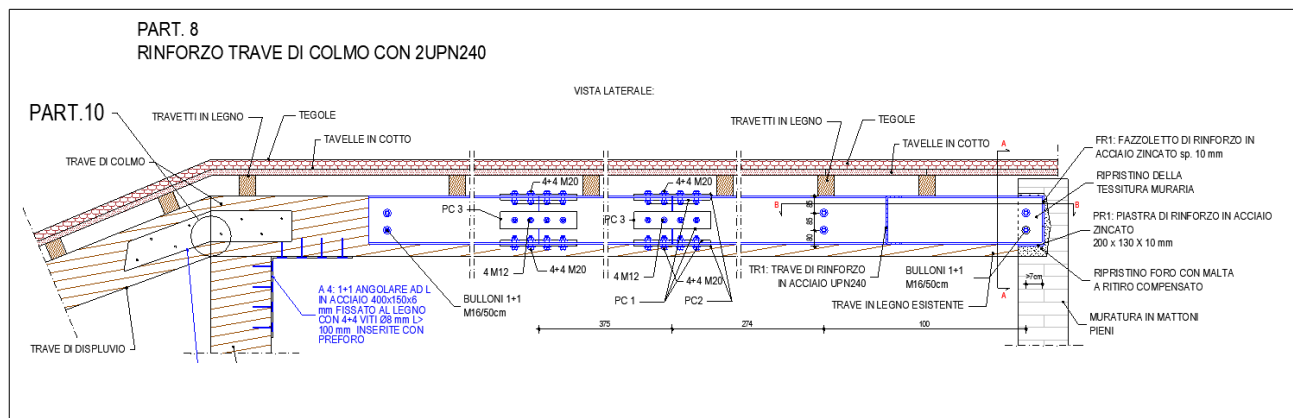


TRAVI 5 - 6 - 7

PARTICOLARI TECNICI

Le travi centrali della copertura del blocco A sono state puntellate poiché la sezione risulta sottodimensionata.

L'intervento di rinforzo prevede l'affiancamento di profili metallici tipo UPN per garantire la resistenza necessaria.



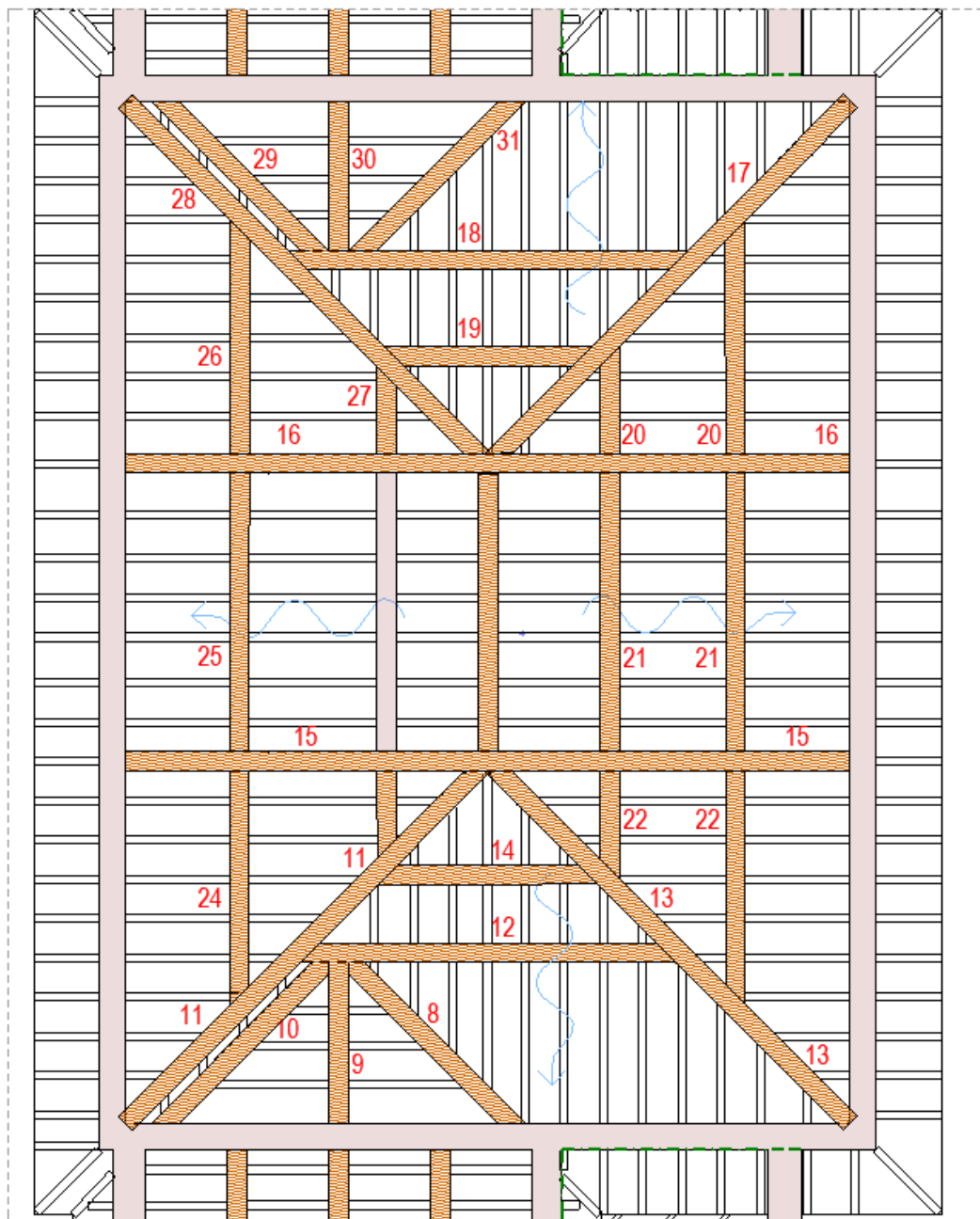


Figura 24: blocco B



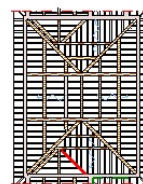
SCEGGIATURA SUPERFICIALE



SCEGGIATURA SUPERFICIALE



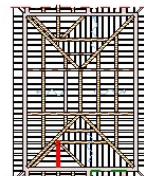
La trave che costituisce il displuvio presenta sceggiature superficiali.
La trave viene mantenuta in opera previa pulizia, sabbiatura e stuccatura delle parti danneggiate.



TRAVE 8



La trave non presenta segni di degrado strutturale e verrà mantenuta in opera.

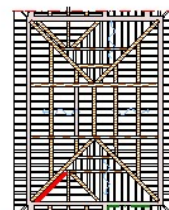


TRAVE 9



La trave non presenta segni di degrado strutturale e verrà mantenuta in opera.

4



TRAVE 10

Le travi presentano alcune lesioni orizzontali dovute al cambio dello stato della stessa ma non si riscontrano particolari stati di danno o flessione o lesioni subverticali che identifichino un superamento della capacità portante della trave stessa.

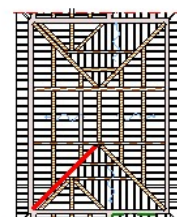
In fase di cantiere verrà valutato l'intervento di stuccatura con resine a dispersione acquosa per sigillare la lesione e ripristinare la sezione resistente.

Si riscontra che il nodo con le altre travi, realizzato con fasce metalliche è adeguatamente in opera.

Le travi andranno sabbiate e pulite poiché notevolmente intaccate dal guano dei piccioni.



La trave non presenta segni di degrado strutturale e verrà mantenuta in opera.



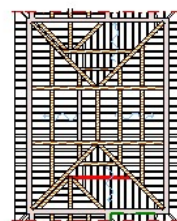
TRAVE 11

La trave di displuvio non presenta danni o lesioni né particolari inflessioni ma solamente tracce di dilavamento, anche queste piuttosto superficiali.

Si nota che il nodo realizzato con una terza tramite l'apposizione di fasce, va migliorato in quanto la terza stessa non poggia al displuvio. Si prevede l'inserimento di una tasca metallica connessa al displuvio per garantire l'appoggio della terza.



La trave non presenta particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
E' puntellata presumibilmente per un sottodimensionamento della sezione nella progettazione originaria e va sostituita.

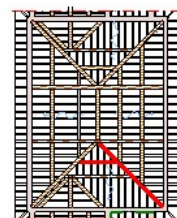


TRAVERE 12

La terza risulta puntellata in più punti. Non presenta segni particolari di degrado dovuto ad agenti batterici o marcescenza ma deve essere rinforzata con l'apposizione di profili metallici.



La trave che forma il displuvio presenta tracce di dilavamento ma non si riscontrano particolari problemi strutturali.
Gli interventi saranno di puliture, eventuale sabbatura e piccole stuccature ove necessario.



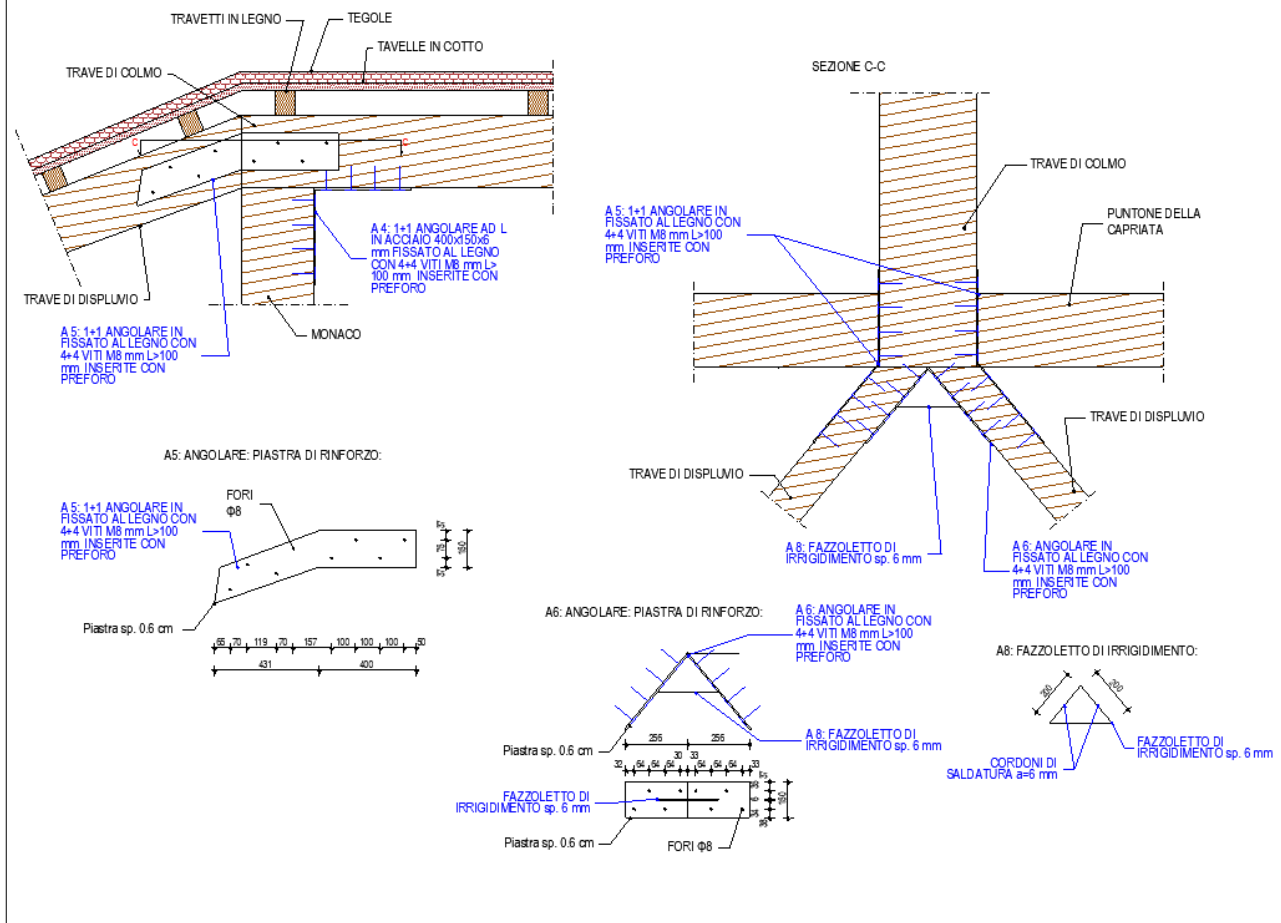
TRAVE 13 - 14

Le due travi non presentano problemi di sottodimensionamento e degrado.

Il nodo di collegamento al colmo della capriata è però realizzato in maniera piuttosto disordinata e sarà necessario collegare tutti gli elementi convergenti con piastre metalliche.

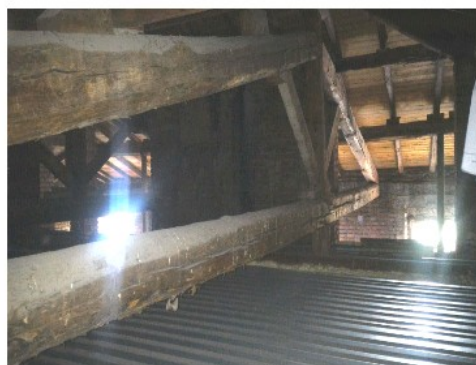


PART. 10 RINFORZO MONACO/DISPLUVIO/TRAVE DI COLMO MEDIANTE ANDOLARI DI ACCIAIO

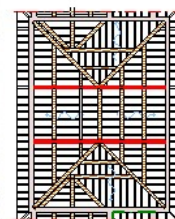




PERDITA DELLO SCHEMA "A CAPRIATA"



La capriata ha perso lo schema classico di funzionamento per questi elementi. L'intervento ipotizzato è di rinforzo della catena con profilati metallici per garantire il funzionamento "a trave" o la sostituzione della capriata



CAPRIATA 15 - 16

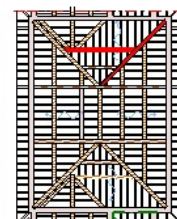
Le due capriate hanno perso il funzionamento tipico di questi elementi con il monaco che poggia sulla catena. Inoltre sono state oggetto di numerosi rimaneggiamenti ed annessioni di parti di legname incoerenti.

Le capriate andranno pulite e sabbiare per eliminare tutte le tracce di guano e sporco, i monaci verranno accorciati e le catene rinforzate con elementi metallici.

I nodi all'appoggio nelle murature rinforzati con fasciature metalliche e devono essere verificate altresì le sezioni all'interno della muratura per evitare che vi siano in atto fenomeni di marcescenza nonostante appaia che siano state applicate mani di protettivo bituminoso in fase di posa.



La trave non presenta particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
E' puntellata presumibilmente per un sottodimensionamento della sezione nella progettazione originaria e va sostituita.
La trave 18 che realizza il rompitratta non presenta alcun degrado strutturale.



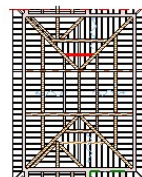
TRAVERE 17 - 18

La trave di displuvio è stata puntellata poiché di sezione non sufficiente e presenta inflessione al centro.

La trave viene rinforzata con annessione di profili UPN.



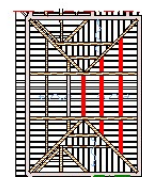
La trave non presenta particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
Verrà mantenuta in opera.



TRAVE 19



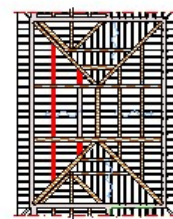
La trave non presenta particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
Gli elementi puntellati verranno sostituiti poiché sottodimensionati all'origine, gli altri elementi verranno puliti e sabbiati e stuccati ove necessario.



TRAVI 20 21 22 23



La trave non presenta particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
Gli elementi puntellati verranno sostituiti poiché sottodimensionati all'origine, gli altri elementi verranno puliti e sabbiati e stuccati ove necessario.



TRAVI 24 25 26 27

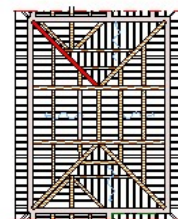
Il sistema di travi che compone le due falde principali del blocco centrale presenta uno stato di conservazione piuttosto omogeneo.

Tutti gli elementi devono essere puliti a fondo e sabbiati per rimuovere le tracce di guano e sporco. Le travi puntellate dovranno essere rinforzate tramite posa in opera di profili UPN vincolati con tassellature.

In generale i nodi tra gli elementi, realizzati con fasciature metalliche si presenta in idoneo stato di posa ma in fase di cantiere verranno verificati i collegamenti e rinforzati con piatti metallici in caso di insufficienza.



La trave non presenta particolari segni di degrado dovuto a percolazione o attacco di agenti parassiti.
L'elemento verrà sottoposto a pulizia e sabbiatura ed eventuali stuccature dove necessario.

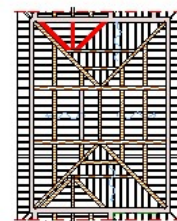


TRAVE 28

La trave non presenta segni di degrado e verrà mantenuta in opera.



Le tre travi non presentano evidenti segni di degrado dovuto a marcescenza ma sono state puntellate per carenza di sezione ed inoltre il nodo a cui arrivano è fortemente disorganizzato e realizzato con elementi disordinati in legno.



TRAVI 29 30 31

Gli elementi lignei non presentano particolari problematiche ma in fase di cantiere deve essere risolto il nodo di collegamento tra le travi poiché realizzato con parti di legno incoerenti e disordinate e andrà sostituito con piatti metallici e chiodature.

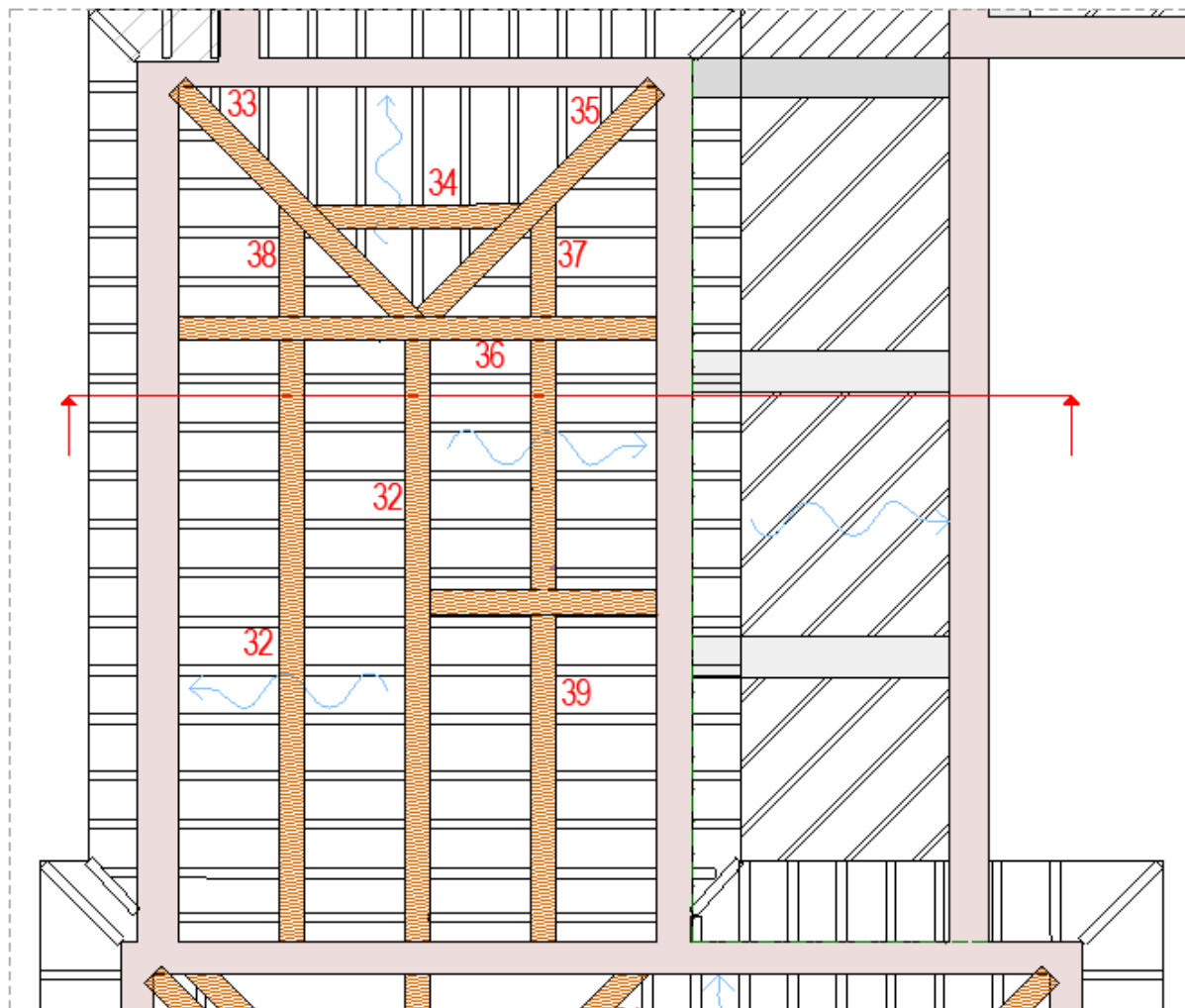
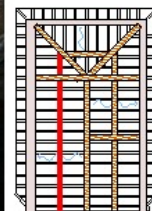


Figura 25: blocco C



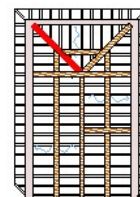
Le tre travi non presentano evidenti segni di degrado dovuto a marcescenza ma sono state puntellate per carenza di sezione. Il progetto prevede la sostituzione della trave con una di sezione adeguata.



