



COMUNE DI TERNI
DIREZIONE LAVORI PUBBLICI - MANUTENZIONI

NUOVO TEATRO COMUNALE "GIUSEPPE VERDI"

CONCORSO DI PROGETTAZIONE
a procedura aperta in due gradi in modalità informatica
CUP - F42D11001320006 CIG 8240510BF7 NUTS - ITI22



ELABORATO	RESTAURO DEL PRONAO
RES_PRO	



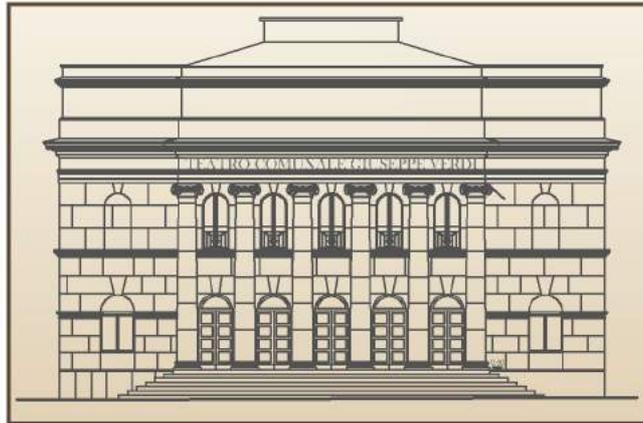
**CNA
PPC** CONSIGLIO NAZIONALE
DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI
PAESAGGISTI
E CONSERVATORI



ORDINE DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E CONSERVATORI
DELLA PROVINCIA DI TERNI

COMUNE DI TERNI

OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL PRONAO DEL TEATRO COMUNALE GIUSEPPE VERDI DI TERNI



COMMITTENTE: COC.BE.C. S.C.R.L.

PROPRIETA': COMUNE DI TERNI

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

TAVOLA:

S004

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SUI MATERIALI E SULLE DOSATURE

FILE: Roberta Damiani/Lavoro 2011/Coo.Be.C scri/Progetto strutturale/Disegni/Tav.S004.dwg

REV:	DATA:	OGGETTO:
0	Marzo 2011	1° emissione

PROGETTISTI:

Dott. Ing. ANDREA GIANNANTONI

Dott. Ing. LAURA LUDOVISI

COLLABORATORI:

ROBERTA DAMIANI

SERVIZI DI INGEGNERIA s.r.l.
ANDREA GIANNANTONI
FABRIZIO MENGHINI
Società di Ingegneria

VIA DELLE INDUSTRIE, 54 - 06037 FOLIGNO (PG) - Tel 0742 +39 35 64/5; Fax 0742 39 11 95

e mail: studio @ serviziidingegneria. com - web site: www.serviziidingegneria.com

COMUNE DI TERNI

“ Opere per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi di Terni “

Committente: Coo.Be.C. s.c.r.l.

Proprietà: Comune di Terni

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

INDICE

INDICE	1
RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA	2
1. Oggetto	2
2. Descrizione dello stato attuale	2
3. Descrizione degli interventi strutturali	4
RELAZIONE DI CALCOLO	6
1. Oggetto	6
2. Premessa	6
3. Materiali	6
4. Normative di riferimento	6
5. Analisi dei carichi	8
6. Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali	10
RELAZIONE SU MATERIALI E DOSATURE	33
1. Oggetto	33
2. Materiali	33

COMUNE DI TERNI

“ Opere per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi di Terni “

Committente: Coo.Be.C. s.c.r.l.

Proprietà: Comune di Terni

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto degli interventi strutturali per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi del comune di Terni, di proprietà del comune medesimo e il cui committente è la Coo.Be.C. s.c.r.l..

2. Descrizione dello stato attuale

Il Pronao del Teatro G.Verdi risulta costituito da sei colonne in muratura di 80 cm di diametro alla base, che si innalzano per circa 7.30 m di altezza terminando con un capitello di ordine ionico.

Una trabeazione principale superiore collega la sommità delle sei colonne che sono, al tempo stesso, collegate al corpo principale del teatro mediante sei travi secondarie in direzione trasversale.



Immagini del Pronao del Teatro G.Verdi di Terni

La copertura orizzontale del pronao è costituita da cinque plafonature intonacate con struttura in legno ed incanniccato, realizzate nei riquadri tra le trabeazioni.



Plafone: vista dell'intradosso e dall'estradosso

A copertura di queste controsoffittature ritroviamo nella parte sommitale del pronao una falda in legno e tavolato con manto di copertura in tegol-coppi.



Copertura in legno e tavolato: vista dell'intradosso e dall'estradosso

A causa di una infiltrazione di acque meteoriche a livello della copertura in corrispondenza del lato sinistro del pronao, si è verificato un crollo quasi totale dell'incannucciato del plafone sottostante.



Plafone in incannucciato crollato

3. Descrizione degli interventi strutturali

Nel presente paragrafo sono descritte dettagliatamente le tipologie di intervento per ogni elemento oggetto della messa in sicurezza e del recupero strutturale.

Ricostruzione del plafone crollato

Si prevede la ricostruzione del plafone crollato (il primo a sinistra sul prospetto del pronao) mediante l'inserimento di una struttura in legno e lamiera portaintonaco tipo "nervometal".

I travetti lignei esistenti vengono sostituiti da sette nuovi elementi in legno di castagno, aventi sezione 8x8 cm e disposti ad un interasse di circa 27 cm. L'appoggio di tali elementi portanti alle murature viene garantito dall'inserimento alle estremità di due angolari metallici 60x60x8 mm, al di sopra dei quali si fissano i travetti lignei. L'ancoraggio dei profili ad L alle pareti murarie è costituito da barre M12 inserite, ad un passo di 40 cm, in perfori $\phi 14$ lunghi 30cm e iniettati con resine epossidiche.

La fedele ricostruzione della plafonatura si conclude con l'applicazione all'intradosso della rete nervata porta intonaco "nervometal", estremamente leggera e facilmente sagomabile e con la stesura dello strato di intonaco e degli stucchi necessari.

Consolidamento delle plafonature esistenti in legno e camorcanna con nastri in fibra di vetro

Il consolidamento dei controsoffitti esistenti in legno ed incanniccato viene realizzato con l'applicazione di nastri in materiale composito fibrorinforzato GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). All'intradosso del plafone in camorcanna, si dispongono due nastri in fibra di vetro unidirezionale ($\gamma = 300$ g/m²) lungo le diagonali e un terzo nastro, della stessa tipologia, passante in mezzzeria in direzione parallela al lato maggiore del plafone, perpendicolare alle orditure lignee esistenti.

L'applicazione dei nastri in composito di larghezza pari a 10 cm e spessore $s=0.114$ mm deve essere preceduta da una adeguata preparazione del supporto. Si deve, innanzitutto, provvedere alla creazione di una pista regolarizzata eliminando lo strato di intonaco superficiale esistente, applicando il primer e la resina epossidica per l'incollaggio delle fibre.

Il fissaggio dei nastri GFRP alle murature perimetrali viene garantito dall'inserimento, in corrispondenza di ciascuna estremità, di due connettori $\phi 6$ in fibra aramidica di lunghezza pari a 30 cm, inseriti in perfori $\phi 8$ e iniettati con resine epossidiche.

La tipologia intradossale dell'intervento rende necessario un fissaggio diffuso dei nastri alla struttura lignea sovrastante per evitare distacchi del rinforzo per l'insorgere di spinte a vuoto. Pertanto si dispongono chiodature in fibra di aramide in corrispondenza delle zone di sovrapposizione tra le fibre e i travetti lignei soprastanti. Tali chiodature sono realizzate con trefoli in aramide $\phi 6$ di lunghezza pari a 12 cm, inseriti in fori $\phi 8$ e iniettati con resine epossidiche. Per concludere l'intervento le estremità esterne dei trefoli in aramide costituite da filamenti liberi verranno fissate al nastro con resine epossidiche.

Passerella per ispezione in acciaio e grigliato tipo "keller"

Al di sopra delle cinque plafonature, ad una distanza da esse di circa 50 cm, si inserisce una passerella pedonale necessaria per l'ispezione e la manutenzione delle stesse.

La struttura portante viene realizzata in elementi metallici tipo IPE120 disposti ad interasse di circa

115 cm, saldati alle estremità a profili metallici tipo UPN120 ancorati a loro volta alle muratura mediante barre M16 inserite, ad un passo di 50 cm, in perfori $\phi 18$ lunghi 50 cm e iniettati con resine epossidiche. L'orizzontamento della passerella è costituito da un grigliato tipo "keller" di altezza $h=25\text{mm}$, leggero e facilmente rimovibile in fase di manutenzione delle strutture in incanniccio sottostanti.

Nuovo solaio di copertura in acciaio e tavolato

Il rifacimento del solaio di copertura viene realizzato con una struttura estremamente leggera in acciaio e tavolato e mantiene la medesima conformazione geometrica del solaio pre-esistente in legno e tavolato. Le travi principali (puntoni e diagonali) sono costituite da profili tipo IPE160 disposti ad interasse di 80 cm, al di sopra dei quali si dispone un tavolato di castagno in doppio strato incrociato con maschiature sui lati lunghi di spessore complessivo pari a 3+3 cm. Al di sopra delle tavole si stende un telo impermeabilizzante ed infine il manto di copertura in tegol-coppi di laterizio.