TRAVI 32 38



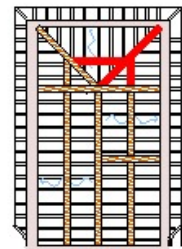
Le tre travi non presentano evidenti segni di degrado dovuto a marcescenza o attacco di agenti. Le travi verranno pulite e sabbiate e stuccate ove necessario.



TRAVE 33



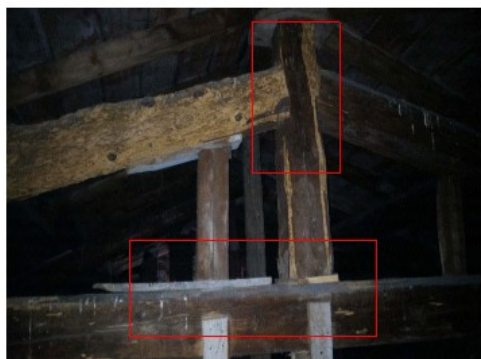
Le tre travi non presentano evidenti segni di degrado dovuto a marcescenza o attacco di agenti. Le travi verranno pulite e sabbiate e stuccate ove necessario.
Il nodo puntellato dovrà essere verificato ed eventualmente andranno sostituite le carpenterie metalliche.



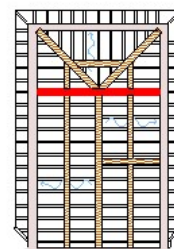
TRAVE 34 35 37

La travi presentano una sezione sottodimensionata ed sono state puntellate in più punti. Andranno quindi rinforzate con l'utilizzo di profili UPN in quanto non si notano fenomeni di marcescenza o degrado.

Il nodo con il displuvio, realizzato con fasce metalliche risulta degradato tanto da richiedere puntello e deve essere integrato con profili metallici.



4 La capriata verrà sostituita poiché realizzata con elementi non coerenti e sottodimensionati e per avere perso lo schema "a capriata" conseguente.

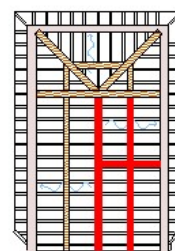


CAPRIATA 36

La capriata ha perso lo schema tipico di funzionamento per questi elementi, risulta inoltre piuttosto degradata e, alla prova con martelletto, il suono prodotto identifica una sezione ed una tessitura fortemente indebolita. La capriata andrà sostituita.



Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



TRAVI 39 40

Le travi non presentano particolari danni, inflessioni o marcescenze e verranno mantenute in opera a seguito di adeguata pulitura e sabbiatura.

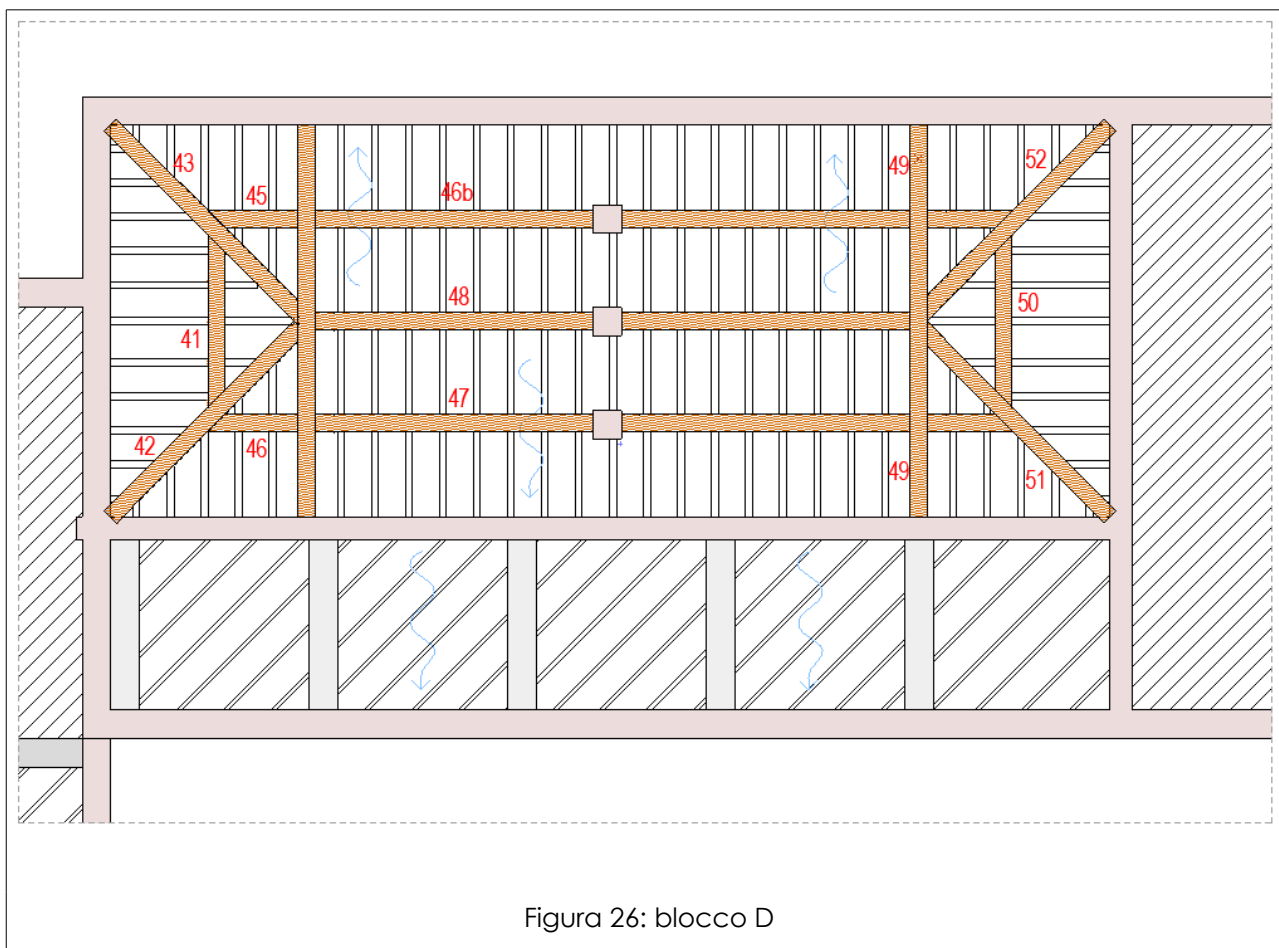
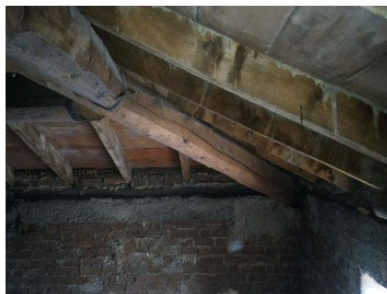
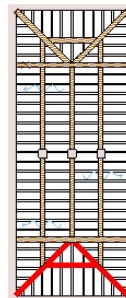


Figura 26: blocco D



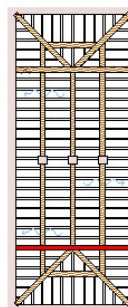
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



TRAVI 41 42 43



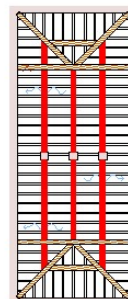
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



CAPRIATA 44



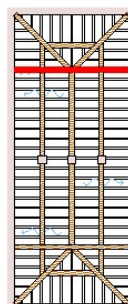
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



TRAVI 45 46 47 48



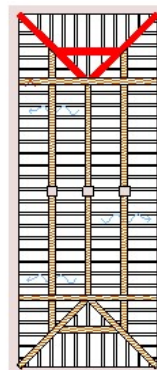
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



CAPRIATA 49

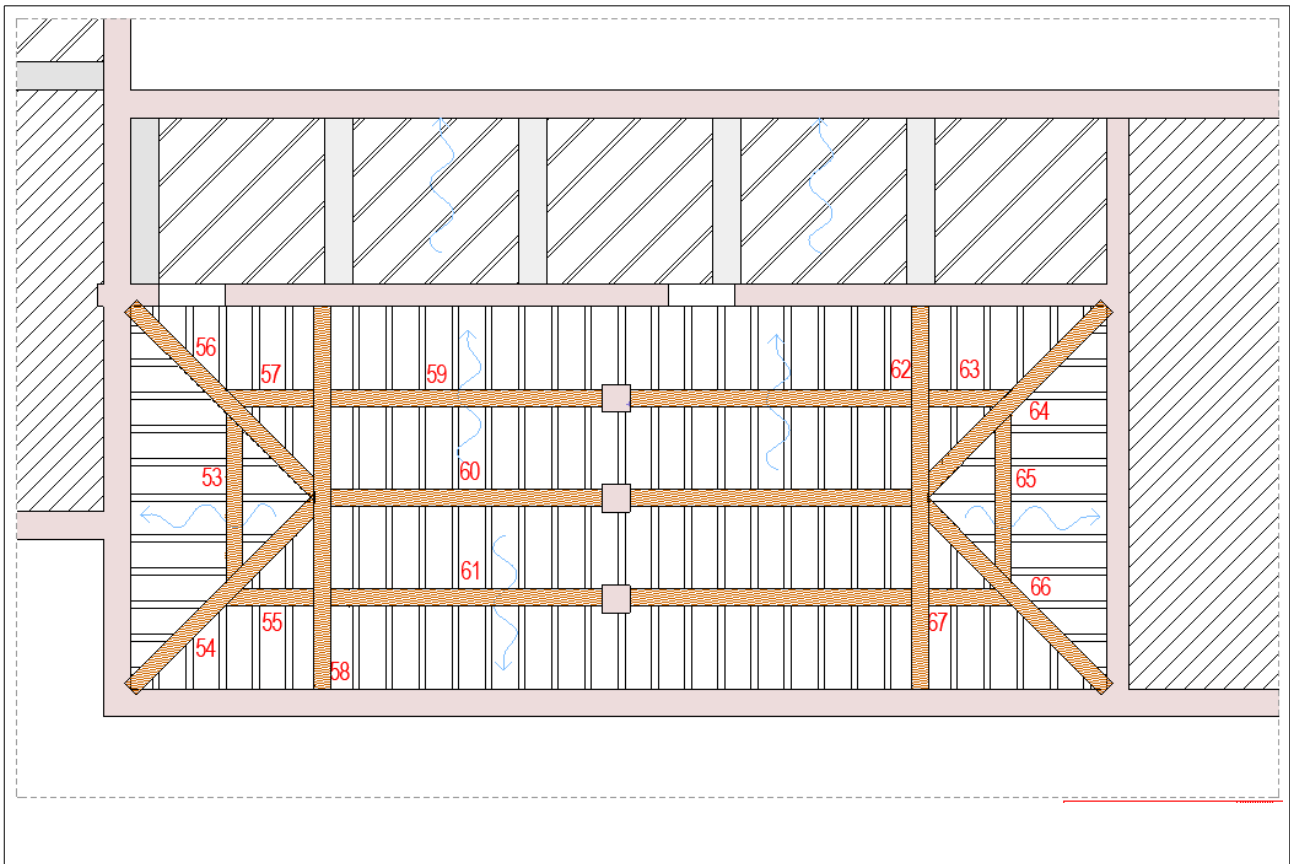
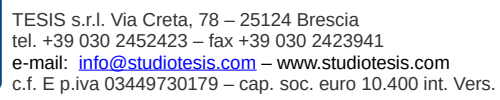


Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



TRAVI 50 51 52

Le travi principali del blocco D sono in ottimo stato di conservazione sia per le sezioni che per i collegamenti e verranno semplicemente sabbiare e pulite e, in fase di cantiere qualora fosse necessario, si provvederà a piccole stuccature con resina in soluzione acquosa.

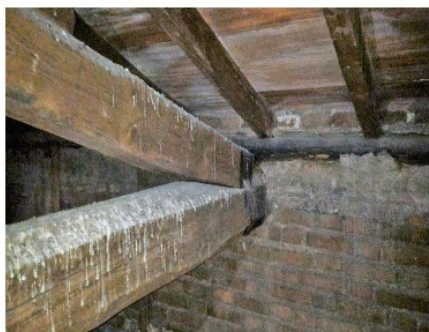




Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.

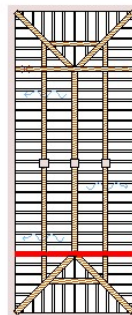


TRAVI 53 54 55 56 57



4

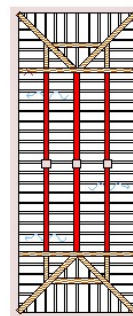
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



CAPRIATA 58



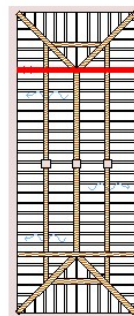
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



TRAVI 59 60 61



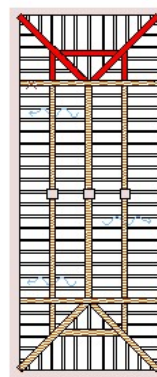
Le travi non presentano particolari segni di degrado o
marcescenza e verranno tenute in opera dopo
adeguata pulizia.



CAPRIATA 62



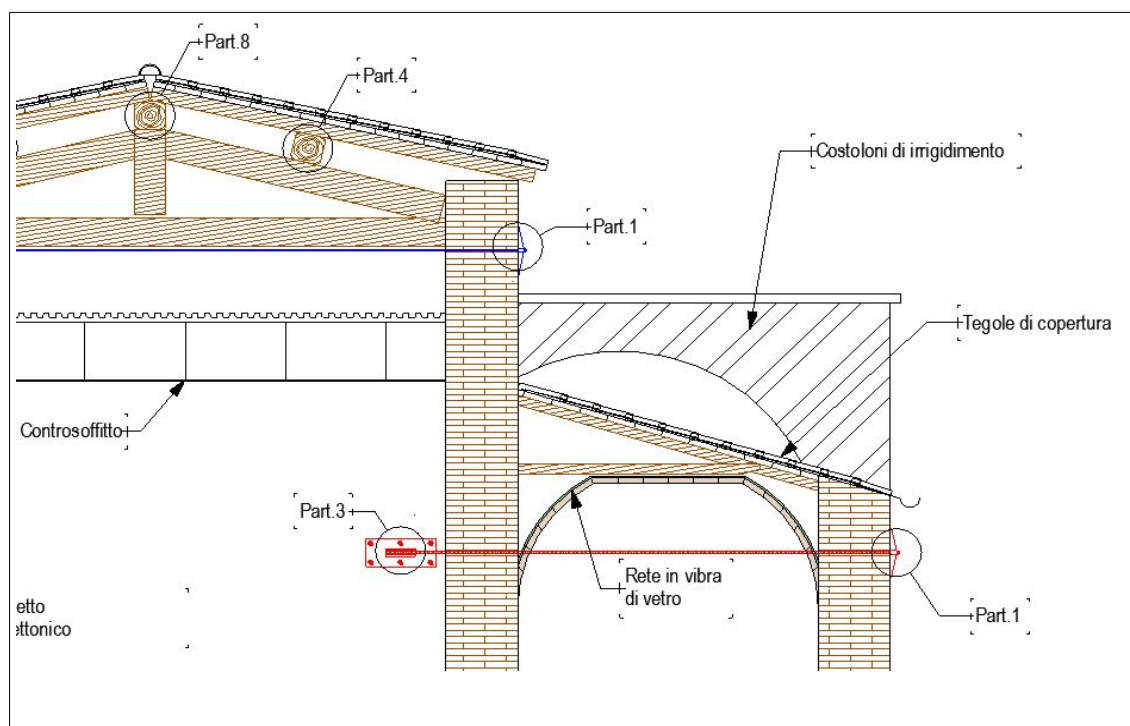
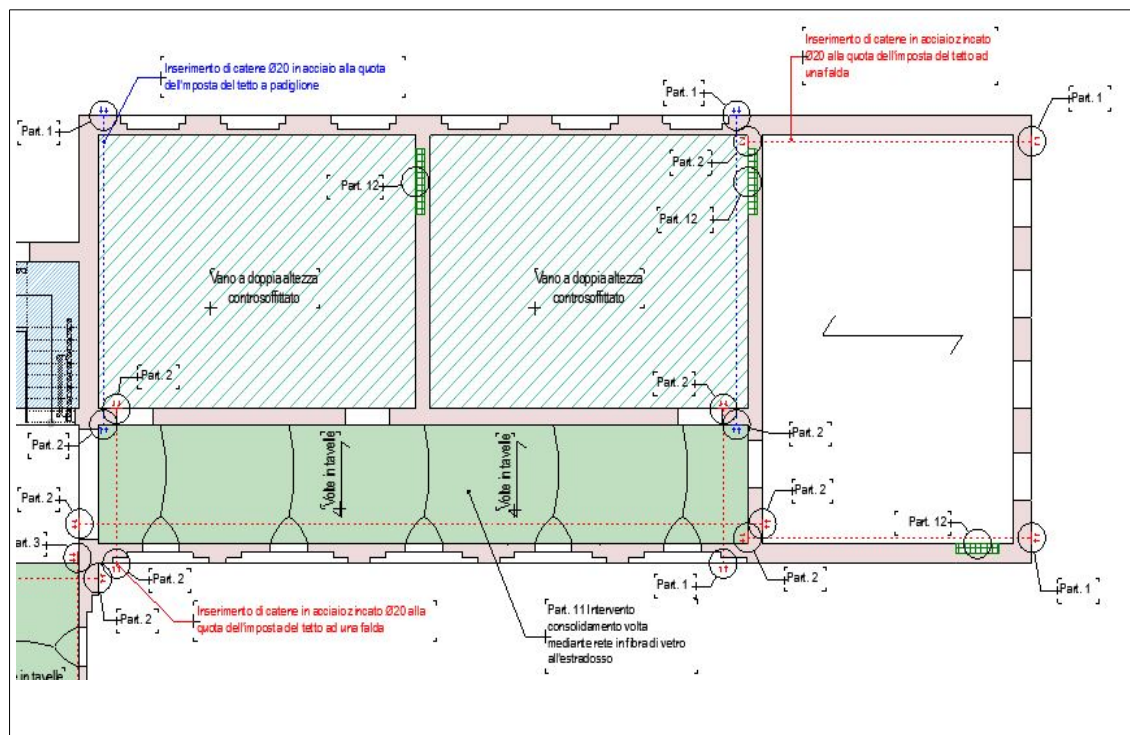
Le travi non presentano particolari segni di degrado o marcescenza e verranno tenute in opera dopo adeguata pulizia.