La cordolatura sommitale, necessaria per contrastare le eventuali spinte della copertura, è realizzata con un piatto metallico 300x10 mm ancorato alle murature sottostanti mediante barre $\phi 14$ di lunghezza pari a 105/135 cm, disposte a quinconce ogni 50 cm in perfori $\phi 18$ iniettati con malte antiritiro. In corrispondenza del muro di confine tra il pronao e il corpo principale del teatro, non essendo possibile inserire il piatto di cordolatura in quanto la parete prosegue oltre il livello della copertura, si prevede un tratto di cordolo realizzato con un profilo UPN160 ancorato lateralmente alla muratura mediante barre M16 inserite, ad un passo di 50 cm, in perfori $\phi 18$ lunghi 50 cm e iniettati con resine epossidiche. Tale UPN deve essere solidarizzato al piatto metallico mediante saldature alle estremità.

COMUNE DI TERNI

“ Opere per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi di Terni “

Committente: Coo.Be.C. s.c.r.l.

Proprietà: Comune di Terni

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto degli interventi strutturali per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi del comune di Terni, di proprietà del comune medesimo e il cui committente è la Coo.Be.C. s.c.r.l..

2. Premessa

Nella presente relazione di calcolo si illustra il dimensionamento e la verifica di ciascun elemento strutturale interessato dalla messa in sicurezza.

Gli elementi sono stati analizzati e calcolati con schemi semplificati coerentemente con la normativa presa a riferimento (NTC 2008) e pertanto il metodo di verifica adottato è quello degli stati limite.

3. Materiali

Per la realizzazione delle strutture di progetto si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali:

- a) Acciaio per carpenteria metallica: Acciaio tipo S235
- b) Acciaio per saldature: Acciaio tipo S235
- c) Acciaio per le barre filettate dei perfori armati: Bulloni classe 5.6
- d) Nastri in fibra di vetro unidirezionale $\gamma = 300\text{kg/m}^2$
- e) Barra in fibra di aramide unidirezionale $\gamma = 4600\text{ kg/m}^2$
- f) Malta antiritiro per iniezioni dei perfori
- g) Resine epossidiche bicomponenti per ancoraggi e per applicazione fibre
- h) Legno di castagno di provenienza Italia (o equivalente) per nuovo plafone e per tavolato di copertura.

4. Normative di riferimento

Il calcolo degli elementi strutturali verrà eseguito nel rispetto delle nuove normative attualmente in vigore riguardanti il calcolo delle strutture e le indagini sui terreni adottando il metodo degli Stati Limite.

Si riporta qui di seguito la normativa di riferimento, in particolare la legge quadro e gli aggiornamenti successivi fino alle più recenti disposizioni.

- L. 12/2/1974 N°64: "Regolamento sismico italiano e successive modifiche"
- L. 5 /11/1971 N°1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 14/01/2008 Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare esplicativa N°617 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008".
- CNR-DT 206/2007: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Legno"
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni del 12 Ottobre 2007.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008).
- "Linee guida per la progettazione, il rinforzo ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP"

5. Analisi dei carichi

Calcolo del carico neve

Si riporta il calcolo del carico neve ai sensi del DM 2008:

Comune di Terni

- Zona III

- Quota altimetrica del sito $a_s = 136$ m s.l.m.

Carico neve sulla copertura: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 0.60 \cdot 1 \cdot 1 = 0.48 \text{ kN/m}^2 \approx 0.50 \text{ kN/m}^2$

dove:

$\mu_i = 0.8$ (coefficiente di forma della copertura)

$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$ per $a_s < 200$ m

(valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni)

$C_E = 1$ (coefficiente di esposizione)

$C_t = 1$ (coefficiente termico)

Nuova plafonatura in acciaio, legno e nervometal

- profili metallici (L 60x60x8mm)	10	kg/m ²	
- travetti lignei (8x8 cm)	10	=	
- nervometal	5	=	
- intonaco	40	=	
carico permanente			$G_{(1+2)} = 65 \text{ kg/m}^2$

Plafonatura esistente in legno e camorcanna

- travetti lignei esistenti	10	kg/m ²	
- camorcanna	10	=	
- intonaco	40	=	
carico permanente			$G_{(1+2)} = 60 \text{ kg/m}^2$

Passerella per ispezione in acciaio e grigliato

- profili metallici (UPN120)	20	kg/m ²	
- grigliato tipo keller	30	=	
carico permanente			$G_{(1+2)} = 50 \text{ kg/m}^2$
carico accidentale (manutenzione)	Q = 50	=	

Nuovo solaio di copertura in acciaio e tavolato

- profili metallici (IPE160)	20 kg/m ²
- doppio tavolato incrociato (s=3+3cm)	48 =
- impermeabilizzante	5 =
- manto di copertura in coppi	80 =

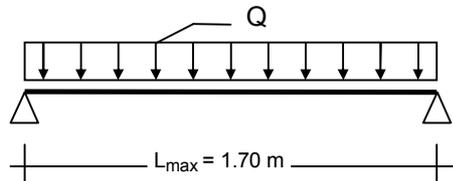
carico permanente	$G_{(1+2)} = 153 \text{ kg/m}^2$
carico accidentale (neve)	Q = 50 =

6. Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

6.1 Ricostruzione del plafone crollato

6.1.1 Verifica dei nuovi travetti lignei

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 45 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un'area di influenza di interasse pari a 0.3 metri:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 = 1.3 \times 10 + 1.5 \times 45 = 80.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} i = 24.15 \text{ kg/m}$$

$$T_{max} = Q L/2 = 20.53 \text{ kg}$$

$$M_{max} = Q L^2/8 = 8.72 \text{ kgm}$$

Sezione di verifica :

Sezione 8 × 8 cm

$$A = 64 \text{ cm}^2;$$

$$W = 85 \text{ cm}^3$$

$$J = 341 \text{ cm}^4$$

$$S = 64 \text{ cm}^3$$

Verifica di resistenza (SLU):

$$f_{myd} = k_{mod} f_{myk} / \gamma_m = 0.80 \times 280 / 1.5 = 149.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = M/W = 872/85 = 10.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{myd} / \sigma = 14.55 \gg 1$$

$$f_{vd} = k_{mod} f_{vk} / \gamma_m = 0.80 \times 20 / 1.5 = 10.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = T \cdot S / (J \cdot b) = 20.53 \times 64 / (341 \times 8) = 0.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} / \tau = 22.2 \gg 1$$

Verifica di instabilità:

Si verifica ora l'instabilità di trave secondo quanto previsto al par. 4.4.8.2.1 del DM2008:

$$\sigma_{crit m} = M_y \text{ crit} / W_y = \pi \sqrt{(E_{0.05} I_z G_{0.05} I_{tor}) / (L_{ef} W_y)} =$$

$$= \pi \sqrt{(80000 \times 341 \times 6300 \times 1365) / (153 \times 85)} = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

dove:

$$E_{0.05} = 80000$$

$$I_z = (B \times H^3) / 12 = 341 \text{ cm}^4$$

$$G_{0.05} = 6300$$

$$I_{\text{tor}} = BxH^3/3 = 1365 \text{ cm}^4$$

$$L_{\text{ef}} = 0.9xL = 153 \text{ cm}$$

$$W_y = BxH^2/6 = 85 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_{\text{rel m}} = \sqrt{(f_{\text{mk}}/\sigma_{\text{m crit}})} = 0.275 < 0.75 \rightarrow K_{\text{crit m}} = 1.00$$

$$\sigma_{\text{md}} / (K_{\text{crit m}} \cdot f_{\text{md}}) = 10.26/149.3 = 0.068 < 1$$

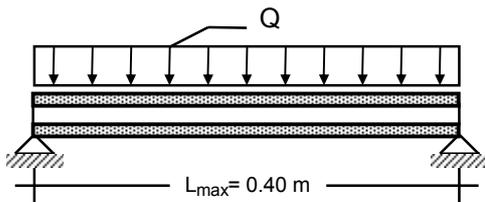
Verifica di deformabilità (SLE):

Non essendo previsti carichi accidentali si procede alla verifica di deformabilità considerando solo l'effetto dovuto ai carichi permanenti pari a $G = (G_1+G_2) \cdot i = (10+45) \cdot 0.30 = 16.50 \text{ kg/m}$:

$$U_{\text{fin}} = 5/384 \times G \cdot L^4/EJ = 5/384 \times 16.50 \times 10^{-2} \times 170^4/(110000 \times 341) = 0.0478 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = L/300 = 0.56 \text{ cm}$$

6.1.2 Verifica dell'angolare metallico per l'appoggio dei travetti lignei

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 55 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un interasse massimo di 0.85 m.

$$Q_{\text{SLU}} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 = 1.3 \cdot 10 + 1.5 \cdot 55 = 95.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{\text{SLU}} \cdot i = 95.5 \times 0.85 = 81.2 \text{ kg/m}$$

$$L_{\text{max}} = 0.40 \text{ m}$$

Sollecitazioni:

$$T_{\text{max}} = Q \cdot L/2 = 16.24 \text{ kg}$$

$$M_{\text{max}} = Q \cdot L^2/8 = 1.624 \text{ kgm}$$

Sezione di verifica:

L 60x60x8mm

$$- W_x = 6.89 \text{ cm}^3$$

$$- J_x = 29.2 \text{ cm}^4$$

$$- t_w = 0.8 \text{ cm}$$

$$- A_v = 4.8 \text{ cm}^2$$

(per la resistenza a taglio si considera solo il lato verticale)

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{6.89 \cdot 2350}{1.05} = 154.2 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow M_R > M_{Soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{4.8 \cdot 2350}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 6202 \text{ kg} \rightarrow T_R > T_{Soll}$$

Verifica di deformabilità:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{SLE} \cdot L^4}{E \cdot J} = 0.0003 \text{ cm} < f_{\text{amm}} = \frac{L}{300} = 0.13 \text{ cm}$$

in cui:

$$Q_{SLE} = (G1 + G2) \cdot i = (10 + 55) \cdot 0.85 = 55.25 \text{ kg/m}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

6.1.3 Verifica degli ancoraggi dell'angolare metallico alla muratura

Le barre M12, necessarie per l'ancoraggio del profilo ad L alla muratura, sono inserite in perfori $\phi 14$ di lunghezza pari a 30 cm disposti ad un passo di 40 cm.

Ciascuna barra è soggetta ad una sollecitazione di taglio pari a:

$$T_{ed} = Q_{SLU} \cdot i \cdot L = 95.5 \cdot 0.85 \cdot 0.40 = 32.50 \text{ kg}$$

dove: $i = 1.70 \text{ m} / 2 = 0.85 \text{ m}$ (interasse di competenza di ciascun angolare)

$$L = 0.40 \text{ m (passo delle barre M12)}$$

6.1.3.a) Verifica a taglio delle barre M12

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 2120 \cdot 0.84 / 1.25 = 854.8 \text{ kg}$$

dove: $f_{tb} = 2120 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza di progetto a taglio per bulloni classe 5.6)

$$A_{res} = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ (area resistente delle barre M12)}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \text{ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)}$$

La verifica è soddisfatta essendo $F_{v,Rd} = 854.8 \text{ kg} > T_{ed} = 32.50 \text{ kg}$

6.1.3.b) Verifica a rifollamento dell'angolare metallico 60x60x8mm

Resistenza di calcolo a rifollamento del profilo metallico:

$$F_{b,Rd} = f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2350 \cdot 1.2 \cdot 0.8 / 1.25 = 1804.8 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 2350 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a rottura dell'acciaio S235)

$d = 1.2 \text{ cm}$ (diametro nominale del gambo del bullone)

$t = 0.8 \text{ cm}$ (spessore del profilo collegato)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{b,Rd} = 1804.8 \text{ kg} > T_{ed} = 32.50 \text{ kg}$

6.1.3.c) Verifica a rifollamento della muratura

Non essendo disponibili informazioni accurate sulle caratteristiche meccaniche della muratura, il livello di conoscenza raggiunto è LC1 *Conoscenza limitata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1.35$.

Sulla base del rilievo visivo la muratura risulta essere costituita da pietrame disordinato e irregolare.

I parametri meccanici di riferimento per tale tipologia muraria sono riportati nella **Tabella C8A.2.1** della Circolare alle NTC2008, di cui se ne riporta uno stralcio.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore minimo riportato in tabella (come prescritto in caso di LC1) e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = \frac{f_{m(\min)}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{10}{1.35 \cdot 2} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a rifollamento della muratura:

$$F_{m,Rd} = f_{rd} \cdot d \cdot L = 3.70 \cdot 1.4 \cdot 30 = 155.4 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a compressione della muratura)

$d = 1.4 \text{ cm}$ (diametro del perforo)

$L = 30 \text{ cm}$ (lunghezza del perforo)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{m,Rd} = 155.4 \text{ kg} > T_{ed} = 32.50 \text{ kg}$

6.1.4 Scheda tecnica del nervometal

Si riporta di seguito una scheda tecnica tipo del nervometal che dovrà essere utilizzato per la ricostruzione del plafone crollato.

Materiale			
Acciaio zincato Sendzimir			
Dimensioni pannello			
600 (largh.) x 2500 mm			
Spessore in mm	0.50*	0.40*	0.25
Peso del pannello:	2.92 kg	2.34 kg	1.5 kg
Peso a metro quadro:	1.95 kg	1.56 kg	1 kg
Imballaggio:	20 fogli	20 fogli	10 fogli
Peso del pacco:	58.4 kg	46.8 kg	15 kg
Fogli a pallet:	500	500	300
Peso lordo totale in Kg:	1485	1200	475

Profilo	Alettatura ampia, 2 alettature per segmento Altezza nervatura 10 mm	Alettatura fitta, 4 alettature per segmento Altezza nervatura da 6 mm
----------------	---	---

Utilizzo
Armatura per intonaci di diverso spessore, controsoffittature, strutture antincendio, isolamenti

Note: spessori e pesi specificati sono indicativi
* Disponibile su richiesta



tipo alettatura ampia, spessori 0.4 e 0.5 mm



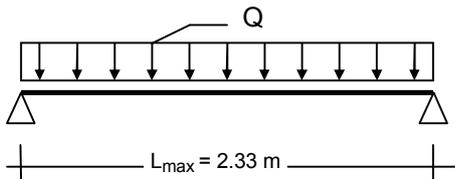
tipo alettatura fitta, spessore 0.25mm



6.2 Consolidamento delle plafonature in legno e camorcanna con nastri in fibra di vetro

Per la verifica dei nastri in GFRP di rinforzo disposti all'intradosso della camorcanna e dei relativi connettori aramidici alle estremità, si considera uno dei due nastri disposti lungo la diagonale di lunghezza pari a 2.33 m e sul quale grava la metà del carico complessivo del plafone in camorcanna e dello strato di intonaco sottostante.

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 10 \text{ kg/m}^2 \text{ (camorcanna)}$$

$$G_2 = 40 \text{ kg/m}^2 \text{ (intonaco)}$$

Per il calcolo di Q si considera un'area di influenza pari a metà della superficie del plafone avente lati di lunghezza pari a 1.60 m e 1.70 m rispettivamente.

$$A = (1.70 \times 1.60) / 2 = 1.36 \text{ m}^2$$

a cui corrisponde, per ogni singolo nastro GFRP sulla diagonale, un interasse di $i = (1.36 \text{ m}^2 / 2.33 \text{ m}) = 0.58 \text{ m}$.

Si considera, quindi, un interasse di 60 cm.

$$Q_{\text{SLU}} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 = 1.3 \times 10 + 1.5 \times 40 = 73 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{\text{SLU}} i = 43.8 \text{ kg/m}$$

Sollecitazioni

$$T_{\text{max}} = Q L / 2 = 51 \text{ kg (taglio agente sui connettori aramidici agli appoggi)}$$

$$M_{\text{max}} = Q L^2 / 8 = 29.7 \text{ kgm}$$

Alla sollecitazione flettente che si sviluppa nella mezzera del nastro corrisponde uno sforzo di trazione pari a:

$$N_{\text{traz}} = M_{\text{max}} / b = 29.7 / 0.01 = 2970 \text{ kg}$$

avendo considerato $b = 0.01 \text{ m}$ lo spessore della camorcanna.

6.2.1 Verifica a trazione del nastro in GFRP

Caratteristiche del materiale:

Nastro in fibra di vetro unidirezionale

$$\text{densità } \gamma = 300 \text{ g/m}^3$$

$$\text{spessore } t_f = 0.114 \text{ mm}$$

$$\text{larghezza } b = 100 \text{ mm}$$

$$\text{tensione caratteristica a trazione } f_{t,k} = 2900 \text{ MPa};$$

$$\text{modulo elastico } E = 71 \text{ GPa};$$

allungamento a rottura $\varepsilon_{fu} = 4.5\%$

Coefficienti di calcolo: CNR-DT 200/2004

- $\gamma_m = \gamma_{f,d} = 1.25$ (coefficiente parziale dei materiali)
modalità di collasso per rottura
applicazione tipo B

Tabella 2-1 – Coefficienti parziali γ_m per i materiali ed i prodotti.

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A	Applicazione tipo B
Rottura	γ_f	1.10	1.25
Distacco	$\gamma_{f,d}$	1.20	1.50

- $\gamma_{Rd} = 1$ (coefficiente parziale per modello di resistenza)
flessione

Tabella 2-2 – Coefficienti parziali γ_{Rd} .

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

- $\eta_a = 0.65$ (fattore di conversione per condizioni ambientali)
esposizione: esterna_ vetro/epossidica

Tabella 2-3 – Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

- $\eta_l = 0.3$ (effetti a lunga durata)
modalità di carico: persistente_ vetro/epossidica

Tabella 2-4 – Fattore di conversione per effetti di lunga durata η_1 per vari sistemi di FRP (carichi di esercizio).

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	η_1
Persistente (viscosità e rilassamento)	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico (fatica)	Tutte	0.50

resistenza a trazione di progetto $f_{td} = \eta_d \eta_l \frac{f_{tk}}{\gamma_M \gamma_{Rd}} = 0.65 \cdot 0.3 \cdot \frac{2900}{1.25 \cdot 1.00} = 452.4 \text{ N/mm}^2$

La verifica è soddisfatta essendo:

$$N_{r,d} = f_{td} \cdot b_f \cdot t_f = 452.4 \times 100 \times 0.114 = 5157.36 \text{ N} = 51573.6 \text{ kg} \gg N_{traz,d} = 2970 \text{ kg}$$

Nel progetto è stata evitata la necessità di procedere alla verifica a delaminazione, in quanto è stato deciso di rimuovere lo strato esterno di calce (intonaco), e di posare lo strato di regolarizzazione in betoncino epossidico direttamente sulla stuoia in incanniccato, prevenendone di fatto lo sviluppo.