TRAVI 63 64 65 66 67

Le travi principali del blocco E sono in ottimo stato di conservazione sia per le sezioni che per i collegamenti e verranno semplicemente sabbiate e pulite e, in fase di cantiere qualora fosse necessario, si provvederà a piccole stuccature con resina in soluzione acquosa.

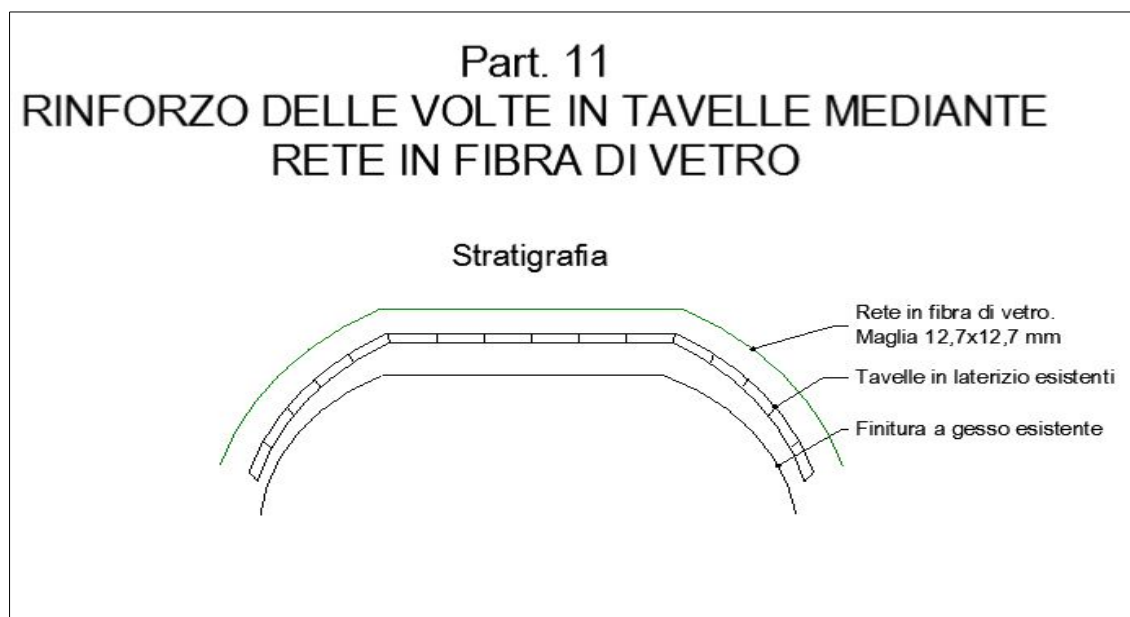
Rinforzo delle volte in tavelle mediante rete in fibra di vetro: Con tale intervento si mira a consolidare le volte in tavelle presenti al terzo solaio, le quali sostengono la copertura ad una falda. Nelle immagini che seguono sono riportate la planimetria e il prospetto dell'intervento in essere.



Tale intervento viene realizzato mediante l'applicazione all'estradosso delle volte di una rete in fibra di vetro avente una maglia di 12,7x12,7 mm. Tale elemento

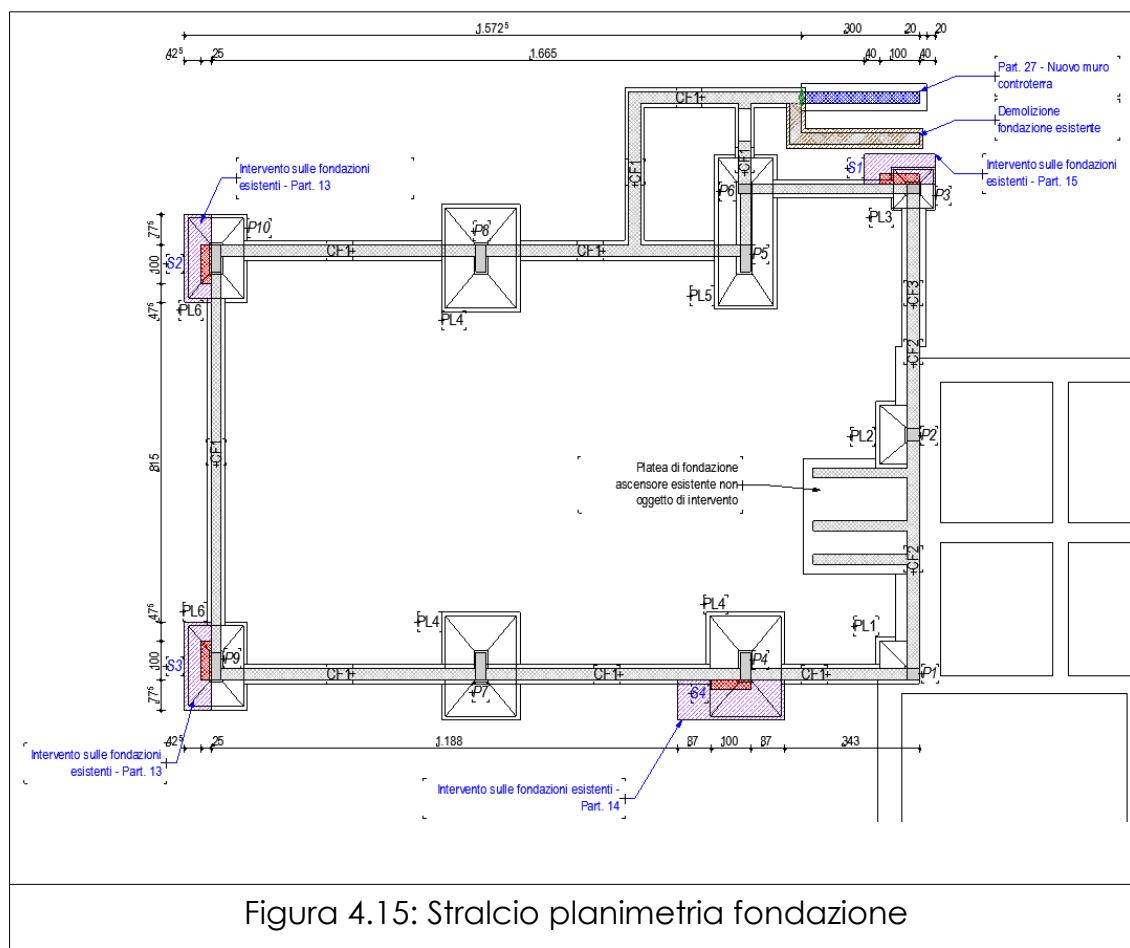


viene applicato direttamente sul voltato tramite idoneo collante. Di seguito si riporta un immagine relativa alla struttura.

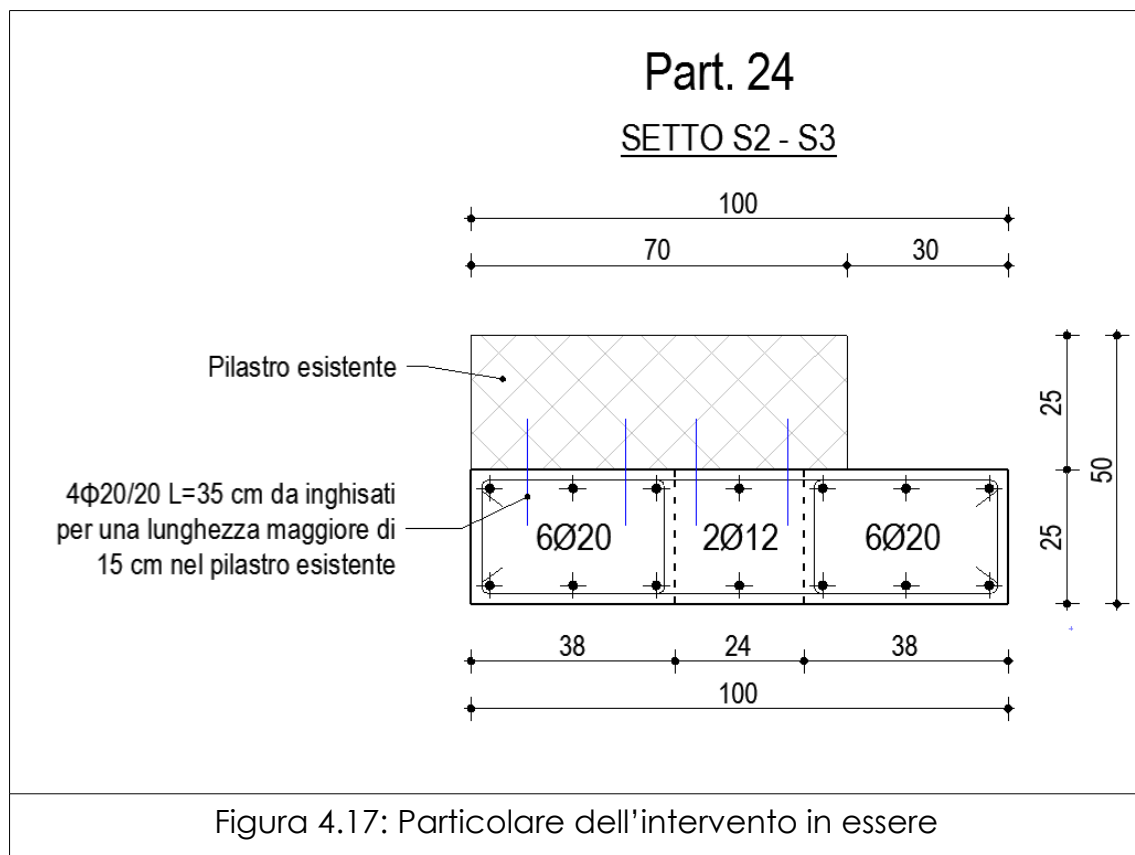
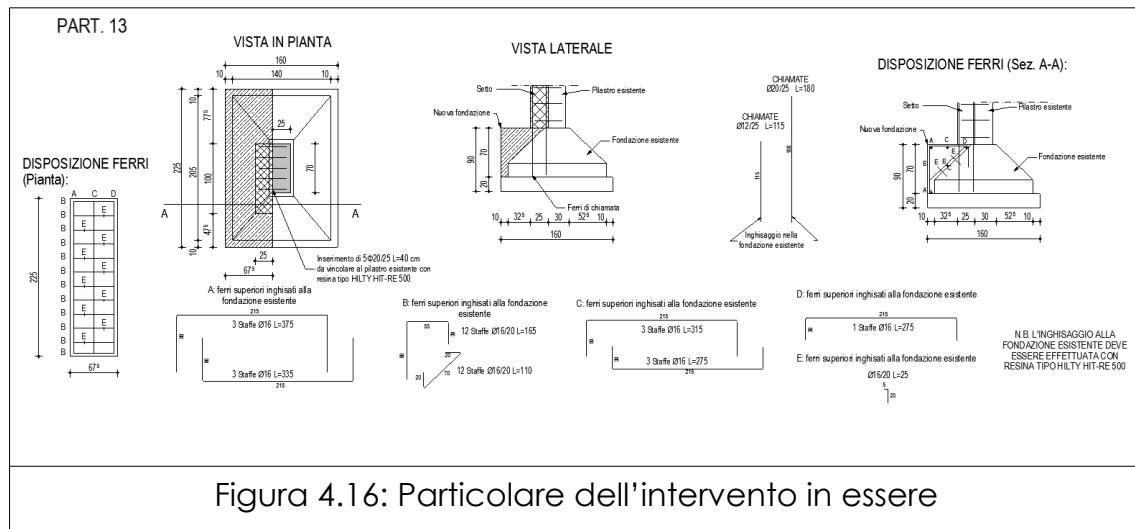


Lo scopo di tale intervento è quello di rinforzare le volte in tavelle, grazie all'inserimento della rete in fibra di vetro che permetta una redistribuzione dei carichi gravitazionali, evitando di sottoporre a sforzi elevati le tavelle costituenti la volta.

Inserimento nuovi setti di controvento e ingrosso fondazioni: nell'edificio in calcestruzzo armato, più recente rispetto alla struttura in muratura, vengono introdotti quattro setti di controvento, due per direzione, al fine di affidare a tale elementi l'azione sismica. Nell'immagine che segue viene riportato stralcio della planimetria relativa alle fondazioni, in cui è indicato con colore rosa, un ingrosso dei plinti esistenti, al fine di garantire per i setti di controvento una corretta redistribuzione degli sforzi sul terreno di fondazione.



Tali mensole verticali, vengono connesse ai pilastri esistenti attraverso barre $\varnothing 20$ opportunamente ancorate, per una lunghezza maggiore di 15 cm nel pilastro ed ad un passo, lungo l'altezza dell'elemento, di 20 cm. Si rimanda agli elaborati grafici allegati in cui sono descritte le caratteristiche geometriche dei vari collegamenti e il loro posizionamento. Nell'immagine che segue viene riportato a titolo d'esempio il particolare dell'intervento in essere riguardante fondazioni e setti di controvento.



Incamicatura pilastri esistenti: tale intervento ha lo scopo di aumentare la sezione resistente del pilastro in essere, così da aumentare la resistenza propria e la capacità deformativa dell'elemento nei confronti delle sollecitazioni gravitazionali e sismiche. Di seguito si riporta uno stralcio della planimetria dell'intervento in



essere.

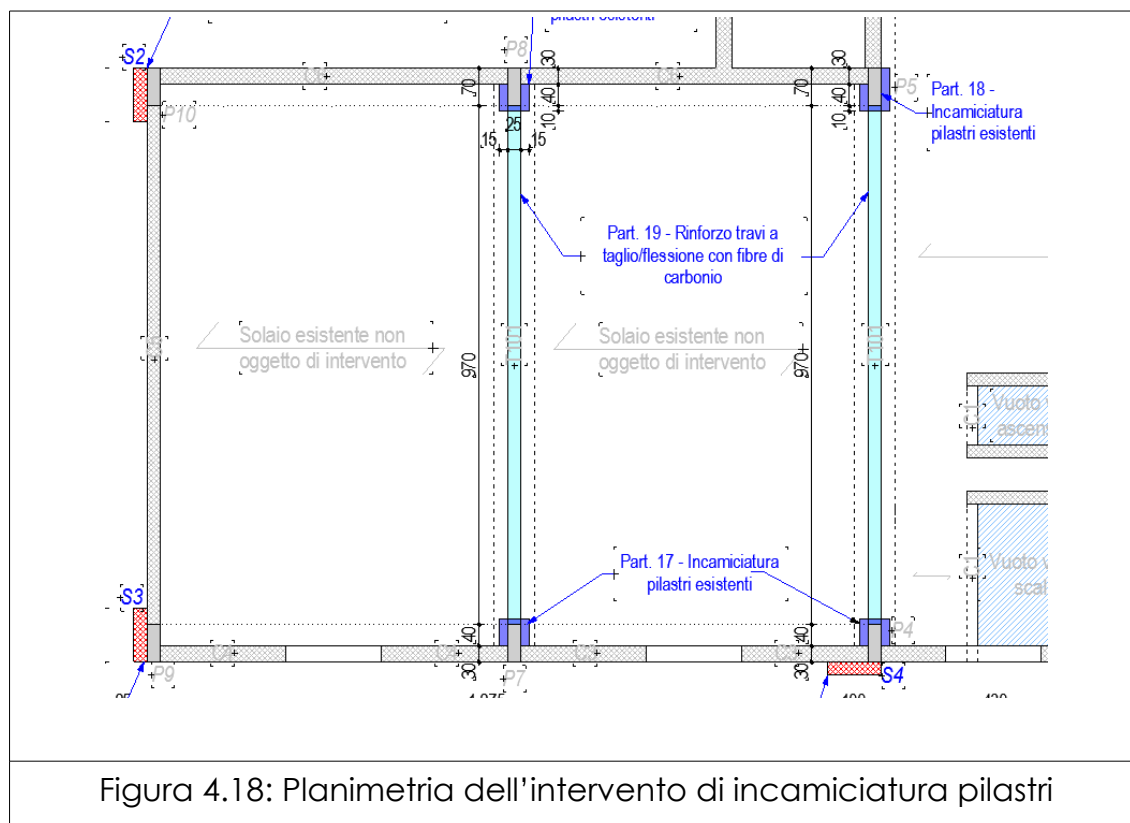
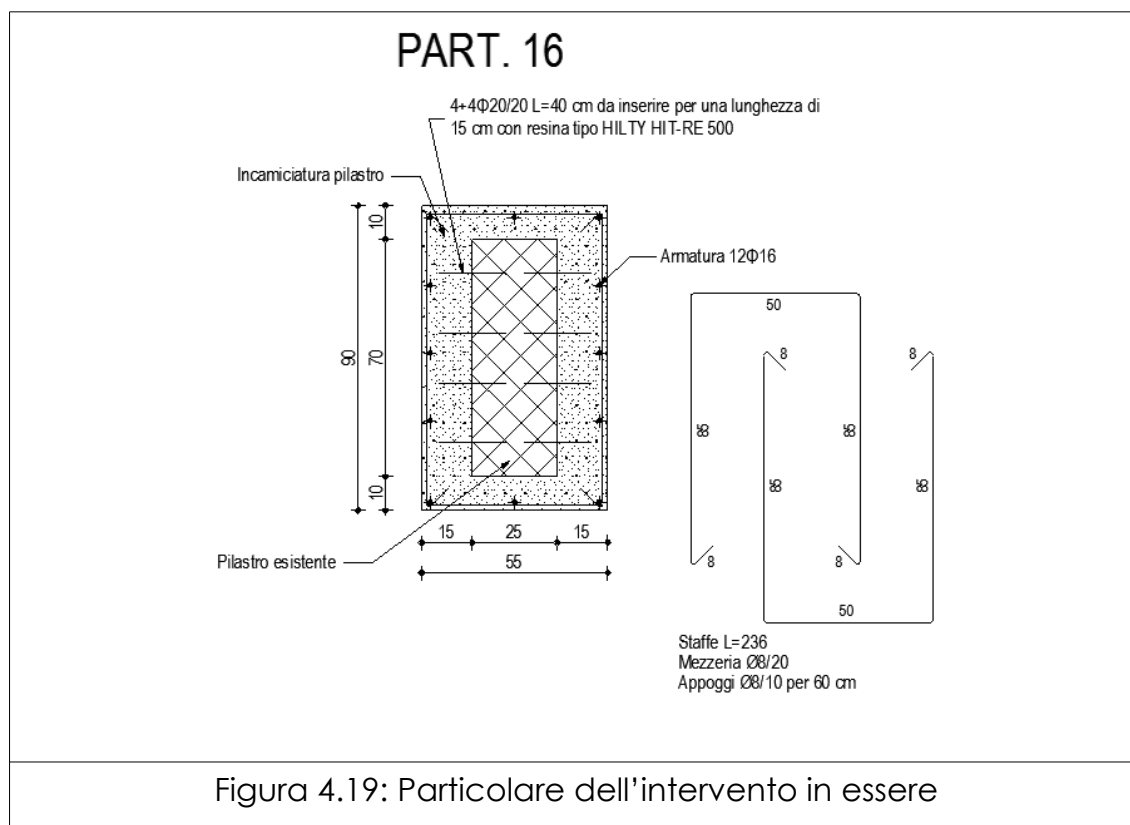


Figura 4.18: Planimetria dell'intervento di incamiciatura pilastri

La tipologia di intervento ricade nell'incamiciatura in c.a. la quale consiste nel collegare mediante connettori metallici il pilastro esistente alla nuova porzione in c.a. gettata in opera e opportunamente armata. Di seguito si riporta un'immagine dell'intervento in essere per permettere una migliore comprensione.



Fasciatura pilastri e travi mediante fibre di carbonio: alcuni pilastri che non sono stati modificati da ingrossamenti o vincolati ai setti dovranno subire degli interventi mediante fasciatura con fibre di carbonio in modo tale da aumentarne la duttilità della sezione con conseguente possibilità di subire deformazioni imposte dalla struttura principale durante l'evento sismico. Tale intervento viene eseguito anche sulle alcune travi esistenti per migliorare il comportamento a taglio e a flessione. Di seguito si riporta un immagine dell'intervento in oggetto.