6.2.2 Verifica a taglio del connettore aramidico di ancoraggio

Caratteristiche del materiale:

Connettore in fibra aramidica unidirezionale

densità $\gamma = 4600 \text{ g/m}^3$

diametro $\phi = 6 \text{ mm}$

area resistente $A_{res} = 20.1 \text{ mm}^2$

tensione caratteristica a trazione $f_{t,k} = 1547 \text{ MPa}$;

modulo elastico $E = 107 \text{ GPa}$;

allungamento a rottura $\varepsilon_{ru} = 1.44\%$

Coefficienti di calcolo: CNR-DT 200/2004

- $\gamma_m = \gamma_{f,d} = 1.25$ (coefficiente parziale dei materiali)
modalità di collasso per rottura
applicazione tipo B

Tabella 2-1 – Coefficienti parziali γ_m per i materiali ed i prodotti.

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A	Applicazione tipo B
Rottura	γ_f	1.10	1.25
Distacco	$\gamma_{f,d}$	1.20	1.50

- $\gamma_{Rd} = 1.2$ (coefficiente parziale per modello di resistenza)

Taglio

Tabella 2-2 – Coefficienti parziali γ_{Rd} .

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

- $\eta_a = 0.75$ (fattore di conversione per condizioni ambientali)
esposizione: esterna_ aramidica/epossidica

Tabella 2-3 – Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

- $\eta_l = 0.5$ (effetti a lunga durata)
modalità di carico: persistente_ aramidica/epossidica

Tabella 2-4 – Fattore di conversione per effetti di lunga durata η_l per vari sistemi di FRP (carichi di esercizio).

Modalità di carico	Tipo di fibra / resina	η_l
Persistente (viscosità e rilassamento)	Vetro / Epossidica	0.30
	Arammidica / Epossidica	0.50
	Carbonio / Epossidica	0.80
Ciclico (fatica)	Tutte	0.50

$$\text{resistenza a taglio di progetto } f_{td} = \eta_a \eta_l \frac{f_{tk} / \sqrt{3}}{\gamma_M \gamma_{Rd}} = 0.75 \cdot 0.5 \cdot \frac{1547 / \sqrt{3}}{1.25 \cdot 1.20} = 223.3 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta essendo:

$$T_{r,d} = f_{td} \cdot A_{res} = 223.3 \times 20.1 = 4488 \text{ N} = 44880 \text{ kg} \gg T_{ed} = 51 \text{ kg}$$

6.2.3 Verifica a filamento del connettore aramidico di ancoraggio

Non essendo disponibili informazioni accurate sulle caratteristiche meccaniche della muratura, il livello di conoscenza raggiunto è LC1 *Conoscenza limitata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1.35.

Sulla base del rilievo visivo la muratura risulta essere costituita da pietrame disordinato e irregolare. I parametri meccanici di riferimento per tale tipologia muraria sono riportati nella **Tabella C8A.2.1** della Circolare alle NTC2008, di cui se ne riporta uno stralcio.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Per ottenere la resistenza di calcolo a taglio, si considera il valore minimo riportato in tabella (come prescritto in caso di LC1) e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$\tau_{rd} = \frac{\tau_{0(\min)}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{0,2}{1,35 \cdot 2} = 0,074 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a sfilamento della barra nella muratura:

$$T_{m,Rd} = n \cdot \tau_{rd} \cdot 2\pi \cdot r \cdot L = 2 \cdot 0,074 \cdot 2 \pi \cdot 0,5 \cdot 20 = 9,3 \text{ kg}$$

dove: $\tau_{tk} = 0,074 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a taglio della muratura)

r = 0,5 cm (si considera un raggio nominale di 10 mm per tenere conto delle dimensioni reali del foro sulla muratura dovute alla disgregazione della stessa durante la perforazione)

L = 20 cm (lunghezza del perforo)

n = 2 (numero perfori)

Sollecitazione di trazione:

La sollecitazione di trazione della barra si calcola come componente dello sforzo di taglio, essendo il perforo inclinato di 10° sull'orizzontale:

$$T_{ed} = 51 \text{sen}(10^\circ) = 8,85 \text{ kg}$$

La verifica è soddisfatta essendo $T_{m,Rd} = 9,3 \text{ kg} > T_{ed} = 8,85 \text{ kg}$

6.2.4 Verifica a rifollamento della muratura

Non essendo disponibili informazioni accurate sulle caratteristiche meccaniche della muratura, il livello di conoscenza raggiunto è LC1 *Conoscenza limitata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1.35.

Sulla base del rilievo visivo la muratura risulta essere costituita da pietrame disordinato e irregolare.

I parametri meccanici di riferimento per tale tipologia muraria sono riportati nella **Tabella C8A.2.1** della Circolare alle NTC2008, di cui se ne riporta uno stralcio.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(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

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore minimo riportato in tabella (come prescritto in caso di LC1) e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = \frac{f_{m(\min)}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{10}{1.35 \cdot 2} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a rifollamento della muratura:

$$F_{m,Rd} = n \cdot f_{rd} \cdot d \cdot L = 2 \cdot 3.70 \cdot 0.8 \cdot 20 = 118.4 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a compressione della muratura)

d = 0.8 cm (diametro del perforo)

L = 20 cm (lunghezza del perforo)

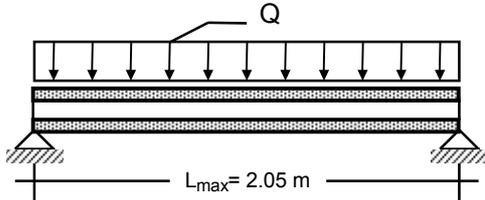
n = 2 (numero perfori)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{m,Rd} = 118.4 \text{ kg} > T_{ed} = 51 \text{ kg}$

6.3 Passerella per ispezione in acciaio e grigliato keller

6.3.1 Verifica travi metalliche

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 50 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un interasse massimo di 1.15 m.

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q = 1.3 \cdot 20 + 1.5 \cdot 30 + 1.5 \cdot 50 = 146 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} i = 146 \times 1.15 = 168 \text{ kg/m}$$

$$L_{max} = 2.05 \text{ m}$$

Sollecitazioni:

$$T_{max} = \frac{Q \cdot L}{2} = \frac{146 \cdot 2.05}{2} = 149.7 \text{ kg}$$

$$M_{campata} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{146 \cdot 2.05^2}{8} = 76.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sezione di verifica:

IPE 120

$$- W_{pl} = 60.8 \text{ cm}^3$$

$$- J_x = 318 \text{ cm}^4$$

$$- t_w = 0.44 \text{ cm}$$

$$- S_0 = 30.4 \text{ cm}^3$$

$$- A_v = 5.14 \text{ cm}^2$$

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{60.8 \cdot 2350}{1.05} = 1360.76 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow M_R > M_{Soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{5.14 \cdot 2350}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 6641.7 \text{ kg} \rightarrow T_R > T_{Soll}$$

Verifica di deformabilità:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{SLE} \cdot L^4}{E \cdot J} = 0.04 \text{ cm} < f_{\text{amm}} = \frac{L}{250} = 0.82 \text{ cm}$$

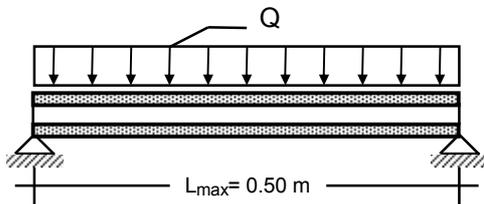
in cui:

$$Q_{SLE} = (G_1 + G_2 + Q) \cdot i = (20 + 30 + 50) \cdot 1.15 = 115 \text{ kg/m}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

6.3.2 Verifica del profilo metallico UPN 120 per l'appoggio delle travi IPE 120

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 50 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un interasse massimo di 1.025 m.

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q = 1.3 \cdot 20 + 1.5 \cdot 30 + 1.5 \cdot 50 = 146 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} \cdot i = 146 \cdot 1.025 = 149.7 \text{ kg/m}$$

$$L_{\max} = 0.50 \text{ m}$$

Sollecitazioni:

$$T_{\max} = Q \cdot L/2 = 37.4 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = Q \cdot L^2/8 = 4.68 \text{ kgm}$$

Sezione di verifica:

UPN 120

- $W_{pl} = 72.8 \text{ cm}^3$

- $J_x = 364 \text{ cm}^4$

- $t_w = 0.7 \text{ cm}$

- $S_0 = 36.3 \text{ cm}^3$

- $A_v = 7.1 \text{ cm}^2$

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{72.8 \cdot 2350}{1.05} = 1629.3 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow M_R > M_{Soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{7.1 \cdot 2350}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 9174.4 \text{ kg} \rightarrow T_R > T_{Soll}$$

Verifica di deformabilità:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{SLE} \cdot L^4}{E \cdot J} = 0.01 \text{ cm} < f_{\text{amm}} = \frac{L}{250} = 0.2 \text{ cm}$$

in cui:

$$Q_{SLE} = (G1 + G2 + Q) \cdot i = (20 + 30 + 50) \cdot 1.025 = 102.5 \text{ kg/m}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

6.3.3 Verifica degli ancoraggi dell'angolare metallico alla muratura

Le barre M16, necessarie per l'ancoraggio del profilo UPN alla muratura, sono inserite in perfori $\phi 18$ di lunghezza pari a 50 cm disposti ad un passo di 50 cm.

Ciascuna barra è soggetta ad una sollecitazione di taglio pari a:

$$T_{\text{ed}} = Q_{SLU} \cdot i \cdot L = 146 \cdot 1.025 \cdot 0.50 = 74.8 \text{ kg}$$

dove: $i = 2.05 \text{ m} / 2 = 1.025 \text{ m}$ (interasse di competenza di ciascun profilo UPN120)

$L = 0.50 \text{ m}$ (passo delle barre M16)

6.3.3.a) Verifica a taglio delle barre M16

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 2120 \cdot 1.57 / 1.25 = 1597.6 \text{ kg}$$

dove: $f_{tb} = 2120 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza di progetto a taglio per bulloni classe 5.6)

$A_{res} = 1.57 \text{ cm}^2$ (area resistente delle barre M16)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{v,Rd} = 1597.6 \text{ kg} > T_{\text{ed}} = 74.8 \text{ kg}$

6.3.3.b) Verifica a rifollamento dell'anima dell'UPN 120

Resistenza di calcolo a rifollamento del profilo metallico:

$$F_{b,Rd} = f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2350 \cdot 1.6 \cdot 0.7 / 1.25 = 2105.6 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 2350 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a rottura dell'acciaio S235)

$d = 1.6 \text{ cm}$ (diametro nominale del gambo del bullone)

$t = 0.7 \text{ cm}$ (spessore del profilo collegato)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{b,Rd} = 2105.6 \text{ kg} > T_{ed} = 74.8 \text{ kg}$

6.3.3.c) Verifica a rifollamento della muratura

Non essendo disponibili informazioni accurate sulle caratteristiche meccaniche della muratura, il livello di conoscenza raggiunto è LC1 *Conoscenza limitata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1.35$.

Sulla base del rilievo visivo la muratura risulta essere costituita da pietrame disordinato e irregolare.

I parametri meccanici di riferimento per tale tipologia muraria sono riportati nella **Tabella C8A.2.1** della Circolare alle NTC2008, di cui se ne riporta uno stralcio.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore minimo riportato in tabella (come prescritto in caso di LC1) e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = \frac{f_{m(\min)}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{10}{1.35 \cdot 2} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a rifollamento della muratura:

$$F_{m,Rd} = f_{rd} \cdot d \cdot L = 3.70 \cdot 1.8 \cdot 50 = 333 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a compressione della muratura)

d = 1.8 cm (diametro del perforo)

L = 50 cm (lunghezza del perforo)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{m,Rd} = 333 \text{ kg} > T_{ed} = 74.8 \text{ kg}$

6.3.4 Scheda tecnica grigliato tipo keller

Si riporta di seguito una scheda tecnica tipo (tabella delle portate) del grigliato "keller" che dovrà essere utilizzato per la realizzazione della passerella per l'ispezione e la manutenzione dei plafoni del Pronao del Teatro.

Barra Portante h x s		11		15		21		22		25		30		33		34		44		66		88		99	
		f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f	f
Classe 1 - FOLLA COMPATTA (portata pedonale)																									
Carico dinamico 630 daN/m²																									
materiale = acciaio S235JR																									
σ _{amm} = 16 daN/mm ² freccia elastica = 1/200 L max 5 mm																									
LUCE NETTA MASSIMA TRA GLI APPOGGI (mm)																									
INTERASSE BARRE PORTANTI (mm)																									
20 x 2	1116	5,00	1032	5,00	933	4,66	918	4,58	880	4,39	828	4,14	802	4,01	794	3,97	729	3,65	637	3,19	554	2,44	523	2,17	
25 x 2	1319	5,00	1220	5,00	1122	5,00	1109	5,00	1074	5,00	1026	5,00	1002	5,00	993	4,96	911	4,56	796	3,98	693	3,05	653	2,71	
30 x 2	1512	5,00	1399	5,00	1286	5,00	1272	5,00	1232	5,00	1177	5,00	1149	5,00	1140	5,00	1069	5,00	955	4,78	832	3,66	784	3,26	
35 x 2	1698	5,00	1571	5,00	1444	5,00	1427	5,00	1383	5,00	1321	5,00	1290	5,00	1280	5,00	1200	5,00	1084	5,00	970	4,28	915	3,80	
40 x 2	1876	5,00	1736	5,00	1596	5,00	1578	5,00	1528	5,00	1460	5,00	1426	5,00	1415	5,00	1327	5,00	1199	5,00	1109	4,89	1046	4,34	
45 x 2	2050	5,00	1897	5,00	1744	5,00	1724	5,00	1669	5,00	1595	5,00	1557	5,00	1546	5,00	1449	5,00	1310	5,00	1219	5,00	1176	4,89	
50 x 2	2218	5,00	2053	5,00	1887	5,00	1865	5,00	1807	5,00	1726	5,00	1686	5,00	1673	5,00	1569	5,00	1417	5,00	1319	5,00	1281	5,00	
25 x 3	1460	5,00	1351	5,00	1242	5,00	1227	5,00	1189	5,00	1136	5,00	1109	5,00	1101	5,00	1032	5,00	911	5,00	828	5,00	796	3,98	
30 x 3	1674	5,00	1549	5,00	1424	5,00	1407	5,00	1363	5,00	1302	5,00	1272	5,00	1262	5,00	1183	5,00	1069	5,00	993	5,00	955	4,78	
35 x 3	1879	5,00	1739	5,00	1598	5,00	1580	5,00	1530	5,00	1462	5,00	1427	5,00	1417	5,00	1328	5,00	1200	5,00	1117	5,00	1084	5,00	
40 x 3	2077	5,00	1922	5,00	1767	5,00	1746	5,00	1691	5,00	1616	5,00	1578	5,00	1566	5,00	1468	5,00	1327	5,00	1235	5,00	1199	5,00	
45 x 3	2269	5,00	2099	5,00	1930	5,00	1908	5,00	1848	5,00	1765	5,00	1724	5,00	1711	5,00	1604	5,00	1449	5,00	1349	5,00	1310	5,00	
50 x 3	2455	5,00	2272	5,00	2089	5,00	2064	5,00	2000	5,00	1910	5,00	1865	5,00	1852	5,00	1736	5,00	1569	5,00	1460	5,00	1417	5,00	
60 x 3	2815	5,00	2605	5,00	2395	5,00	2367	5,00	2293	5,00	2190	5,00	2139	5,00	2123	5,00	1990	5,00	1798	5,00	1674	5,00	1625	5,00	
70 x 3	3160	5,00	2924	5,00	2688	5,00	2657	5,00	2574	5,00	2459	5,00	2401	5,00	2383	5,00	2234	5,00	2019	5,00	1879	5,00	1824	5,00	
80 x 3	3493	5,00	3232	5,00	2972	5,00	2937	5,00	2845	5,00	2718	5,00	2654	5,00	2634	5,00	2470	5,00	2232	5,00	2077	5,00	2016	5,00	
90 x 3	3816	5,00	3531	5,00	3246	5,00	3208	5,00	3108	5,00	2969	5,00	2899	5,00	2878	5,00	2698	5,00	2438	5,00	2269	5,00	2203	5,00	
100 x 3	4129	5,00	3821	5,00	3513	5,00	3472	5,00	3363	5,00	3213	5,00	3138	5,00	3114	5,00	2920	5,00	2638	5,00	2455	5,00	2384	5,00	
30 x 4	1798	5,00	1664	5,00	1530	5,00	1512	5,00	1465	5,00	1399	5,00	1366	5,00	1356	5,00	1272	5,00	1149	5,00	1069	5,00	1038	5,00	
40 x 4	2232	5,00	2065	5,00	1898	5,00	1876	5,00	1817	5,00	1736	5,00	1696	5,00	1683	5,00	1578	5,00	1426	5,00	1327	5,00	1288	5,00	
45 x 4	2438	5,00	2256	5,00	2074	5,00	2050	5,00	1985	5,00	1897	5,00	1852	5,00	1838	5,00	1724	5,00	1557	5,00	1449	5,00	1407	5,00	
50 x 4	2638	5,00	2441	5,00	2244	5,00	2218	5,00	2149	5,00	2053	5,00	2005	5,00	1990	5,00	1865	5,00	1686	5,00	1569	5,00	1523	5,00	
60 x 4	3025	5,00	2799	5,00	2573	5,00	2544	5,00	2464	5,00	2354	5,00	2298	5,00	2281	5,00	2139	5,00	1933	5,00	1798	5,00	1746	5,00	
70 x 4	3396	5,00	3142	5,00	2889	5,00	2855	5,00	2766	5,00	2642	5,00	2580	5,00	2561	5,00	2401	5,00	2169	5,00	2019	5,00	1960	5,00	
80 x 4	3753	5,00	3473	5,00	3193	5,00	3156	5,00	3057	5,00	2921	5,00	2852	5,00	2831	5,00	2654	5,00	2398	5,00	2232	5,00	2167	5,00	
90 x 4	4100	5,00	3794	5,00	3488	5,00	3448	5,00	3339	5,00	3190	5,00	3115	5,00	3092	5,00	2899	5,00	2620	5,00	2438	5,00	2367	5,00	
100 x 4	4437	5,00	4106	5,00	3775	5,00	3731	5,00	3614	5,00	3453	5,00	3372	5,00	3346	5,00	3138	5,00	2835	5,00	2638	5,00	2562	5,00	
110 x 4	4766	5,00	4411	5,00	4055	5,00	4008	5,00	3882	5,00	3709	5,00	3621	5,00	3594	5,00	3370	5,00	3045	5,00	2834	5,00	2752	5,00	
120 x 4	5088	5,00	4708	5,00	4328	5,00	4278	5,00	4144	5,00	3959	5,00	3866	5,00	3837	5,00	3597	5,00	3251	5,00	3025	5,00	2937	5,00	
40 x 5	2360	5,00	2184	5,00	2077	5,00	1984	5,00	1922	5,00	1836	5,00	1793	5,00	1780	5,00	1668	5,00	1508	5,00	1403	5,00	1362	5,00	
50 x 5	2790	5,00	2581	5,00	2373	5,00	2346	5,00	2272	5,00	2171	5,00	2120	5,00	2104	5,00	1972	5,00	1782	5,00	1659	5,00	1610	5,00	
60 x 5	3199	5,00	2960	5,00	2721	5,00	2690	5,00	2605	5,00	2489	5,00	2430	5,00	2412	5,00	2262	5,00	2043	5,00	1902	5,00	1846	5,00	
70 x 5	3591	5,00	3323	5,00	3055	5,00	3019	5,00	2924	5,00	2794	5,00	2728	5,00	2708	5,00	2539	5,00	2294	5,00	2135	5,00	2073	5,00	
80 x 5	3969	5,00	3673	5,00	3376	5,00	3337	5,00	3232	5,00	3088	5,00	3016	5,00	2993	5,00	2806	5,00	2536	5,00	2360	5,00	2291	5,00	
90 x 5	4335	5,00	4012	5,00	3688	5,00	3646	5,00	3531	5,00	3374	5,00	3294	5,00	3270	5,00	3065	5,00	2770	5,00	2578	5,00	2503	5,00	
100 x 5	4692	5,00	4342	5,00	3992	5,00	3945	5,00	3821	5,00	3651	5,00	3565	5,00	3538	5,00	3318	5,00	2998	5,00	2790	5,00	2709	5,00	
110 x 5	5040	5,00	4664	5,00	4287	5,00	4238	5,00	4104	5,00	3922	5,00	3829	5,00	3801	5,00	3563	5,00	3220	5,00	2996	5,00	2909	5,00	
120 x 5	5380	5,00	4978	5,00	4576	5,00	4524	5,00	4381	5,00	4186	5,00	4087	5,00	4057	5,00	3804	5,00	3437	5,00	3199	5,00	3106	5,00	