Part.21 - Cerchiatura pilastri con FRP

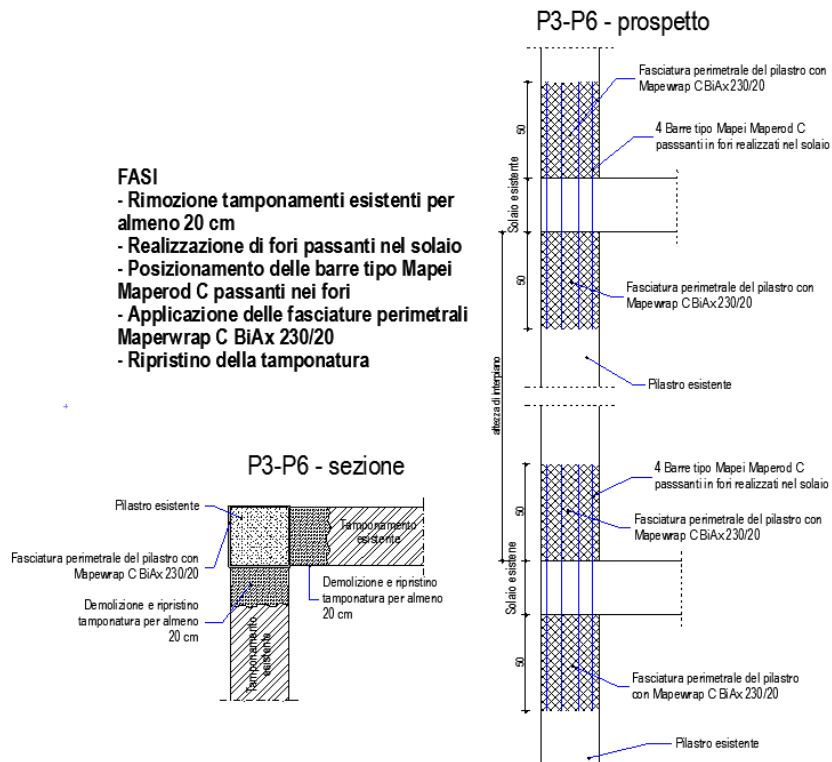


Figura 4.20: Fasciatura pilastri mediante fibre di carbonio

Part. 19 - Rinforzo con FRP delle travi

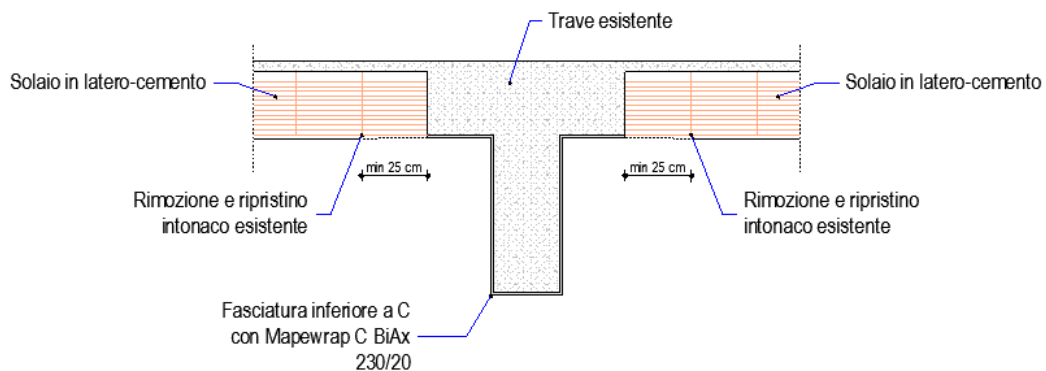


Figura 4.20: Fasciatura travi mediante fibre di carbonio



4.2 RISULTATI ANALISI NON LINEARI

Nella tabella sottostante vengono riportati una parte dei risultati dell'analisi push-over, i rimanenti sono stati riportati al paragrafo degli allegati A.3. Si può osservare come gli interventi che sono stati dimensionati generino un beneficio alla struttura con un suo conseguente adeguamento come richiesto dalla normativa vigente. Risulta evidente come l'accelerazione massima che può assorbire la struttura risulta superiore al 100% e quindi essa risulta essere in grado di assorbire totalmente le azioni orizzontali derivanti dal sisma.

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	1	-	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0		Numero collassi totali
Numero passo Resist Max.	83		Numero passi significativi
Massa SDOF (t)	2083.66		Taglio alla base max. (t)
Coeff. Partecipazione	1.27		Resistenza SDOF (t)
Rigidezza SDOF (t/m)	79636.74		Spostam. Snervam. SDOF mm
Periodo SDOF (sec)	0.32		Rapporto di incrudimento
Rapporto Alfau/alfa1	41037.441		Fattore struttura
Coeff Smorzam. Equival.	22.000		Duttilita
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	3.897	Spostamento mm	12.166
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	76
PgaLD/g	0.114	PgaLD/Pga 63%	2.780
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.56	Asta3D Nro	
		TrCLD	297.000
		(TrCLD/TDLD)^a	2.411
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	12.884	Spostamento mm	15.567
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	83
PgaLV/g	0.139	PgaLV/Pga 10%	1.164
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.65	Asta3D Nro	
		TrCLV	495.000
		(TrCLV/TDLV)^a	1.179

Infatti dalla tabella di può osservare come il rapporto PgaLD/Pga [%] risulta sempre maggiore dell'unità come richiesto delle normative tecniche. Le due quantità rappresentano rispettivamente la massima accelerazione sopportabile dall'intera struttura e l'accelerazione massima derivante dal sisma.



5. CONCLUSIONI E SINTESI DEI RISULTATI

Nella presente relazione è stata valutata la vulnerabilità sismica della scuola elementare sita in via Risorgimento, 35, nel comune di Castrezzato. Il complesso scolastico è costituito da un unico corpo il quale è però caratterizzato da due distinte tipologie costruttive, muratura portante e telaio in calcestruzzo armato. Le analisi, le verifiche e gli interventi effettuati portano alle seguenti conclusioni:

Nello stato di fatto la struttura necessita di una serie di interventi locali per risolvere alcune inadeguatezze strutturali legate al periodo costruttivo, per le strutture in muratura (risalente ai primi del 900) sia per quelle in calcestruzzo armato degli anni sessanta. Gli interventi in progetto garantiscono ai singoli elementi la rispondenza a quanto richiesto dalla normativa vigente e la partecipazione idonea al meccanismo globale della struttura che può considerarsi in tal modo unitaria. A seguito del rinforzo locale si può considerare la struttura come un tutt'uno nella partecipazione al cimento sismico e, come si evince dai tabulati allegati, adeguato rispetto al sisma.



A. ALLEGATI

A.1 Immagini del rilievo visivo dell'edificio in muratura



Figura A.1.1:



Figura A.1.2:



Figura A.1.3:



Figura A.1.4:



Figura A.1.5:



Figura A.1.6:



Figura A.1.7:



Figura A.1.8:



A.2 Disegni tecnici della struttura in calcestruzzo armato

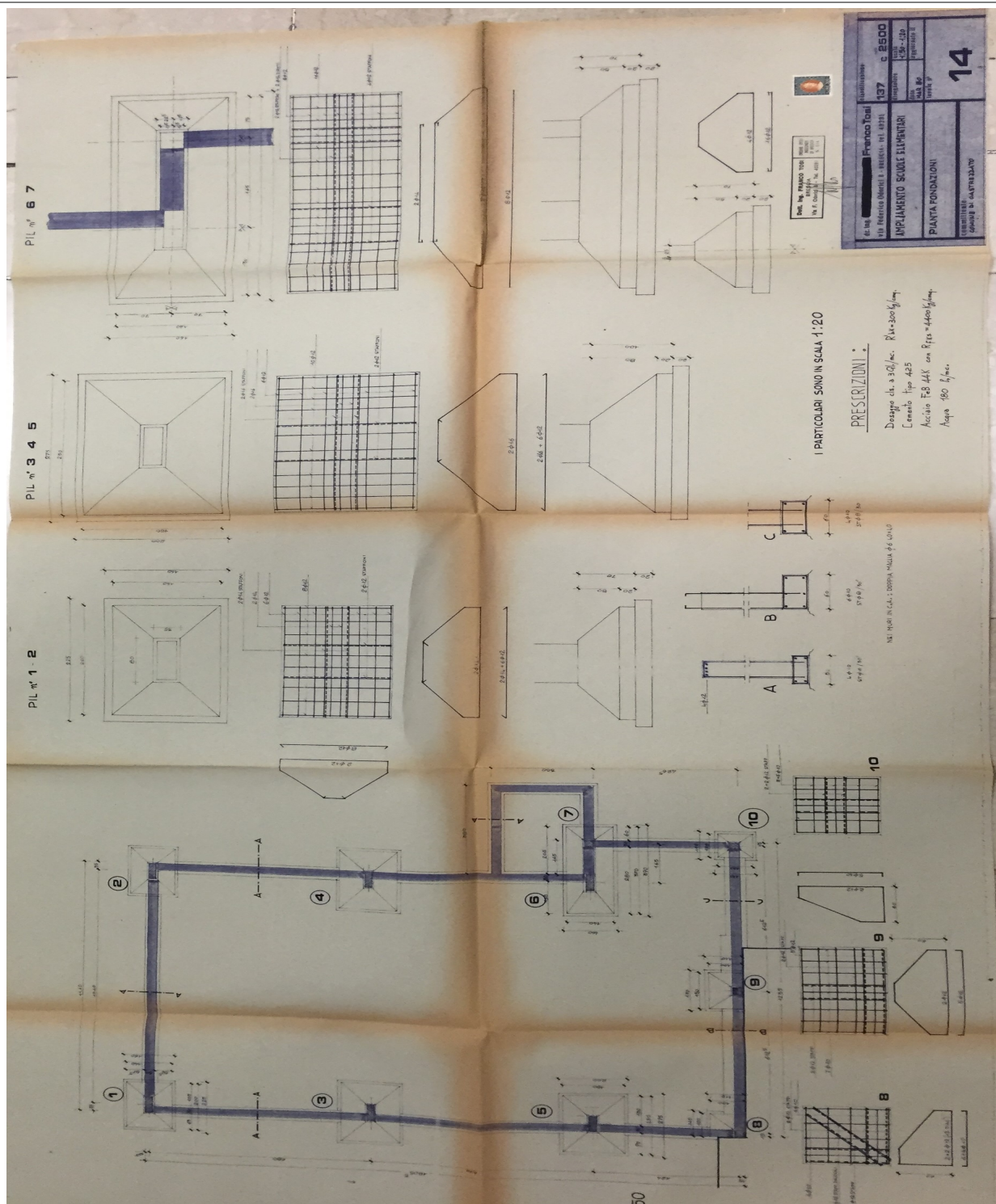


Figura A.2.1: Tavola progettuale: Fondazioni

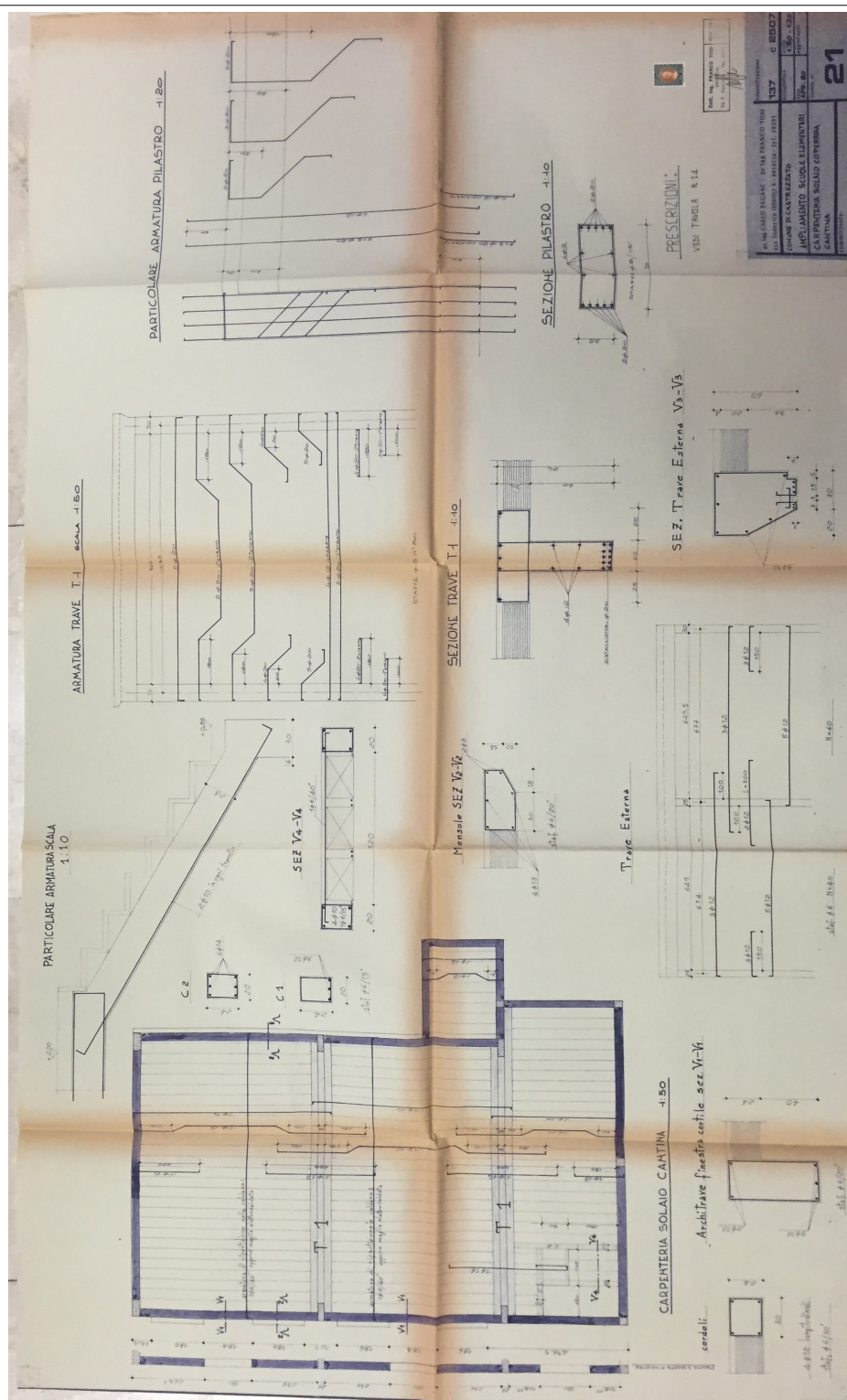
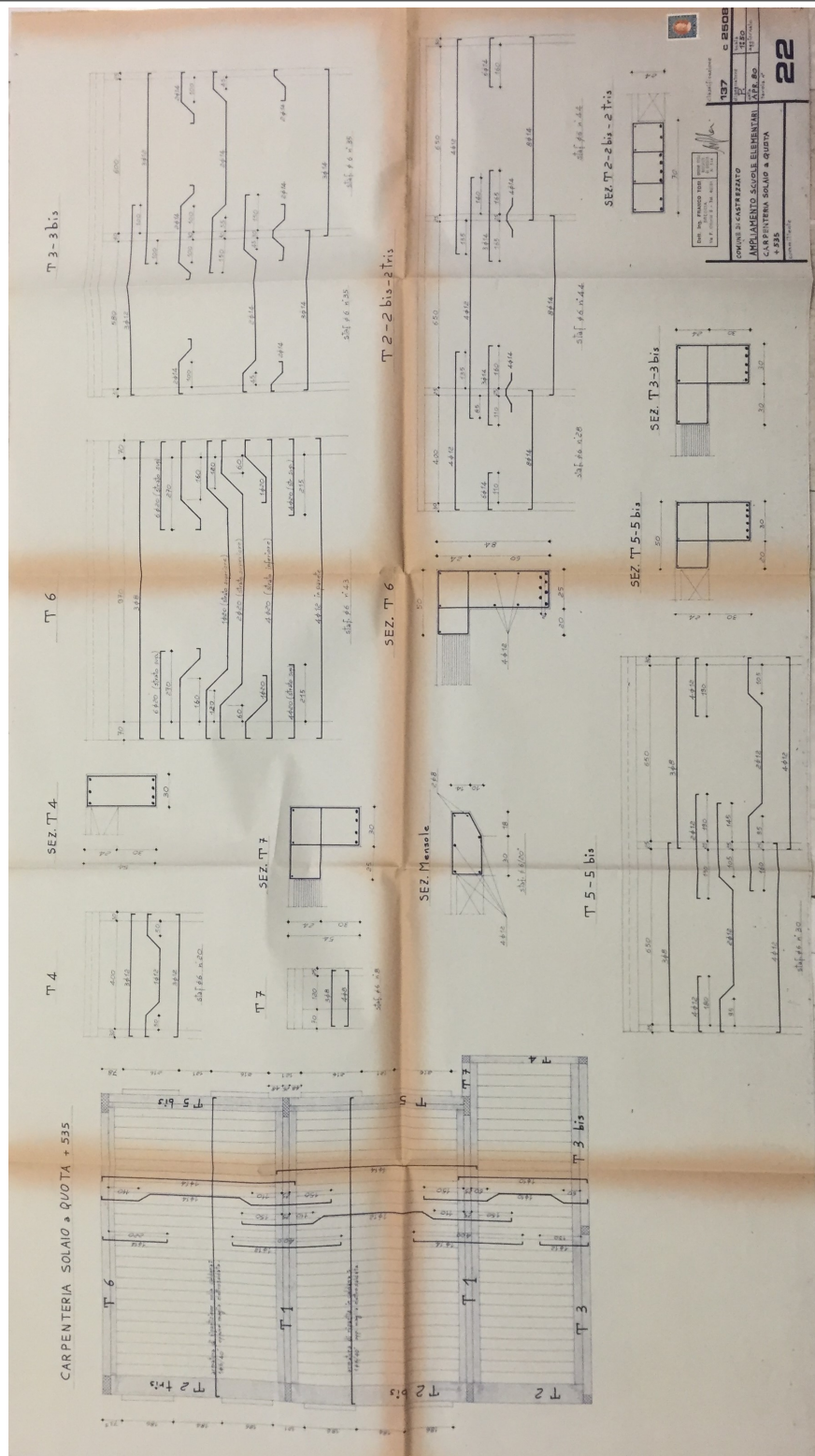
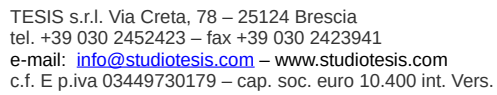