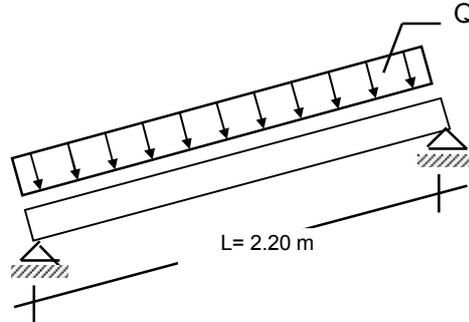
1 kg = ~ 1 daN

6.4 Nuovo solaio di copertura in acciaio e tavolato

6.4.1 Verifica delle travi metalliche

6.4.1.a) Puntoni inclinati

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 133 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 50 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un interasse massimo di 0.80 m.

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q = 1.3 \cdot 20 + 1.5 \cdot 133 + 1.5 \cdot 50 = 300.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} i = 300.5 \times 0.80 = 240.4 \text{ kg/m}$$

$$L = L_{orizz} / \cos \alpha = 2.05 / \cos(20^\circ) = 2.18 \text{ m} \approx 2.2 \text{ m}$$

Sollecitazioni:

$$T_{max} = Q L(\cos \alpha) / 2 = 248.5 \text{ kg}$$

$$M_{max} = Q L^2(\cos \alpha) / 8 = 136.67 \text{ kgm}$$

$$N_{max} = Q L \sin \alpha = 180.9 \text{ kg}$$

Sezione di verifica:

IPE 160

$$- W_{pl} = 123.8 \text{ cm}^3$$

$$- J_x = 869 \text{ cm}^4$$

$$- t_w = 0.5 \text{ cm}$$

$$- S_0 = 61.9 \text{ cm}^3$$

$$- A_v = 7.96 \text{ cm}^2$$

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{123.8 \cdot 2350}{1.05} = 2770.76 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow M_R > M_{Soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{7.96 \cdot 2350}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 10285.63 \text{ kg} \rightarrow T_R > T_{Soll}$$

Verifica di deformabilità:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{SLE} \cdot L^4}{E \cdot J} = 0.027 \text{ cm} < f_{amm} = \frac{L}{250} = 0.88 \text{ cm}$$

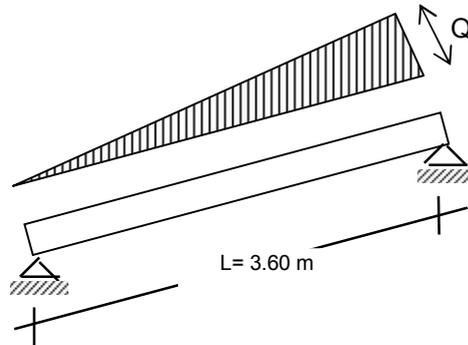
in cui:

$$Q_{SLE} = (G_1 + G_2 + Q) \cdot i = (20 + 133 + 50) \cdot 0.80 = 162.4 \text{ kg/m}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

6.4.1.b) Puntoni diagonali

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniforme triangolare su tutta la trave:



$$G_1 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 133 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 50 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un interasse massimo di 2.25 m.

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q = 1.3 \cdot 20 + 1.5 \cdot 133 + 1.5 \cdot 50 = 300.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} \cdot i = 300.5 \cdot 2.25 = 676.13 \text{ kg/m}$$

$$L = L_{orizz} / \cos\alpha = 3.40 / \cos(20^\circ) = 3.60 \text{ m}$$

Sollecitazioni:

$$T_{max} = Q \cdot L(\cos\alpha) / 3 = 811.36 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 0.06415 \cdot Q \cdot L^2(\cos\alpha) = 528.22 \text{ kgm}$$

$$N_{max} = Q \cdot L \cdot \sin\alpha / 2 = 416.25 \text{ kg}$$

Sezione di verifica:

IPE 160

- $W_{pl} = 123.8 \text{ cm}^3$

- $J_x = 869 \text{ cm}^4$

- $t_w = 0.5 \text{ cm}$

- $S_0 = 61.9 \text{ cm}^3$

- $A_v = 7.96 \text{ cm}^2$

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{123.8 \cdot 2350}{1.05} = 2770.76 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow M_R > M_{Soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{7.96 \cdot 2350}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 10285.63 \text{ kg} \rightarrow T_R > T_{Soll}$$

Verifica di deformabilità:

$$f_{max} = 0.00652 \cdot \frac{Q_{SLE} \cdot L^4}{E \cdot J} = 0.0274 \text{ cm} < f_{amm} = \frac{L}{250} = 1.44 \text{ cm}$$

in cui:

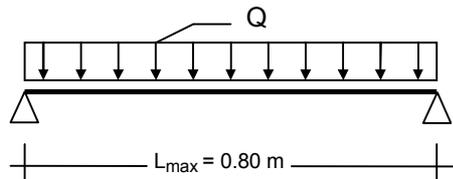
$$Q_{SLE} = (G_1 + G_2 + Q) \cdot i = (20 + 133 + 50) \cdot 2.25 = 456.8 \text{ kg/m}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

6.4.2 Verifica del tavolato ligneo (s=3+3cm)

Per la verifica del tavolato si considera, in favore di sicurezza, solamente il primo strato di tavole ordite tra le travi metalliche principali.

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



Per il calcolo di Q si considera un'area di influenza di interasse pari a 0.30 metri:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q = 1.3 \times 48 + 1.5 \times 85 + 1.5 \times 50 = 265 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} \cdot i = 79.5 \text{ kg/m}$$

$$T_{max} = Q \cdot L/2 = 31.8 \text{ kg}$$

$$M_{max} = Q \cdot L^2/8 = 6.36 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sezione di verifica :**Sezione 3 × 30 cm**

$$A = 90 \text{ cm}^2;$$

$$W = 45 \text{ cm}^3$$

$$J = 67.5 \text{ cm}^4$$

$$S = 33.75 \text{ cm}^3$$

Verifica di resistenza (SLU):

$$f_{myd} = k_{mod} f_{myk} / \gamma_m = 0.80 \times 280 / 1.5 = 149.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = M/W = 636/45 = 14.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{myd} / \sigma = 10.56 > 1$$

$$f_{vd} = k_{mod} f_{vk} / \gamma_m = 0.80 \times 20 / 1.5 = 10.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = T \cdot S / (J \cdot b) = 31.8 \times 33.75 / (67.5 \times 30) = 0.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vd} / \tau = 20.11 > 1$$

Verifica di deformabilità (SLE):

Permanenti :

$$U_{fin} = 5/384 \times G \cdot L^4 / EJ = 5/384 \times 38.4 \times 10^{-2} \times 80^4 / (110000 \times 67.5) = 0.0275 \text{ cm}$$

$$f_{lim} = L/300 = 0.26 \text{ cm}$$

Accidentali :

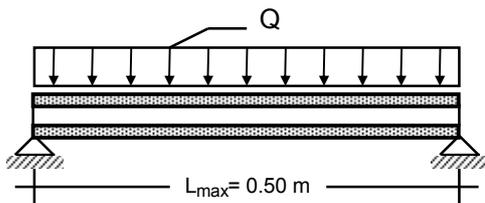
$$U_{fin} = 5/384 \times Q \cdot L^4 / EJ = 5/384 \times 40 \times 10^{-2} \times 80^4 / (110000 \times 67.5) = 0.0287 \text{ cm}$$

$$f_{lim} = L/300 = 0.26 \text{ cm}$$

$$U_{fin \text{ perm}} + U_{fin \text{ acc}} = 0.0275 + 0.0287 = 0.056 \text{ cm} < L/250 = 0.32 \text{ cm}$$

6.4.3 Verifica del cordolo metallico UPN 160

Si adotta uno schema di trave continua con vincoli di appoggio alle estremità e con carico uniformemente distribuito:



$$G_1 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 133 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 50 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo di Q si considera un interasse massimo di 1.10 m.

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_Q Q = 1.3 \cdot 20 + 1.5 \cdot 133 + 1.5 \cdot 50 = 300.5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = Q_{SLU} i = 300.5 \times 1.10 = 330.6 \text{ kg/m}$$

$$L_{max} = 0.50 \text{ m}$$

Sollecitazioni:

$$T_{max} = Q L/2 = 82.65 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = Q L^2/8 = 10.33 \text{ kgm}$$

Sezione di verifica:

UPN 160

- $W_{pl} = 137.6 \text{ cm}^3$
- $J_x = 925 \text{ cm}^4$
- $t_w = 0.75 \text{ cm}$
- $S_0 = 68.8 \text{ cm}^3$
- $A_v = 10.4 \text{ cm}^2$

Verifica di resistenza:

Flessione:

$$M_R = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{137.6 \cdot 2350}{1.05} = 3079.6 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow M_R > M_{Soll}$$

Taglio:

$$V_R = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{10.4 \cdot 2350}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 13438.5 \text{ kg} \rightarrow T_R > T_{Soll}$$

Verifica di deformabilità:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{SLE} \cdot L^4}{E \cdot J} = 0.009 \text{ cm} < f_{amm} = \frac{L}{250} = 0.2 \text{ cm}$$

in cui:

$$Q_{SLE} = (G1 + G2 + Q) \cdot i = (20 + 133 + 50) \cdot 1.10 = 223.3 \text{ kg/m}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

6.4.4 Verifica degli ancoraggi del cordolo metallico alla muratura

Le barre M16, necessarie per l'ancoraggio del profilo UPN alla muratura, sono inserite in perfori $\phi 18$ di lunghezza pari a 50 cm disposti ad un passo di 50 cm.

Ciascuna barra è soggetta ad una sollecitazione di taglio pari a:

$$T_{ed} = Q_{SLU} \cdot i \cdot L = 300.5 \cdot 1.10 \cdot 0.50 = 165.3 \text{ kg}$$

dove: $i = 2.20 \text{ m} / 2 = 1.10 \text{ m}$ (interasse di competenza di ciascun profilo UPN120)

$$L = 0.50 \text{ m (passo delle barre M16)}$$

6.4.4.a) Verifica a taglio delle barre M16

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 2120 \cdot 1.57 / 1.25 = 1597.6 \text{ kg}$$

dove: $f_{tb} = 2120 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza di progetto a taglio per bulloni classe 5.6)
 $A_{res} = 1.57 \text{ cm}^2$ (area resistente delle barre M16)
 $\gamma_{M2} = 1.25$ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{v,Rd} = 1597.6 \text{ kg} > T_{ed} = 165.3 \text{ kg}$

6.4.4.b) Verifica a rifollamento dell'anima dell'UPN 160

Resistenza di calcolo a rifollamento del profilo metallico:

$$F_{b,Rd} = f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2350 \cdot 1.6 \cdot 0.75 / 1.25 = 2256 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 2350 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a rottura dell'acciaio S235)
 $d = 1.6 \text{ cm}$ (diametro nominale del gambo del bullone)
 $t = 0.75 \text{ cm}$ (spessore del profilo collegato)
 $\gamma_{M2} = 1.25$ (coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{b,Rd} = 2256 \text{ kg} > T_{ed} = 165.3 \text{ kg}$

6.4.4.c) Verifica a rifollamento della muratura

Non essendo disponibili informazioni accurate sulle caratteristiche meccaniche della muratura, il livello di conoscenza raggiunto è LC1 *Conoscenza limitata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1.35$. Sulla base del rilievo visivo la muratura risulta essere costituita da pietrame disordinato e irregolare. I parametri meccanici di riferimento per tale tipologia muraria sono riportati nella **Tabella C8A.2.1** della Circolare alle NTC2008, di cui se ne riporta uno stralcio.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Per ottenere la resistenza di calcolo a compressione, si considera il valore minimo riportato in tabella (come prescritto in caso di LC1) e si divide per il fattore di confidenza e per il coefficiente del materiale γ_M , quindi:

$$f_{rd} = \frac{f_{m(\min)}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{10}{1.35 \cdot 2} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a rifollamento della muratura:

$$F_{m,Rd} = f_{rd} \cdot d \cdot L = 3.70 \cdot 1.8 \cdot 50 = 333 \text{ kg}$$

dove: $f_{tk} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza a compressione della muratura)

$d = 1.8 \text{ cm}$ (diametro del perforo)

$L = 50 \text{ cm}$ (lunghezza del perforo)

La verifica è soddisfatta essendo $F_{m,Rd} = 333 \text{ kg} > T_{ed} = 165.3 \text{ kg}$

COMUNE DI TERNI

“ Opere per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi di Terni “

Committente: Coo.Be.C. s.c.r.l.

Proprietà: Comune di Terni

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

RELAZIONE SU MATERIALI E DOSATURE

1. Oggetto

La presente relazione è relativa al progetto degli interventi strutturali per la messa in sicurezza del Pronao del Teatro G.Verdi del comune di Terni, di proprietà del comune medesimo e il cui committente è la Coo.Be.C. s.c.r.l..

2.Materiali

a) Acciaio per carpenteria metallica e per saldature:

acciaio da carpenteria metallica tipo S235

tensione di snervamento $f_{yf} = 2350 \text{ kg/cm}^2$

tensione di rottura $f_{tf} = 3600 \text{ kg/cm}^2$

b) Acciaio per le barre di armatura dei perfori:

barre filettate dei perfori armati: Bulloni classe 5.6

tensione di snervamento $f_{y \text{ nom}} = 3000 \text{ kg/cm}^2$

tensione di rottura $f_{t \text{ nom}} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

c) Legno di castagno di provenienza Italia (o equivalente) per nuovo plafone e per tavolato di copertura:

Resistenza caratteristica a flessione: $f_{m,k} = 280 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza caratteristica a taglio: $f_k = 20 \text{ kg/cm}^2$

d) Nastro in fibra di vetro unidirezionale:

- densità $\gamma = 300 \text{ g/m}^2$

- tensione caratteristica a trazione $f_{t,k} = 2900 \text{ MPa}$;

- modulo elastico $E = 71 \text{ GPa}$;

- allungamento a rottura $\varepsilon_{fu} = 4.5\%$

- spessore $t_f = 0.114 \text{ mm}$

- larghezza $b = 100 \text{ mm}$

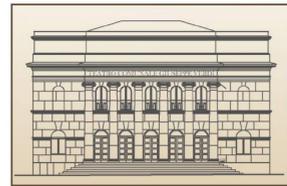
e) Barre in fibra di aramide unidirezionale:

- densità $\gamma = 4600 \text{ g/m}^3$
- tensione caratteristica a trazione $f_{t,k} = 1547 \text{ MPa}$;
- modulo elastico $E = 107 \text{ GPa}$;
- allungamento a rottura $\varepsilon_{fu} = 1.44\%$
- diametro $\phi = 6 \text{ mm}$
- area resistente $A_{res} = 20.1 \text{ mm}^2$

f) Resine epossidiche bicomponenti per ancoraggi e per applicazione delle fibre

g) Malta idraulica antiritiro per iniezioni in perfori

h) Muratura in elementi semipieni conformi al DM 14/01/2008 per ripristini murari



COMMITTENTE: COC.BE.C. S.C.R.L.
 PROPRIETA': COMUNE DI TERNI

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

TAVOLA:	OGGETTO:
S001	INTERVENTO SULLA PLAFONATURA N. 1 VISTA DALL'ESTRADOSSO
SCALA:	INTERVENTO SULLE PLAFONATURE N. 2 - 3 - 4 - 5 VISTA DALL'INTRADOSSO
1:25	

FILE: Roberta.Damiani.Lavoro.2011\Coc.Be.C.scri\Progetto strutturale\Disegni\Tav. S001.dwg	OGGETTO:
REV: 0	DATA: Marzo 2011
	1ª emissione