Figura A.2.2: Tavola progettuale: Primo solaio



15.047 RELAZIONE DI CALCOLO

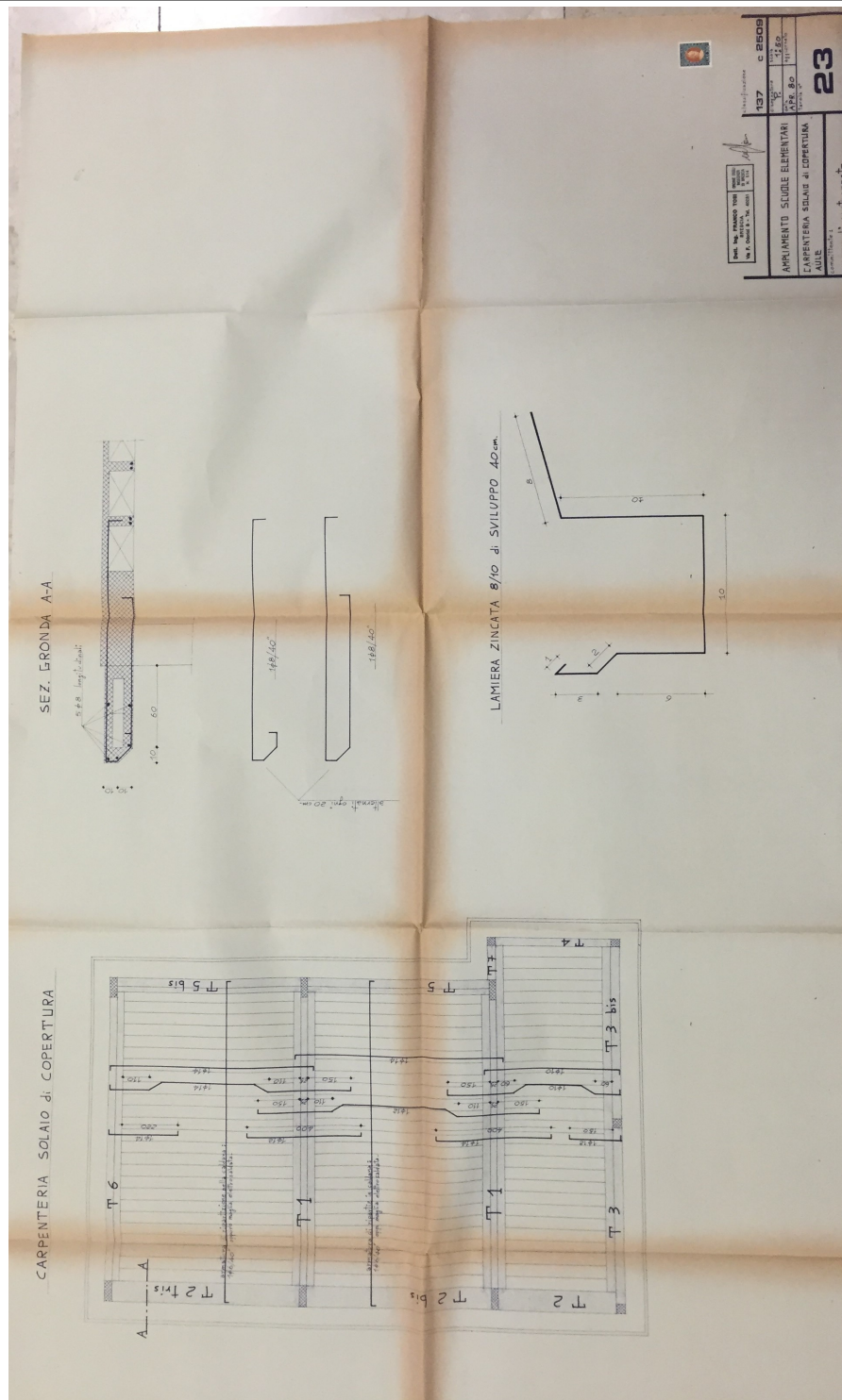


Figura A.2.4: Tavola progettuale: Copertura



A.3 Tabulati di calcolo delle analisi Push-Over

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	2 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	76	Numero passi significativi	76
Massa SDOF (t)	2083.66	Taglio alla base max. (t)	743.70
Coeff. Partecipazione	1.27	Resistenza SDOF (t)	539.49
Rigidezza SDOF (t/m)	76066.30	Spostam. Snervam. SDOF mm	7
Periodo SDOF (sec)	0.33	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	37625.059	Fattore struttura	1.702
Coeff Smorzam.Equival.	20.000	Duttilita	1.913
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.080	Spostamento mm	12.140
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	69
PgaLD/g	0.110	PgaLD/Pga 63%	2.688
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.58	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	272.000
-----		(TrCLD/TDL D)^a	2.325
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	13.390	Spostamento mm	13.569
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	76
PgaLV/g	0.120	PgaLV/Pga 10%	1.013
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.68	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	343.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.014

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	3 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	74	Numero passi significativi	74
Massa SDOF (t)	2129.01	Taglio alla base max. (t)	669.43
Coeff. Partecipazione	1.25	Resistenza SDOF (t)	509.38
Rigidezza SDOF (t/m)	70839.98	Spostam. Snervam. SDOF mm	7
Periodo SDOF (sec)	0.35	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	36220.996	Fattore struttura	2.727
Coeff Smorzam.Equival.	26.000	Duttilita	3.146
STATO LIMITE DI DANNO			



DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.476	Spostamento mm	18.046
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	69
PgaLD/g	0.143	PgaLD/Pga 63%	3.497
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	0.62	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	546.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	3.097
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	14.521	Spostamento mm	22.620
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	74
PgaLV/g	0.178	PgaLV/Pga 10%	1.495
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	1.82	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	1017.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.585

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	4 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATATA MODALE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	77	Numero passi significativi	77
Massa SDOF (t)	2129.01	Taglio alla base max. (t)	668.20
Coeff. Partecipazione	1.25	Resistenza SDOF (t)	505.57
Rigidezza SDOF (t/m)	72035.14	Spostam. Snervam. SDOF	7
Periodo SDOF (sec)	0.34	mm	
Rapporto Alfau/alfa1	26034.275	Rapporto di incrudimento	0.000
Coeff Smorzam.Equival.	27.000	Fattore struttura	2.790
		Duttilita	3.243
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.402	Spostamento mm	18.783
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	72
PgaLD/g	0.150	PgaLD/Pga 63%	3.669
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	0.63	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	627.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	3.279
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	14.354	Spostamento mm	22.760
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	77
PgaLV/g	0.181	PgaLV/Pga 10%	1.521
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	1.83	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	1073.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.621



RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	5 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	68	Numero passi significativi	68
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	790.88
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	732.13
Rigidezza SDOF (t/m)	88644.30	Spostam. Snervam. SDOF	8 mm
Periodo SDOF (sec)	0.36	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	37664.543	Fattore struttura	1.573
Coeff Smorzam.Equival.	18.000	Duttilita	1.693
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.722	Spostamento mm	13.687
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	67
PgaLD/g	0.111	PgaLD/Pga 63%	2.695
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.57	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	274.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.332
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	14.974	Spostamento mm	13.984
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	68
PgaLV/g	0.113	PgaLV/Pga 10%	0.945
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.67	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	287.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	0.942

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	6 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	68	Numero passi significativi	68
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	777.59
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	708.70
Rigidezza SDOF (t/m)	86588.74	Spostam. Snervam. SDOF	8 mm
Periodo SDOF (sec)	0.36	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	38444.051	Fattore struttura	1.513
Coeff Smorzam.Equival.	17.000	Duttilita	1.613
STATO LIMITE DI DANNO			



DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.835	Spostamento mm	13.206
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	67
PgaLD/g	0.105	PgaLD/Pga 63%	2.565
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.59	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	241.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.212
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	15.302	Spostamento mm	13.206
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	68
PgaLV/g	0.105	PgaLV/Pga 10%	1.284
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.73	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	241.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	0.876

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	7 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	83	Numero passi significativi	83
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	732.14
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	694.31
Rigidezza SDOF (t/m)	80065.28	Spostam. Snervam. SDOF mm	9
Periodo SDOF (sec)	0.38	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	35160.500	Fattore struttura	2.659
Coeff Smorzam.Equival.	25.000	Duttilita	2.907
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	5.228	Spostamento mm	19.878
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	77
PgaLD/g	0.142	PgaLD/Pga 63%	3.461
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.60	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	530.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	3.060
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	16.280	Spostamento mm	25.209
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	83
PgaLV/g	0.179	PgaLV/Pga 10%	1.507
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.76	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	1043.000



-----	(TrCLV/TDLV) ^a	1.602
-------	---------------------------	-------

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER

PUSH-OVER N.ro	8 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	90	Numero passi significativi	90
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	722.40
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	682.79
Rigidezza SDOF (t/m)	79667.26	Spostam. Snervam. SDOF	9 mm
Periodo SDOF (sec)	0.38	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	30362.158	Fattore struttura	2.416
Coeff Smorzam.Equival.	24.000	Duttilita	2.624
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	5.241	Spostamento mm	19.186
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	85
PgaLD/g	0.136	PgaLD/Pga 63%	3.329
Rapporto q*=Fe/Fy	0.61	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	474.000
-----		(TrCLD/TDLV) ^a	2.922
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	16.364	Spostamento mm	22.485
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	90
PgaLV/g	0.159	PgaLV/Pga 10%	1.339
Rapporto q*=Fe/Fy	1.79	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	739.000
-----		(TrCLV/TDLV) ^a	1.390

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER

PUSH-OVER N.ro	9 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	76	Numero passi significativi	76
Massa SDOF (t)	2083.66	Taglio alla base max. (t)	738.34
Coeff. Partecipazione	1.27	Resistenza SDOF (t)	542.75
Rigidezza SDOF (t/m)	78306.32	Spostam. Snervam. SDOF	7 mm
Periodo SDOF (sec)	0.33	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	2317.585	Fattore struttura	1.730
Coeff Smorzam.Equival.	20.000	Duttilita	1.964
STATO LIMITE DI DANNO			



DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	3.963	Spostamento mm	12.538
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	72
PgaLD/g	0.115	PgaLD/Pga 63%	2.809
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	0.57	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	305.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.437
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	13.083	Spostamento mm	13.613
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	76
PgaLV/g	0.123	PgaLV/Pga 10%	1.034
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	1.67	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	362.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.036

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	10 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	83	Numero passi significativi	83
Massa SDOF (t)	2083.66	Taglio alla base max. (t)	758.92
Coeff. Partecipazione	1.27	Resistenza SDOF (t)	568.75
Rigidezza SDOF (t/m)	77742.41	Spostam. Snervam. SDOF	7
Periodo SDOF (sec)	0.33	mm	
Rapporto Alfau/alfa1	41264.957	Rapporto di incrudimento	0.000
Coeff Smorzam.Equival.	20.000	Fattore struttura	1.758
		Duttilita	1.997
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	3.992	Spostamento mm	13.865
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	80
PgaLD/g	0.125	PgaLD/Pga 63%	3.048
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	0.55	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	377.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.660
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	13.050	Spostamento mm	14.612
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	83
PgaLV/g	0.130	PgaLV/Pga 10%	1.095
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	1.60	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	420.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.102



RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	11 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	71	Numero passi significativi	71
Massa SDOF (t)	2129.01	Taglio alla base max. (t)	665.89
Coeff. Partecipazione	1.25	Resistenza SDOF (t)	506.06
Rigidezza SDOF (t/m)	71184.64	Spostam. Snervam. SDOF	7
		mm	
Periodo SDOF (sec)	0.35	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	25944.463	Fattore struttura	2.718
Coeff Smorzam.Equival.	26.000	Duttilita	3.139
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.455	Spostamento mm	18.539
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	67
PgaLD/g	0.147	PgaLD/Pga 63%	3.597
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.63	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	592.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	3.202
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	14.480	Spostamento mm	22.315
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	71
PgaLV/g	0.176	PgaLV/Pga 10%	1.477
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.83	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	981.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.562

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	12 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	80	Numero passi significativi	80
Massa SDOF (t)	2129.01	Taglio alla base max. (t)	667.56
Coeff. Partecipazione	1.25	Resistenza SDOF (t)	505.25
Rigidezza SDOF (t/m)	71808.23	Spostam. Snervam. SDOF	7
		mm	
Periodo SDOF (sec)	0.35	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	36119.410	Fattore struttura	2.817
Coeff Smorzam.Equival.	27.000	Duttilita	3.273
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	



Spostamento mm	4.416	Spostamento mm	18.307
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	75
PgaLD/g	0.147	PgaLD/Pga 63%	3.573
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	0.63	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	581.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	3.178
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	14.389	Spostamento mm	23.030
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	80
PgaLV/g	0.183	PgaLV/Pga 10%	1.537
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	1.84	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	1107.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.641

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	13 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	74	Numero passi significativi	74
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	790.57
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	734.66
Rigidezza SDOF (t/m)	88201.27	Spostam. Snervam. SDOF mm	8
Periodo SDOF (sec)	0.36	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	1414.620	Fattore struttura	1.652
Coeff Smorzam.Equival.	19.000	Duttilita	1.786
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.746	Spostamento mm	14.879
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	73
PgaLD/g	0.118	PgaLD/Pga 63%	2.882
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	0.57	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	326.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.505
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	15.027	Spostamento mm	14.879
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	74
PgaLV/g	0.118	PgaLV/Pga 10%	1.023
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	1.67	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	326.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	0.993



RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	14 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	73	Numero passi significativi	73
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	798.81
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	754.85
Rigidezza SDOF (t/m)	87126.56	Spostam. Snervam. SDOF	9 mm
Periodo SDOF (sec)	0.36	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	38042.109	Fattore struttura	1.526
Coeff Smorzam.Equival.	17.000	Duttilita	1.631
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	4.805	Spostamento mm	14.131
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	72
PgaLD/g	0.113	PgaLD/Pga 63%	2.744
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	0.55	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	287.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.377
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	15.124	Spostamento mm	14.131
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	73
PgaLV/g	0.113	PgaLV/Pga 10%	1.045
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1.62	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	287.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	0.942
RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	15 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	84	Numero passi significativi	84
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	729.93
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	691.23
Rigidezza SDOF (t/m)	80328.05	Spostam. Snervam. SDOF	9 mm
Periodo SDOF (sec)	0.38	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	30678.473	Fattore struttura	2.571
Coeff Smorzam.Equival.	25.000	Duttilita	2.808
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	



Spostamento mm	5.211	Spostamento mm	19.962
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	79
PgaLD/g	0.143	PgaLD/Pga 63%	3.481
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	0.61	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	539.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	3.081
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	16.245	Spostamento mm	24.167
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	84
PgaLV/g	0.172	PgaLV/Pga 10%	1.446
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	1.77	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	922.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.522

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	16 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	89	Numero passi significativi	89
Massa SDOF (t)	2810.60	Taglio alla base max. (t)	723.14
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	683.34
Rigidezza SDOF (t/m)	79745.74	Spostam. Snervam. SDOF mm	9
Periodo SDOF (sec)	0.38	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	34728.102	Fattore struttura	2.472
Coeff Smorzam.Equival.	24.000	Duttilita	2.689
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	5.238	Spostamento mm	19.073
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	84
PgaLD/g	0.136	PgaLD/Pga 63%	3.312
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	0.61	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	468.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	2.907
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	16.351	Spostamento mm	23.040
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	89
PgaLV/g	0.163	PgaLV/Pga 10%	1.372
Rapporto $q^*=Fe/F_y$	1.79	Asta3D Nro	
-----		TrCLV	793.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.431



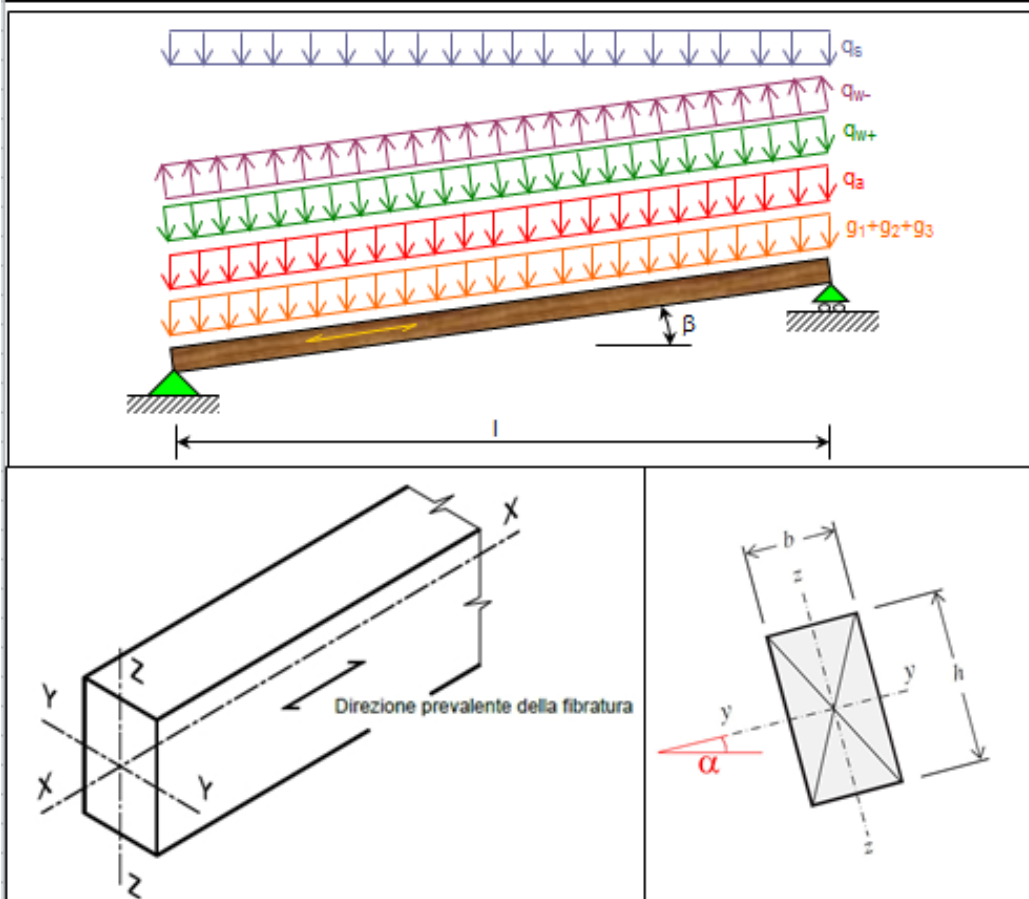
A.4 Tabulati di calcolo copertura nuova in legno

Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria		Caratteristiche del materiale		intagli agli appoggi	
b =	120 [mm]	tipologia:	massiccio	<input type="radio"/> SI <input checked="" type="radio"/> NO	
h =	160 [mm]	classe:	C24		
l =	3.2 [m]	$\rho_k =$	350 [kg/m ³]	$k_v =$	0.36
$l_{tor} =$	3.2 [m]	$f_{m,k} =$	24.00 [N/mm ²]	$k_{mod} =$	0.9
classe di servizio:	1	$f_{v,k} =$	4.00 [N/mm ²]	$k_{n,y} =$	1.00
$\alpha =$	0 [°]	$E_{0,mean} =$	11000 [N/mm ²]	$k_{n,z} =$	1.05
$\beta =$	17 [°]	$E_{0,05} =$	7400 [N/mm ²]	$k_{der} =$	0.6
TORNA ALLA SCHERMATA PRINCIPALE		$G_{mean} =$	690 [N/mm ²]	$f_{m,y,d} =$	14.40 [N/mm ²]
		$G_{05} =$	464 [N/mm ²]	$f_{m,z,d} =$	15.06 [N/mm ²]
				$f_{v,d} =$	2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	19200 [mm ²]	$I_y =$	4.10E+07 [mm ⁴]	$W_y =$	5.12E+05 [mm ³]
$I_{tor} =$	6.36E+07 [mm ⁴]	$I_z =$	2.30E+07 [mm ⁴]	$W_z =$	3.84E+05 [mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.08 [kN/m]
$g_{2,k} =$	0.82 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)

(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)

(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	0.72 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	1.22	0.6	2.04	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	1.22	0.80	1.53	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	1.76	0.90	1.96	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w,k}]$	1.76	1.00	1.76	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w,k}]$	1.22	1.00	1.22	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	2.30	0.90	2.56	er
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	2.30	0.90	2.56	er
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w,k}]$	2.30	1.00	2.30	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w,k}]$	2.30	1.00	2.30	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w,k}$	1.22	1.00	1.22	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	1.76	1.00	1.76	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w,k}]$	1.76	1.00	1.76	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	1.22	1.00	1.22	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w,k}$	0.94	1.00	0.94	

(er) = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 2.56$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito	momento flettente		taglio
$q_{y,d} =$	2.30 [kN/m]	$M_{E,y,d} =$	$V_{E,y,d} =$
$q_{z,d} =$	0.00 [kN/m]	$M_{E,z,d} =$	$V_{E,z,d} =$

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	77.37 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.40	$\sigma_{m,y,d} =$	5.76 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	151.10 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_m \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.40 ≤ 1 VERIFICA SODDISFATTA					
$k_m \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.28 ≤ 1 VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.28 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.00 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.28 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_v \cdot f_{vd})] =$					
0.31 ≤ 1 VERIFICA SODDISFATTA					



Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} = 0.28$ [N/mm ²]	$\tau_{z,d} = 0.00$ [N/mm ²]	$\tau_d = 0.28$ [N/mm ²]
$[\tau_d / (k_v \cdot f_{vd})] = 0.31 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA		

Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y = 3.83$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz
$\alpha_x = 2.15$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy
$f_{rit,y} = 3.15$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)
$f_{rit,z} = 0.00$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)
$f_{rit} = 3.15$ [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)
$u_{1,in} = 2.96$ [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti

$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1 + k_{def}) = 4.73$ [mm]	freccia finale totale per carichi permanenti
--	--

Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		frecce iniziali [mm]		frecce finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanent: $q_1 = g_{1,k} + g_{2,k} + g_{3,k}$ (⊕)	0.94	-	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.73
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$ (⊕)	0.72	0.00	2.27	0.00	2.27	0.00	7.00
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.73
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.73

(⊕) = carichi permanenti $q_1 = 0.94$ [kN/m]

(⊕) = carico accidentale prevalente $q_{21} = 0.72$ [kN/m]

(⊕) = rimanenti carichi accidentali $\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) = 0.00$ [kN/m]

$u_{21,in} = 2.27$ [mm] freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente

$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def}) = 2.27$ [mm] freccia finale totale per carico accidentale prevalente

$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) = 0.00$ [mm] freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali

$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1 + k_{def}) = 0.00$ [mm] freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali

$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 2.27$ [mm] freccia finale totale per carichi accidentali

$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 7.00$ [mm] freccia finale totale

$|u_{21,max,in}| = 2.27$ [mm] freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale

Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)

$ u_{21,max,in} = 2.27 \leq l/300 = 10.67$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA
$ u_{2,fin} = 2.27 \leq l/200 = 16.00$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA
$ u_{fin} = 7.00 \leq l/250 = 12.80$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA



Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria

b =	200	[mm]
h =	280	[mm]
l =	5.3	[m]
l_{tot} =	5.3	[m]
classe di servizio:	1	
α =	17	[°]
β =	0	[°]

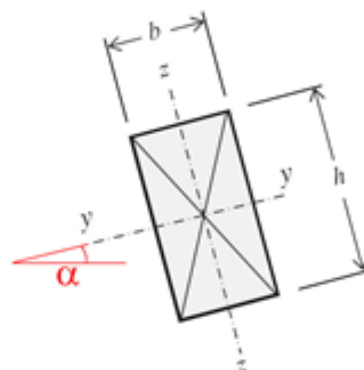
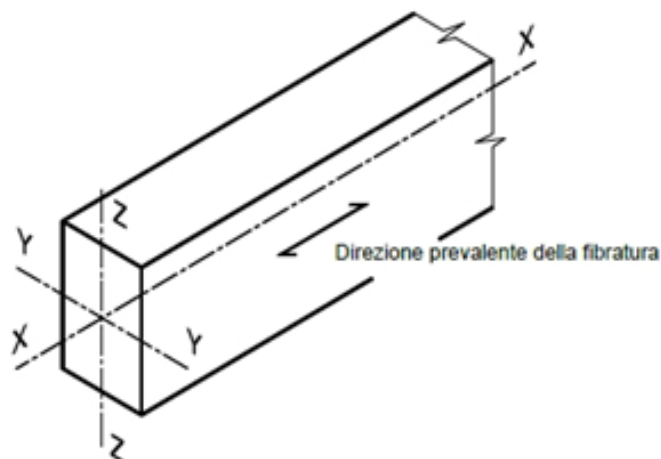
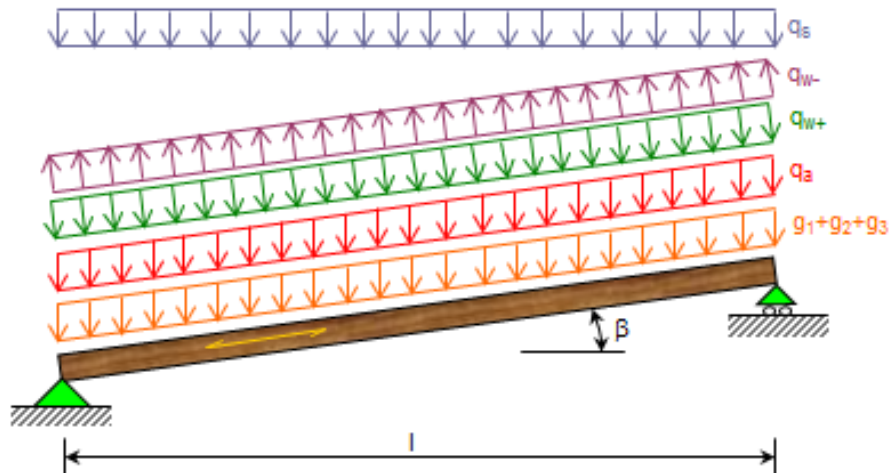
TORNA ALLA SCHERMATA
PRINCIPALE

Caratteristiche del materiale

tipologia:	massiccio	intagli agli appoggi	<input type="radio"/> SI <input checked="" type="radio"/> NO
classe:	C24		
ρ_k =	350	[kg/m ³]	k_v = 0.36
$f_{m,k}$ =	24.00	[N/mm ²]	k_{mod} = 0.9
$f_{v,k}$ =	4.00	[N/mm ²]	$k_{n,y}$ = 1.00
$E_{0,\text{mean}}$ =	11000	[N/mm ²]	$k_{n,z}$ = 1.00
$E_{0,05}$ =	7400	[N/mm ²]	k_{def} = 0.6
G_{mean} =	690	[N/mm ²]	$f_{m,y,d}$ = 14.40 [N/mm ²]
G_{05} =	464	[N/mm ²]	$f_{m,x,d}$ = 14.40 [N/mm ²]
			$f_{v,d}$ = 2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	56000	[mm ²]	I_y =	3.66E+08	[mm ⁴]	W_y =	2.61E+06	[mm ³]
I_{tot} =	5.23E+08	[mm ⁴]	I_z =	1.87E+08	[mm ⁴]	W_z =	1.87E+06	[mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.23 [kN/m]
$g_{2,k} =$	2.32 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)
(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)
(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	2.04 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w+,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w-,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	3.32	0.6	5.53	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	3.32	0.80	4.14	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.85	0.90	5.38	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.85	1.00	4.85	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w-,k}]$	3.32	1.00	3.32	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	6.38	0.90	7.08	27
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	6.38	0.90	7.08	27
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	6.38	1.00	6.38	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w-,k}]$	6.38	1.00	6.38	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w+,k}$	3.32	1.00	3.32	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.85	1.00	4.85	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.85	1.00	4.85	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	3.32	1.00	3.32	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w-,k}$	2.55	1.00	2.55	

(27) = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 7.08$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito		momento flettente		taglio	
$q_{y,d} =$	6.10 [kN/m]	$M_{E,y,d} =$	21.41 [kN·m]	$V_{E,y,d} =$	16.16 [kN]
$q_{z,d} =$	1.86 [kN/m]	$M_{E,z,d} =$	6.55 [kN·m]	$V_{E,z,d} =$	4.94 [kN]

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	381.27 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.41	$\sigma_{m,y,d} =$	8.19 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	145.90 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	3.51 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_m \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.74 \leq 1 VERIFICA SODDISFATTA					
$k_m \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.64 \leq 1 VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.43 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.13 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.45 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_v \cdot f_{vd})] =$					
0.52 \leq 1 VERIFICA SODDISFATTA					



Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y = 4.27$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz						
$\alpha_x = 2.18$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy						
$f_{ref,y} = 2.55$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$f_{ref,z} = 1.49$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$f_{ref} = 2.95$ [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$u_{1,in} = 7.53$ [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti						
$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1+k_{def}) = 12.05$ [mm]	freccia finale totale per carichi permanenti						
Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		frecce iniziali [mm]		frecce finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanenti: $q_1 = g_{1,k} + g_{2,k} + g_{3,k}$ (⊕)	2.55	-	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.05
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$ (⊕)	2.04	0.00	6.02	0.00	6.02	0.00	18.07
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.05
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.05
(⊕) = carichi permanenti		$q_1 = 2.55$ [kN/m]					
(⊕) = carico accidentale prevalente		$q_{21} = 2.04$ [kN/m]					
(⊕) = rimanenti carichi accidentali		$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) = 0.00$ [kN/m]					
$u_{21,in} = 6.02$ [mm]	freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente						
$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1+\psi_{21} \cdot k_{def}) = 6.02$ [mm]	freccia finale totale per carico accidentale prevalente						
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) = 0.00$ [mm]	freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali						
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1+k_{def}) = 0.00$ [mm]	freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali						
$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 6.02$ [mm]	freccia finale totale per carichi accidentali						
$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 18.07$ [mm]	freccia finale totale						
$ u_{21,max,in} = 6.02$ [mm]	freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale						
Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)							
$ u_{21,max,in} = 6.02 \leq l/300 = 17.67$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						
$ u_{2,fin} = 6.02 \leq l/200 = 26.50$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						
$ u_{fin} = 18.07 \leq l/250 = 21.20$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						

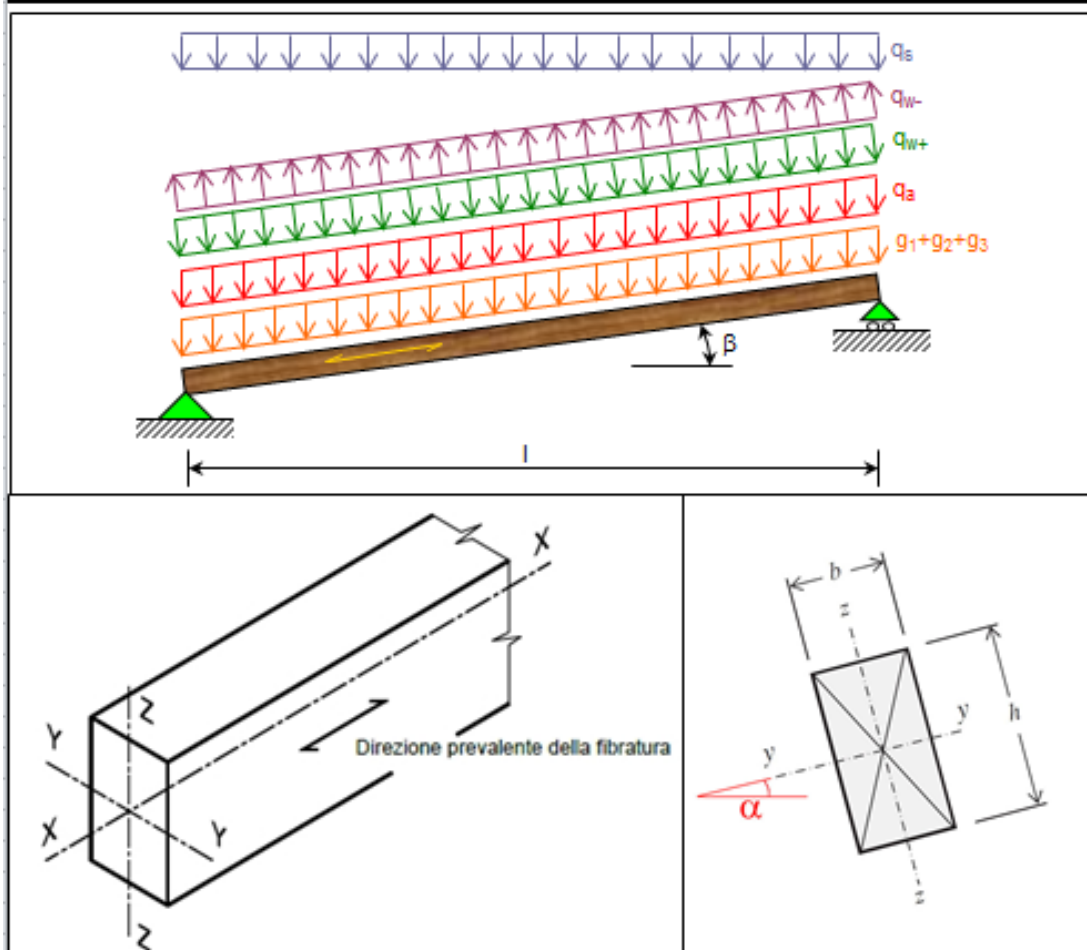


Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria		Caratteristiche del materiale		intagli agli appoggi	
b =	200 [mm]	tipologia:	massiccio	<input type="radio"/> SI <input checked="" type="radio"/> NO	
h =	280 [mm]	classe:	C24		
l =	5.3 [m]	$\rho_k =$	350 [kg/m ³]	$k_v =$	0.36
$l_{br} =$	5.3 [m]	$f_{m,k} =$	24.00 [N/mm ²]	$k_{mod} =$	0.9
classe di servizio:	1	$f_{v,k} =$	4.00 [N/mm ²]	$k_{n,y} =$	1.00
$\alpha =$	0 [°]	$E_{0,mean} =$	11000 [N/mm ²]	$k_{n,z} =$	1.00
$\beta =$	0 [°]	$E_{0,05} =$	7400 [N/mm ²]	$k_{def} =$	0.6
TORNA ALLA SCHERMATA PRINCIPALE		$G_{mean} =$	690 [N/mm ²]	$f_{m,y,d} =$	14.40 [N/mm ²]
		$G_{05} =$	464 [N/mm ²]	$f_{m,z,d} =$	14.40 [N/mm ²]
				$f_{v,d} =$	2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	56000 [mm ²]	$I_y =$	3.66E+08 [mm ⁴]	$W_y =$	2.61E+06 [mm ³]
$I_{br} =$	5.23E+08 [mm ⁴]	$I_z =$	1.87E+08 [mm ⁴]	$W_z =$	1.87E+06 [mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.23 [kN/m]
$g_{2,k} =$	2.32 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)

(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)

(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	2.04 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w+,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w-,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	3.32	0.6	5.53	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	3.32	0.80	4.14	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.85	0.90	5.38	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.85	1.00	4.85	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	3.32	1.00	3.32	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	6.38	0.90	7.08	e_r
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	6.38	0.90	7.08	e_r
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	6.38	1.00	6.38	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	6.38	1.00	6.38	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w+,k}$	3.32	1.00	3.32	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.85	1.00	4.85	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.85	1.00	4.85	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	3.32	1.00	3.32	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w-,k}$	2.55	1.00	2.55	

(e_r) = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 7.08$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito		momento flettente		taglio	
$q_{y,d} =$	6.38 [kN/m]	$M_{E,y,d} =$	22.39 [kN·m]	$V_{E,y,d} =$	16.90 [kN]
$q_{z,d} =$	0.00 [kN/m]	$M_{E,z,d} =$	0.00 [kN·m]	$V_{E,z,d} =$	0.00 [kN]

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	381.27 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.41	$\sigma_{m,y,d} =$	8.57 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	145.90 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_{m1} \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.59 ≤ 1 VERIFICA SODDISFATTA					
$k_{m1} \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.42 ≤ 1 VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.45 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.00 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.45 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_y \cdot f_{vd})] =$					
0.52 ≤ 1 VERIFICA SODDISFATTA					



Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y =$	4.27 [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz					
$\alpha_x =$	2.18 [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy					
$f_{ref,y} =$	2.66 [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)					
$f_{ref,x} =$	0.00 [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)					
$f_{ref} =$	2.66 [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)					
$u_{1,in} =$	6.79 [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti					
$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1+k_{def}) =$		freccia finale totale per carichi permanenti					
10.86 [mm]							
Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		freccie iniziali [mm]		freccie finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanent: $q_1 = g_{1,k}+g_{2,k}+g_{3,k}$	(⊕)	2.55	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.86
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$	(⊕)	2.04	0.00	5.43	0.00	5.43	16.29
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.86
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.86
(⊕) = carichi permanenti		$q_1 =$		2.55 [kN/m]			
(⊕) = carico accidentale prevalente		$q_{21} =$		2.04 [kN/m]			
(⊕) = rimanenti carichi accidentali		$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) =$		0.00 [kN/m]			
$u_{21,in} =$	5.43 [mm]	freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente					
$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1+\psi_{21} \cdot k_{def}) =$		freccia finale totale per carico accidentale prevalente					
5.43 [mm]							
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) =$		freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali					
0.00 [mm]							
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1+k_{def}) =$		freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali					
0.00 [mm]							
$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) =$		freccia finale totale per carichi accidentali					
5.43 [mm]							
$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) =$		freccia finale totale					
16.29 [mm]							
$ u_{21,max,in} =$		freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale					
5.43 [mm]							

Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)

$ u_{21,max,in} = 5.43$	\leq	$l/300 = 17.67$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA
$ u_{2,fin} = 5.43$	\leq	$l/200 = 26.50$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA
$ u_{fin} = 16.29$	\leq	$l/250 = 21.20$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA



Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria

b =	200	[mm]
h =	280	[mm]
l =	4.05	[m]
l _{cor} =	4.05	[m]
classe di servizio:	1	
α =	0	[°]
β =	13	[°]

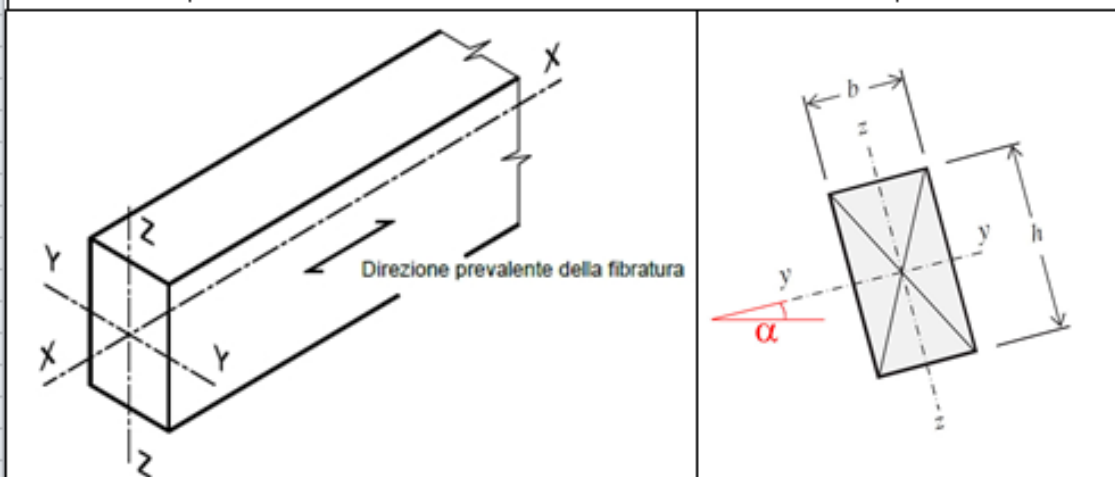
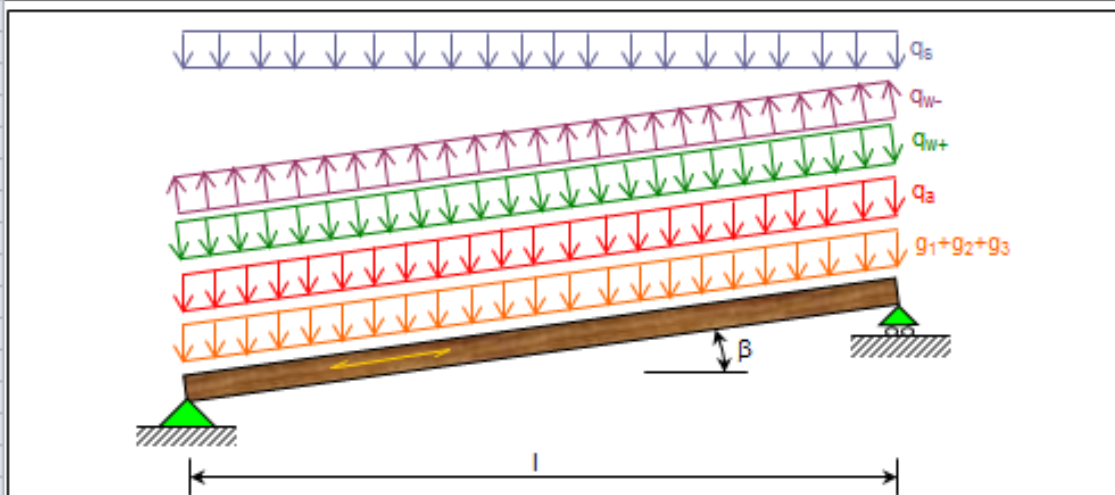
TORNA ALLA SCHERMATA
PRINCIPALE

Caratteristiche del materiale

tipologia:	massiccio	intagli agli appoggi	<input type="radio"/> SI <input checked="" type="radio"/> NO
classe:	C24		
ρ_k =	350	[kg/m ³]	k_v = 0.36
$f_{m,k}$ =	24.00	[N/mm ²]	k_{mod} = 0.9
$f_{v,k}$ =	4.00	[N/mm ²]	$k_{n,y}$ = 1.00
$E_{0,mean}$ =	11000	[N/mm ²]	$k_{n,z}$ = 1.00
$E_{0,05}$ =	7400	[N/mm ²]	k_{def} = 0.6
G_{mean} =	690	[N/mm ²]	$f_{m,y,d}$ = 14.40 [N/mm ²]
G_{05} =	464	[N/mm ²]	$f_{m,x,d}$ = 14.40 [N/mm ²]
			$f_{v,d}$ = 2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	56000	[mm ²]	I_y =	3.66E+08	[mm ⁴]	W_y =	2.61E+06	[mm ³]
I_{cor} =	5.23E+08	[mm ⁴]	I_z =	1.87E+08	[mm ⁴]	W_z =	1.87E+06	[mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.23 [kN/m]
$g_{2,k} =$	2.02 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)
(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)
(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	1.8 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w+,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w-,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	3.00	0.6	5.00	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	3.00	0.80	3.75	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.35	0.90	4.84	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.35	1.00	4.35	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w-,k}]$	3.00	1.00	3.00	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	5.70	0.90	6.34	ex
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	5.70	0.90	6.34	ex
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	5.70	1.00	5.70	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w-,k}]$	5.70	1.00	5.70	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w+,k}$	3.00	1.00	3.00	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.35	1.00	4.35	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.35	1.00	4.35	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	3.00	1.00	3.00	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w-,k}$	2.31	1.00	2.31	

(ex) = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 6.34$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito	momento flettente		taglio
$q_{y,d} =$	5.70 [kN/m]	$M_{E,y,d} = 11.69$ [kN·m]	$V_{E,y,d} = 11.25$ [kN]
$q_{z,d} =$	0.00 [kN/m]	$M_{E,z,d} = 0.00$ [kN·m]	$V_{E,z,d} = 0.00$ [kN]

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	498.95 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.35	$\sigma_{m,y,d} =$	4.47 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	190.93 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_m \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] = 0.31 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					
$k_m \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] = 0.22 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.30 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.00 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.30 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_v \cdot f_{vd})] = 0.34 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					



Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y =$	7.32 [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz					
$\alpha_x =$	3.73 [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy					
$f_{nt,y} =$	0.93 [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)					
$f_{nt,z} =$	0.00 [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)					
$f_{nt} =$	0.93 [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)					
$u_{1,in} =$	2.16 [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti					
$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1+k_{def}) =$	3.45 [mm]	freccia finale totale per carichi permanenti					
Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		freccie iniziali [mm]		freccie finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanent: $q_1 = g_{1,k} + g_{2,k} + g_{3,k}$	(⊕)	2.31	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.45
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$	(⊕)	1.80	0.00	1.68	0.00	1.68	5.13
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.45
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.45
(⊕) = carichi permanenti		$q_1 =$	2.31	[kN/m]			
(⊕) = carico accidentale prevalente		$q_{21} =$	1.80	[kN/m]			
(⊕) = rimanenti carichi accidentali		$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) =$	0.00	[kN/m]			
$u_{21,in} =$	1.68 [mm]	freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente					
$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1+\psi_{21} \cdot k_{def}) =$	1.68 [mm]	freccia finale totale per carico accidentale prevalente					
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) =$	0.00 [mm]	freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali					
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1+k_{def}) =$	0.00 [mm]	freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali					
$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) =$	1.68 [mm]	freccia finale totale per carichi accidentali					
$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) =$	5.13 [mm]	freccia finale totale					
$ u_{21,max,in} =$	1.68 [mm]	freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale					
Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)							
$ u_{21,max,in} =$	1.68	≤	$l/300 =$	13.50 [mm]	VERIFICA SODDISFATTA		
$ u_{2,fin} =$	1.68	≤	$l/200 =$	20.25 [mm]	VERIFICA SODDISFATTA		
$ u_{fin} =$	5.13	≤	$l/250 =$	16.20 [mm]	VERIFICA SODDISFATTA		

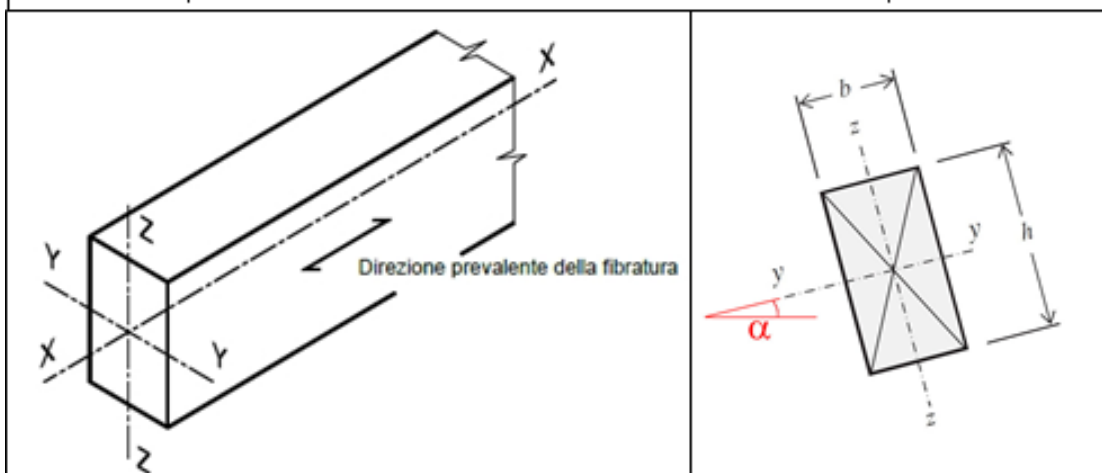
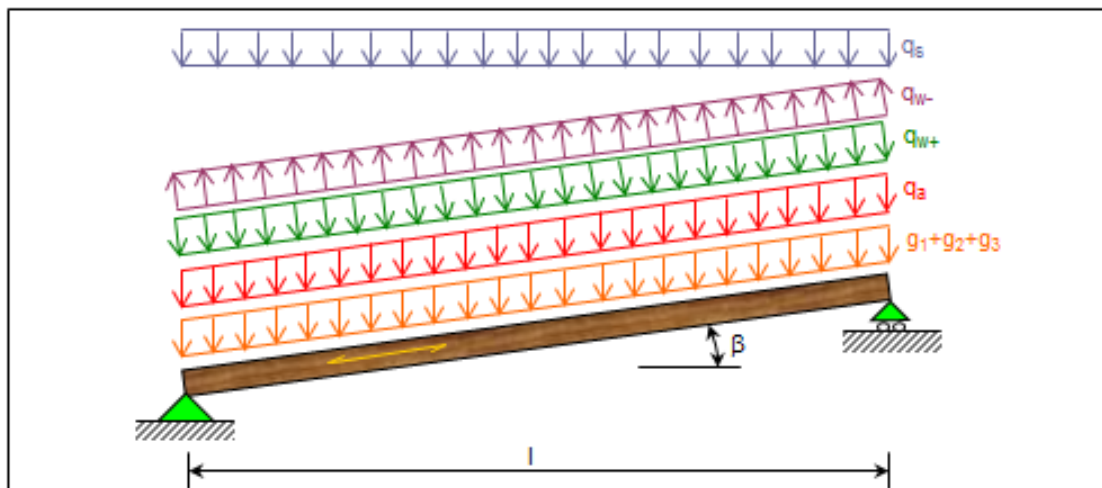


Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria		Caratteristiche del materiale		intagli agli appoggi	
b =	300 [mm]	tipologia:	massiccio	<input checked="" type="radio"/> SI <input type="radio"/> NO	
h =	400 [mm]	classe:	C24		
l =	7.5 [m]	$\rho_k =$	350 [kg/m ³]	$k_v =$	0.36
$l_{cor} =$	7.5 [m]	$f_{m,k} =$	24.00 [N/mm ²]	$k_{mod} =$	0.9
classe di servizio:	1	$f_{v,k} =$	4.00 [N/mm ²]	$k_{n,y} =$	1.00
$\alpha =$	0 [°]	$E_{0,mean} =$	11000 [N/mm ²]	$k_{n,z} =$	1.00
$\beta =$	13 [°]	$E_{0,05} =$	7400 [N/mm ²]	$k_{der} =$	0.6
TORNA ALLA SCHERMATA PRINCIPALE		$G_{mean} =$	690 [N/mm ²]	$f_{m,y,d} =$	14.40 [N/mm ²]
		$G_{05} =$	464 [N/mm ²]	$f_{m,z,d} =$	14.40 [N/mm ²]
				$f_{v,d} =$	2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	120000 [mm ²]	$I_y =$	1.60E+09 [mm ⁴]	$W_y =$	8.00E+06 [mm ³]
$I_{cor} =$	2.48E+09 [mm ⁴]	$I_z =$	9.00E+08 [mm ⁴]	$W_z =$	6.00E+06 [mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.49 [kN/m]
$g_{2,k} =$	2.02 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)

(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)

(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	1.8 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w+,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w-,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	3.35	0.6	5.59	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	3.35	0.80	4.19	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.70	0.90	5.23	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.70	1.00	4.70	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	3.35	1.00	3.35	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	6.05	0.90	6.73	ex
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	6.05	0.90	6.73	ex
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	6.05	1.00	6.05	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	6.05	1.00	6.05	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w+,k}$	3.35	1.00	3.35	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.70	1.00	4.70	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.70	1.00	4.70	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	3.35	1.00	3.35	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w-,k}$	2.58	1.00	2.58	

(ex) = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 6.73$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito	momento flettente		taglio	
$q_{y,d} =$	$M_{E,y,d} =$	42.57 [kN·m]	$V_{E,y,d} =$	22.12 [kN]
$q_{z,d} =$	$M_{E,z,d} =$	0.00 [kN·m]	$V_{E,z,d} =$	0.00 [kN]

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	1289.42 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.39	$\sigma_{m,y,d} =$	5.32 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	161.18 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_m \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] = 0.37 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					
$k_m \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] = 0.26 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.28 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.00 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.28 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_v \cdot f_{vd})] = 0.32 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					



Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y = 4.35$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz						
$\alpha_x = 2.45$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy						
$f_{ref,y} = 2.44$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$f_{ref,z} = 0.00$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$f_{ref} = 2.44$ [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$u_{1,in} = 6.30$ [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti						
$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1+k_{def}) = 10.09$ [mm]	freccia finale totale per carichi permanenti						
Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		frecce iniziali [mm]		frecce finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanenti: $q_1 = g_{1,k} + g_{2,k} + g_{3,k}$ (⊙)	2.58	-	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.09
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$ (⊙)	1.80	0.00	4.40	0.00	4.40	0.00	14.48
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.09
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w-k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.09
(⊙) = carichi permanenti		$q_1 = 2.58$ [kN/m]					
(⊙) = carico accidentale prevalente		$q_{21} = 1.80$ [kN/m]					
(⊙) = rimanenti carichi accidentali		$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) = 0.00$ [kN/m]					
$u_{21,in} = 4.40$ [mm]	freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente						
$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1+\psi_{21} \cdot k_{def}) = 4.40$ [mm]	freccia finale totale per carico accidentale prevalente						
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) = 0.00$ [mm]	freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali						
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1+k_{def}) = 0.00$ [mm]	freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali						
$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 4.40$ [mm]	freccia finale totale per carichi accidentali						
$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 14.48$ [mm]	freccia finale totale						
$ u_{21,max,in} = 4.40$ [mm]	freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale						
Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)							
$ u_{21,max,in} = 4.40 \leq l/300 = 25.00$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						
$ u_{2,fin} = 4.40 \leq l/200 = 37.50$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						
$ u_{fin} = 14.48 \leq l/250 = 30.00$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						

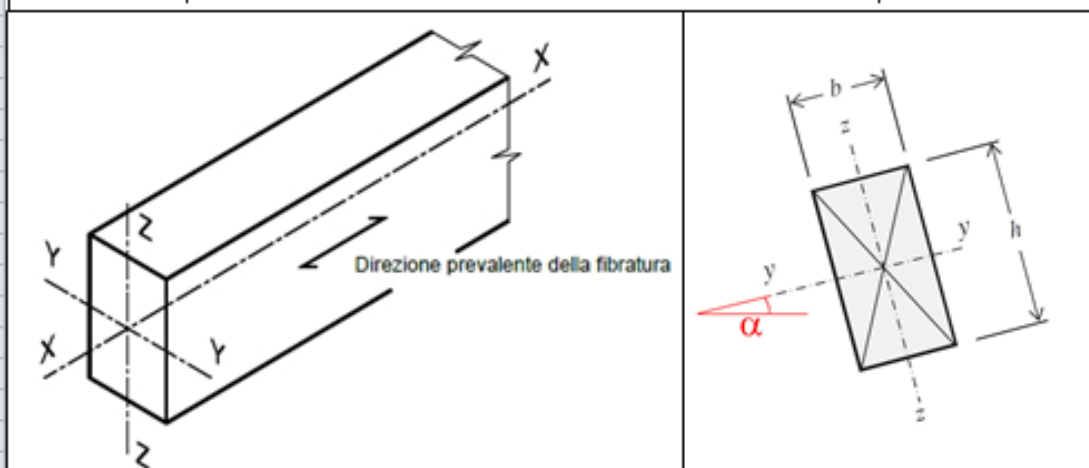
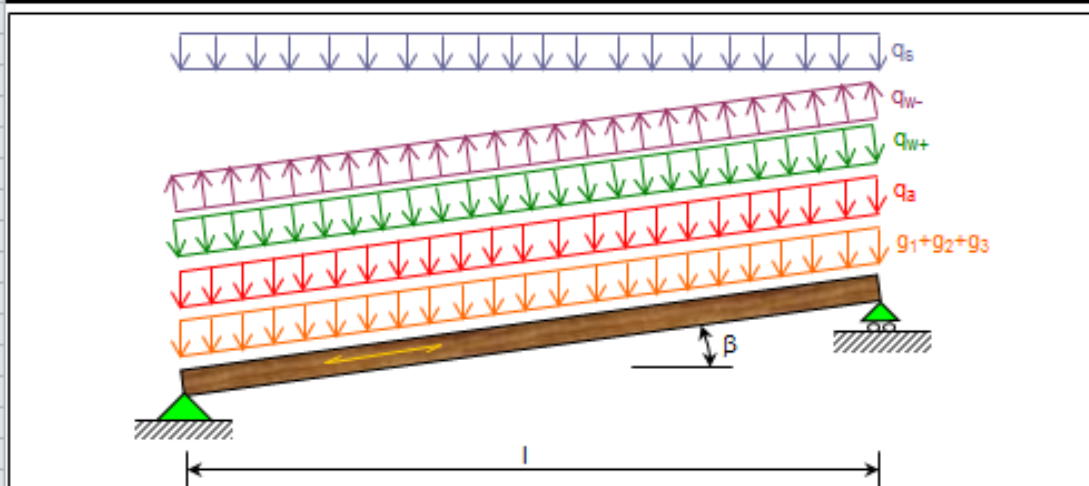


Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria		Caratteristiche del materiale		intagli agli appoggi	
b =	240 [mm]	tipologia:	massiccio	<input checked="" type="radio"/> SI <input type="radio"/> NO	
h =	360 [mm]	classe:	C24		
l =	7.6 [m]	$\rho_k =$	350 [kg/m ³]	$k_v =$	0.36
$l_{cor} =$	7.6 [m]	$f_{m,k} =$	24.00 [N/mm ²]	$k_{mod} =$	0.9
classe di servizio:	1	$f_{v,k} =$	4.00 [N/mm ²]	$k_{n,y} =$	1.00
$\alpha =$	0 [°]	$E_{0,mean} =$	11000 [N/mm ²]	$k_{n,z} =$	1.00
$\beta =$	0 [°]	$E_{0,05} =$	7400 [N/mm ²]	$k_{def} =$	0.6
TORNA ALLA SCHERMATA PRINCIPALE		$G_{mean} =$	690 [N/mm ²]	$f_{m,y,d} =$	14.40 [N/mm ²]
		$G_{05} =$	464 [N/mm ²]	$f_{m,z,d} =$	14.40 [N/mm ²]
				$f_{v,d} =$	2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	86400 [mm ²]	$I_y =$	9.33E+08 [mm ⁴]	$W_y =$	5.18E+06 [mm ³]
$I_{cor} =$	1.18E+09 [mm ⁴]	$I_z =$	4.15E+08 [mm ⁴]	$W_z =$	3.46E+06 [mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.36 [kN/m]
$g_{2,k} =$	1.87 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)

(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)

(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	1.68 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w+,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w-,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	2.89	0.6	4.82	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	2.89	0.80	3.62	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.15	0.90	4.62	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.15	1.00	4.15	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	2.89	1.00	2.89	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	5.41	0.90	6.02	e_1
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	5.41	0.90	6.02	e_1
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	5.41	1.00	5.41	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	5.41	1.00	5.41	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w+,k}$	2.89	1.00	2.89	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.15	1.00	4.15	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.15	1.00	4.15	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	2.89	1.00	2.89	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w-,k}$	2.23	1.00	2.23	

(e_1) = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 6.02$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito	momento flettente	taglio
$q_{y,d} =$	$M_{E,y,d} =$	$V_{E,y,d} =$
5.41 [kN/m]	39.09 [kN·m]	20.57 [kN]
$q_{z,d} =$	$M_{E,z,d} =$	$V_{E,z,d} =$
0.00 [kN/m]	0.00 [kN·m]	0.00 [kN]

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	596.73 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.46	$\sigma_{m,y,d} =$	7.54 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	115.11 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_{m1} \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.52 \leq 1 VERIFICA SODDISFATTA					
$k_{m1} \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] =$					
0.37 \leq 1 VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.36 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.00 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.36 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_v \cdot f_{vd})] =$					
0.41 \leq 1 VERIFICA SODDISFATTA					



Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y = 3.43$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz
$\alpha_x = 1.53$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy
$f_{ref,y} = 4.38$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)
$f_{ref,z} = 0.00$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)
$f_{ref} = 4.38$ [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)
$u_{1,in} = 9.74$ [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti

$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1 + k_{def}) = 15.59$ [mm] freccia finale totale per carichi permanenti

Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		freccie iniziali [mm]		freccie finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanenti: $q_1 = g_{1,k} + g_{2,k} + g_{3,k}$ (⊕)	2.23	-	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{a,k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.59
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$ (⊕)	1.68	0.00	7.35	0.00	7.35	0.00	22.94
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.59
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w-k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.59

(⊕) = carichi permanenti $q_1 = 2.23$ [kN/m]

(⊕) = carico accidentale prevalente $q_{21} = 1.68$ [kN/m]

(⊕) = rimanenti carichi accidentali $\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) = 0.00$ [kN/m]

$u_{21,in} = 7.35$ [mm] freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente

$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1 + \psi_{21} \cdot k_{def}) = 7.35$ [mm] freccia finale totale per carico accidentale prevalente

$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) = 0.00$ [mm] freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali

$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1 + k_{def}) = 0.00$ [mm] freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali

$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 7.35$ [mm] freccia finale totale per carichi accidentali

$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 22.94$ [mm] freccia finale totale

$|u_{21,max,in}| = 7.35$ [mm] freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale

Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)

$ u_{21,max,in} = 7.35 \leq l/300 = 25.33$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA
$ u_{2,fin} = 7.35 \leq l/200 = 38.00$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA
$ u_{fin} = 22.94 \leq l/250 = 30.40$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA

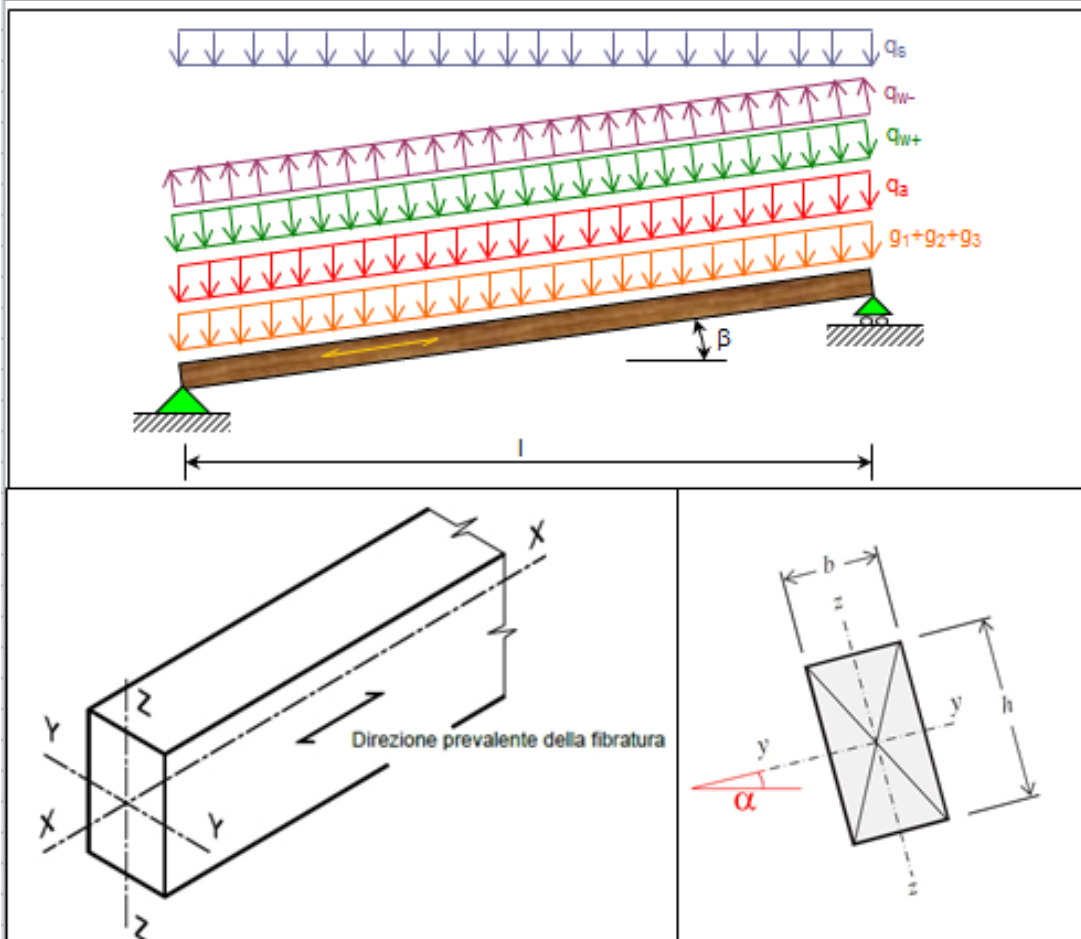


Verifica elementi in legno - Trave appoggiata

Geometria		Caratteristiche del materiale		intagli agli appoggi	
b =	240 [mm]	tipologia:	massiccio	<input type="radio"/> SI <input checked="" type="radio"/> NO	
h =	360 [mm]	classe:	C24		
l =	7.6 [m]	$\rho_k =$	350 [kg/m ³]	$k_v =$	0.36
$l_{hor} =$	7.6 [m]	$f_{m,k} =$	24.00 [N/mm ²]	$k_{mod} =$	0.9
classe di servizio:	1	$f_{v,k} =$	4.00 [N/mm ²]	$k_{n,y} =$	1.00
$\alpha =$	17 [°]	$E_{0,mean} =$	11000 [N/mm ²]	$k_{n,z} =$	1.00
$\beta =$	0 [°]	$E_{0,os} =$	7400 [N/mm ²]	$k_{def} =$	0.6
TORNA ALLA SCHERMATA PRINCIPALE		$G_{mean} =$	690 [N/mm ²]	$f_{m,y,d} =$	14.40 [N/mm ²]
		$G_{os} =$	464 [N/mm ²]	$f_{m,z,d} =$	14.40 [N/mm ²]
				$f_{v,d} =$	2.40 [N/mm ²]

Caratteristiche della sezione

A =	86400 [mm ²]	$I_y =$	9.33E+08 [mm ⁴]	$W_y =$	5.18E+06 [mm ³]
$I_{hor} =$	1.18E+09 [mm ⁴]	$I_z =$	4.15E+08 [mm ⁴]	$W_z =$	3.46E+06 [mm ³]





Carichi

carichi permanenti	
$g_{1,k} =$	0.36 [kN/m]
$g_{2,k} =$	1.87 [kN/m]
$g_{3,k} =$	0 [kN/m]
$k_{mod} =$	0.6

(peso proprio dell'elemento strutturale in legno)
(strutturali e non strutturali compiutamente definiti)
(non strutturali non compiutamente definiti)

carichi accidentali		ψ_0	ψ_2	durata	k_{mod}
variabili:	$q_{s,k} =$	0 [kN/m]	0	media	0.80
neve:	$q_{s,k} =$	1.68 [kN/m]	0.5	breve	0.90
vento+:	$q_{w+,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00
vento-:	$q_{w-,k} =$	0 [kN/m]	0.6	istantanea	1.00

Combinazioni di carico allo SLU

comb. n.	combinazione di progetto	q_d [kN/m]	k_{mod}	$ q_d /k_{mod}$	controllo
1	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k}$	2.89	0.6	4.82	
2	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	2.89	0.80	3.62	
3	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.15	0.90	4.62	
4	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.15	1.00	4.15	
5	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w-,k}]$	2.89	1.00	2.89	
6	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{s,k}$	5.41	0.90	6.02	et'
7	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	5.41	0.90	6.02	et'
8	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	5.41	1.00	5.41	
9	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{s,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w-,k}]$	5.41	1.00	5.41	
10	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot q_{w+,k}$	2.89	1.00	2.89	
11	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	4.15	1.00	4.15	
12	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k} + \psi_{0,w} \cdot q_{w+,k}]$	4.15	1.00	4.15	
13	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_{G2} \cdot g_{3,k} + \gamma_Q \cdot [q_{w+,k} + \psi_{0,s} \cdot q_{s,k}]$	2.89	1.00	2.89	
14	$\gamma_{G1} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + \gamma_Q \cdot q_{w-,k}$	2.23	1.00	2.23	

(et') = combinazione determinante allo SLU

$(|q_d|/k_{mod})_{max} = 6.02$ [kN/m]

Azioni allo SLU dovute alla combinazione determinante

carico distribuito	momento flettente	taglio
$q_{y,d} =$	$M_{E,y,d} =$	$V_{E,y,d} =$
5.18 [kN/m]	37.38 [kN·m]	19.67 [kN]
$q_{z,d} =$	$M_{E,z,d} =$	$V_{E,z,d} =$
1.58 [kN/m]	11.43 [kN·m]	6.01 [kN]

Verifica a flessione e di stabilità flessio-torsionale (§ 4.4.8.1.6 - § 4.4.8.2.1 NTC'08)

$M_{y,crit} =$	596.73 [kN·m]	$\lambda_{rel,m} =$	0.46	$\sigma_{m,y,d} =$	7.21 [N/mm ²]
$\sigma_{m,crit} =$	115.11 [N/mm ²]	$k_{crit,m} =$	1.00	$\sigma_{m,z,d} =$	3.31 [N/mm ²]
$[\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + k_m \cdot [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] = 0.66 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					
$k_m \cdot [\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} \cdot f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}] = 0.58 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					

Verifica a taglio (§ 4.4.8.1.9 NTC'08)

$\tau_{y,d} =$	0.34 [N/mm ²]	$\tau_{z,d} =$	0.10 [N/mm ²]	$\tau_d =$	0.36 [N/mm ²]
$[\tau_d/(k_v \cdot f_{vd})] = 0.41 \leq 1$ VERIFICA SODDISFATTA					



Calcolo delle deformazioni istantanee e finali (§ 6.4.1 CNR-DT 206/2007)

$\alpha_y = 3.43$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xz						
$\alpha_x = 1.53$ [%]	contributo tagliante per deformazione nel piano xy						
$f_{ref,y} = 4.19$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xz per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$f_{ref,z} = 2.83$ [mm]	freccia di riferimento nel piano xy per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$f_{ref} = 5.05$ [mm]	freccia di riferimento totale per carico unitario verticale (= 1 kN/m)						
$u_{1,in} = 11.24$ [mm]	freccia istantanea totale per carichi permanenti						
$u_{1,fin} = u_{1,in} \cdot (1+k_{def}) = 17.99$ [mm]	freccia finale totale per carichi permanenti						
Individuazione del carico accidentale prevalente ai fini del calcolo della freccia finale	carichi [kN/m]		frecce iniziali [mm]		frecce finali [mm]		
	q	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i})$	$u_{21,in}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in})$	$u_{21,fin}$	$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin})$	u_{fin}
permanenti: $q_1 = g_{1,k} + g_{2,k} + g_{3,k}$ (⊕)	2.23	-	-	-	-	-	-
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.99
accidentale prevalente: $q_2 = q_{s,k}$ (⊕)	1.68	0.00	8.49	0.00	8.49	0.00	26.48
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w+k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.99
accidentale prevalente: $q_2 = q_{w-k}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.99
(⊕) = carichi permanenti		$q_1 = 2.23$ [kN/m]					
(⊕) = carico accidentale prevalente		$q_{21} = 1.68$ [kN/m]					
(⊕) = rimanenti carichi accidentali		$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot q_{2i}) = 0.00$ [kN/m]					
$u_{21,in} = 8.49$ [mm]	freccia istantanea totale per il carico accidentale prevalente						
$u_{21,fin} = u_{21,in} \cdot (1+\psi_{21} \cdot k_{def}) = 8.49$ [mm]	freccia finale totale per carico accidentale prevalente						
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) = 0.00$ [mm]	freccia istantanea totale per rimanenti carichi accidentali						
$\Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,in}) \cdot (1+k_{def}) = 0.00$ [mm]	freccia finale totale per rimanenti carichi accidentali						
$u_{2,fin} = u_{21,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 8.49$ [mm]	freccia finale totale per carichi accidentali						
$u_{fin} = u_{1,fin} + u_{2,fin} + \Sigma_i(\psi_{2i} \cdot u_{21,fin}) = 26.48$ [mm]	freccia finale totale						
$ u_{21,max,in} = 8.49$ [mm]	freccia istantanea totale per il massimo carico accidentale						
Verifiche di deformabilità allo SLE (§ 4.4.7 NTC'08 - § 6.4.3 CNR-DT 206/2007)							
$ u_{21,max,in} = 8.49 \leq l/300 = 25.33$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						
$ u_{2,fin} = 8.49 \leq l/200 = 38.00$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						
$ u_{fin} = 26.48 \leq l/250 = 30.40$ [mm]	VERIFICA SODDISFATTA						



15.047 - CASTREZZATO - SCUOLA ELEMENTARE

SOSTITUZIONE TETTO/COBERTURA

09/02/17

Peso proprio $G_1 + G_2 = 150 \text{ kg/m}^2$

LEGNO MASSEVO C24

Carico variabile $Q = 120 \text{ kg/m}^2$

$E = 11000 \text{ MPa}$ $f_{m4} = 24 \text{ MPa}$

RIFACIMENTO DEL TETTO COME PRECEDENTE COSTITUITO DA CARPANTE, TERZERE, TRAVI DI DISPUNTO, TRAVE DI COTTO E TRAVETTI

• TRAVETTI $A_{mf} = 0,6 \text{ m}$ $l_{max} = 3,2 \text{ m}$ $f \leq 9/300$

$$P_{SE} = (150 + 120) \cdot 0,6 = 162 \text{ kg/m}$$

$$J \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{P_{SE}^3}{E} = \frac{1500}{384} \cdot \frac{162^3 \cdot 320^3}{110000} = 1885 \text{ cm}^4$$

$$P_{SW} = (1,3 \cdot 150 + 1,5 \cdot 120) \cdot 0,6 = 225 \text{ kg/m}$$

$$b = 12 \rightarrow h \geq 12,35 \quad 12 \times 14 \text{ cm}$$

Vi è un travetto con luce maggiore $\rightarrow l = 5,20 \text{ m}$

$$J \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{162 \cdot 520^3}{110000} = 8088 \text{ cm}^4 \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{8088 \cdot 12}{12}} = 20 \text{ cm}$$

$$J = \frac{bh^3}{12} \quad h = 12 \text{ cm}$$

$$12 \times 16$$

• TRAVE TERZERA 1 (BLOCCA COTTI) (LATERALE)

$$A_{mf} = 1,70 \text{ m}$$



$$P_{SE} = 162 \cdot 53 = 1200 \text{ kg}$$

$$P_{SE} = (150 + 120) \cdot 1,7 = 460 \text{ kg/m}$$

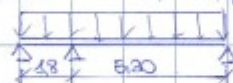
$$P_{SW} = (1,3 \cdot 150 + 1,5 \cdot 120) \cdot 1,7 = 640 \text{ kg/m}$$

$$J \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{460 \cdot 530^3}{110000} = 24320 \text{ cm}^4$$

$$b = 20$$

$$h \geq 24,4 \text{ cm} \quad h = 26 \text{ cm}$$

Se considero trave a appoggi



$$f_{max} =$$

(BLOCCA LATERALE)

• TRAVE AL COTTO \rightarrow come trave terza

$$20 \times 28$$

$$A_{mf} = 1,70 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 26 \text{ cm}$$

• CARPANTE DISPUNTO \sim inclinazione $\rightarrow \theta = \arctan\left(\frac{1,5}{4,05}\right) = 13^\circ$

$$A_{mf} = 1,5 \text{ m}$$



$$J \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{P_{SE}^3}{E} = \frac{1500}{384} \cdot \frac{150^3 \cdot 480^3}{110000} = 15910 \text{ cm}^4$$

$$P_{SE} = (270) \cdot 1,5 = 405 \text{ kg/m} \cdot 2 = 810 \text{ kg/m}$$

$$P_{SW} = (1,3 \cdot 150 + 1,2 \cdot 120) \cdot 1,5 = 510 \text{ kg/m} \cdot 2 = 1020$$

$$b = 20$$

$$h \geq 21 \text{ cm}$$

$$h = 26 \text{ cm}$$

TRAVE DISPUNTO $l = 7,50 \text{ m}$

$$J \geq \frac{1500}{384} \cdot \frac{810 \cdot 750^3}{110000} = 60675 \text{ cm}^4$$

$$30 \times 30 \text{ cm}$$

• CARPANTE 1



$$Q = 1200 \text{ kg}$$

$$N_{p1} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = F_{C1} = 0$$

$$N_{p2} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = F_{C2} = \frac{Q}{\sin \alpha}$$

$$F_{C1} = 1200 \cdot \frac{1}{\sin 13^\circ} = 3930 \text{ kg}$$

$$N_{p1} = \frac{1200}{2} \cdot \frac{1}{\sin 13^\circ} = 2052 \text{ kg}$$

$$N_{p2} = \frac{1200}{2} \cdot \frac{1}{\sin 13^\circ} = 4104 \text{ kg}$$

$$N_p = 2052 + 4104 = 6160 \text{ kg} \rightarrow \text{PANTONE}$$


$T_C = 3930 \text{ kg} \rightarrow \text{CARENA}$

$$\text{maximize } \text{fmax}_{\text{prune}} = \frac{p^3}{8E} \rightarrow J$$

Puntome sottoposto a compressione

$$N_p = 6160 \text{ kg} \rightarrow \rho_{\text{res}} = 85 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 8730 \text{ kg} \rightarrow \sigma_{t,0} = 85 \text{ kg/cm}^2$$



$$N_{max} = \frac{p^2}{4} = 1785 \text{ kg}$$

$$T_{max} = \frac{Q}{2} =$$

$$\frac{0.595^2}{48} = 81 \text{ cm}$$

$$N_p^{SW} = 8850 \text{ kg}$$

$$T_{TC}^{SW} = 5565 \text{ kg}$$

$$M = 1615$$

$$T^{SW} = 850$$

$A = N/5 = \frac{6160}{85} = 72,4 \Rightarrow$ SEZIONE
 $A = 46,23 \text{ cm}^2$ MONACO
 CENTRALE (EDIFICIO) PUNTO NE
 CATENA
 20x28 cm

- CONSIDERO CARRIATA PIÙ GRANDE (CORPO CENTRALE EDIFICIO)

$$Q = R_1 + R_2 \rightarrow \text{dove } R_1 \Rightarrow \text{TERZERA}_1 \in R_2 \Rightarrow \text{TERZERA}_2$$

THEOREM 1 $\rightarrow \rho = 4,50 \text{ mm}$ $\rho_{SE} = (150+120) \cdot 2,8 = 756 \text{ kg/m}$ $R_1 = 1701 \text{ kg}$

$$\rightarrow A_{mf} = 1,20 + 1,6 = 2,8 \quad P_{SW} = (13,50 + 1,5 \cdot 120) \cdot 2,8 = 1050 \text{ kg/cm} \quad R_1^{SW} = 2365 \text{ kg}$$

TEPZGRA 2 $\rightarrow t = 3,0 \text{ m}$ $f_{SE} = (270) \cdot 2,4 = 650 \text{ kg/m}$ $R_2 = 915 \text{ kg}$

$L \rightarrow A_{\text{unf}} = 2,4 \text{ m}$ $F_{\text{slu}} = (1,3 \cdot 150 + 1,5 \cdot 20) \cdot 2,4 = 900 \text{ kg/m}$ $R_{\text{L}}^{\text{slu}} = 1350 \text{ kg}$

conten - $e = 4,50 \text{ m}$ $f_{LE} = (270) \cdot 3,2 = 865 \text{ kg/m}$ $R_d^{SE} = 1950 \text{ kg}$


$$\rightarrow A_{\text{umf}} = 3,2 \text{ m} \quad f_{\text{su}} = (375) \cdot 3,2 = 1200 \text{ kg/m} \quad R_{\text{d}}^{\text{su}} = 2400 \text{ kg}$$

Carica su propria per terra $\rightarrow Q_{\text{TE}}^{\text{STE}} = 1701 + 995 = 2696 \text{ kg} \approx 2680 \text{ kg}$

$$Q_{su} = 2365 + 1350 = 3715 \text{ kg}$$

Considero copulata caricata da 2 persone anche un colmer

$$N_p = \frac{Q}{2.44 \times 10^{-4}} = \frac{2680}{2.44 \times 10^{-4}} = 4586 \text{ kg} \quad ? N_p = 13455 \text{ kg}^{\text{SRE}}$$



$$N_{p2} = \frac{20000 \times 0.8}{\sin 60^\circ} = \frac{20000}{\frac{\sqrt{3}}{2}} = 9700 \text{ kg}$$

$$F_C = \frac{Q}{\tan 15^\circ} = \frac{2600}{\tan 15^\circ} = 8670 \text{ lb}$$

$N_p = 19060 \text{ kg}$
 $N_{\text{pump}} = 5530 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\rightarrow F_c = 12155 \text{ kg} \quad T_{\text{pump}}^{\text{sw}} = 1900 \text{ kg}$$

PRFCA SEGUITA COM TOSUO D. CALDO EXCEL

CONGRUO COLO E TERZERA, corpo centrale esterno \rightarrow luce maggiore

$$A_{imp} = 1,40 \quad p_{SE} = 240 \cdot 1,4 = 336 \text{ kg/m} \quad p_{SW} = 375 \cdot 1,4 = 525 \text{ kg/m}$$

$$P_{\max} = 4.60 \text{ m} \rightarrow J \geq \frac{1500}{20.1} \frac{3.7 \cdot 4.60^3}{8} = 57677 \text{ cm}^4 \rightarrow b = 20 \quad h \geq 32.58 \text{ cm}$$

INDEFINITIVA

TRANETIN $\rightarrow 42 \times 16$ cm

584 110000

BLOCCO CENTRALE → 20×28 TERZERA e conto; 40×40 DISRUIVO; 30×30 CARPIATA; 20×28 DISRUIVO COMITO

BLOCCO CENTRALE LATERALE → 24×36 TERZERA e conto; 20×28 DISRUIVO; 30×30 CARPIATA

BLOCCO LATERALE → 20×28 TERZERA, COMITO e DISRUIVO; 30×30 CARPIATA