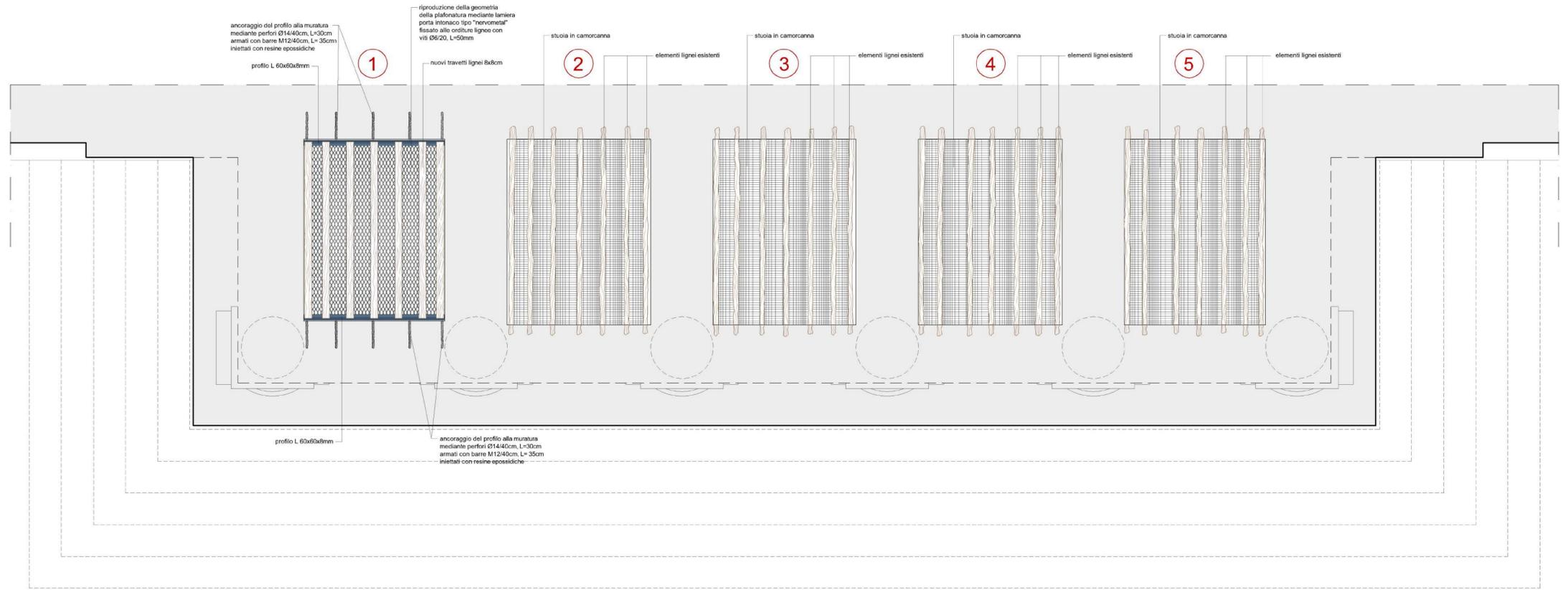
PROGETTISTI:
 Dott. Ing. ANDREA GIANNANTONI
 Dott. Ing. LAURA LUDOVISI

COLLABORATORE:
 ROBERTA DAMIANI

SERVIZI DI INGEGNERIA s.r.l.
 ANDREA GIANNANTONI
 FABRIZIO MENGHINI
 Società di Ingegneria

VIA DELLE INDUSTRIE, 54 - 06037 FOLIGNO (PG) - Tel. 02-43935645 Fax 0242391195
 e-mail: studio@serviziingegneria.com - web site: www.serviziingegneria.com

LA RIPRODUZIONE E RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE DI QUESTO QUANTITATIVO È VIETATA IN TUTTI I CASI. (Art. 17, D.Lgs. n. 229/1999 art. 17)



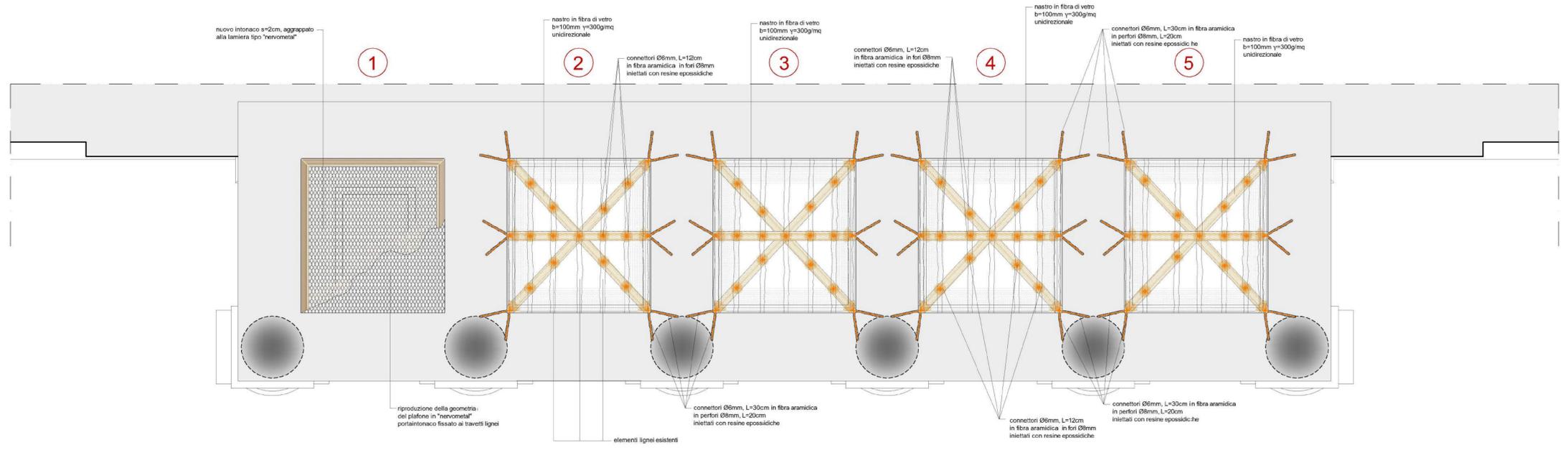
INTERVENTO SULLA PLAFONATURA N. 1
 VISTA DALL'ESTRADOSSO
 scala 1:25

NOTE MATERIALI:
 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA TIPO S235
 ACCIAIO PER SALDATURE TIPO S235
 ACCIAIO PER BARRE FILETTATE DEI PERFORI ARMATI: BULLONI CLASSE 5.6 (O SUPERIORE)
 LEGNO DI CASTAGNO DI PROVENIENZA ITALIA (O EQUIVALENTE) PER NUOVA PLAFONATURA E PER TAVOLATO DI COPERTURA
 MALTA ANTIRITIRO PER INIEZIONI DEI PERFORI
 RESINE EPOSSIDICHE BICOMPONENTI PER ANCORAGGI E APPLICAZIONE FIBRE
 NASTRO DI FIBRA DI VETRO UNIDIREZIONALE $\gamma=300\text{g/mq}$, $b=100\text{mm}$, $t=0.114\text{mm}$, $E_f=71\text{ GPa}$, $f_{tk}=2900\text{ Mpa}$
 BARRE IN FIBRA DI ARAMIDE UNIDIREZIONALE $\phi 6\text{mm}$ $\gamma=4600\text{g/mq}$, $E_f=107\text{ GPa}$, $f_{tk}=1547\text{ Mpa}$
 MURATURA IN ELEMENTI SEMIPIENI CONFORMI AL D.M. 14/1/2008 PER RIPRISTINI MURARI

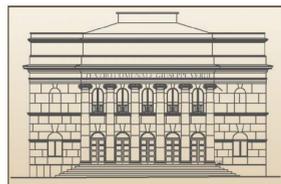
- L'IMPRESA DOVRA' VERIFICARE CHE I PRODOTTI SIANO ACCOMPAGNATI DA SCHEDE TECNICHE ADEGUATE RIPIANTANTI I VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E FISICHE ED EVENTUALMENTE DA CERTIFICATI DI COLLAUDO DI LABORATORIO
- L'IMPRESA DOVRA' VERIFICARE CHE I PRODOTTI SIANO CONFORMI ALLE PRESCRIZIONI INDICATE
- LE MISURE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN OPERA PRIMA DELL'ESECUZIONE DEI LAVORI A CURA DELL'IMPRESA ESECUTRICE
- TUTTE LE PERFORAZIONI DOVRANNO ESSERE ESEGUITE CON ATTREZZO A ROTAZIONE PER EVITARE MARTELLAMENTI SULLE STRUTTURE, UTILIZZANDO PUNTE AL DIAMANTE O AL WIDYAN
- PRIMA DELL'ESECUZIONE DEGLI ANCORAGGI VERIFICARE IN OPERA LA CONSISTENZA DELLA MURATURA
- IN PRESENZA DI PORZIONI MURARIE DI PREGIO STORICO-ARTISTICO PROCEDERE ALLE EVENTUALI LAVORAZIONI CON LA MASSIMA CAUTELA E CON L'ASSISTENZA DELLA D.L.
- VERIFICARE LA CONSISTENZA DELLE STRUTTURE MURARIE ADIACENTI PRIMA DI PROCEDERE AD OGNI LAVORAZIONE
- LE DEMOLIZIONI DEVONO ESSERE ESEGUITE PREVIO PUNTELLAMENTO DELLE STRUTTURE PORTANTI COINTERESSATE
- IL PROGETTO DELLE PUNTELLAZIONI E' A CURA E A CARICO DELL'IMPRESA ESECUTRICE

N.B. NON ESSENDO STATO POSSIBILE ACCEDERE DIRETTAMENTE A TUTTI I LUOGHI OGGETTO DI INTERVENTO, SI RACCOMANDA DI INTERPELLARE I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE QUALORA, DURANTE IL CORSO DEI LAVORI, SI RISCOSSERNO CONCIZIONI DIVERSE DA QUELLE IPOTIZZATE

N.B. ATTENERSI SCRUPolosAMENTE ALLE INDICAZIONI E PRESCRIZIONI IMPARTITE DAL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE



INTERVENTO SULLE PLAFONATURE N. 2 - 3 - 4 - 5
 VISTA DALL'INTRADOSSO
 scala 1:25



COMMITTENTE: Coc.Be.C. S.C.R.L.
PROPRIETA': COMUNE DI TERNI

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

TAVOLA: **S002** OGGETTO: CARPENTERIA NUOVA PASSERELLA METALLICA (QUOTA +50cm DALL'ESTRADOSSO DELLE PLAFONATURE)
SCALA: **1:25** CARPENTERIA DELLA COPERTURA

FILE: Roberta Damiani\lavoro 2011\Coc Be C scil\progetto strutturale\Disegni\Ta v.5002.dwg

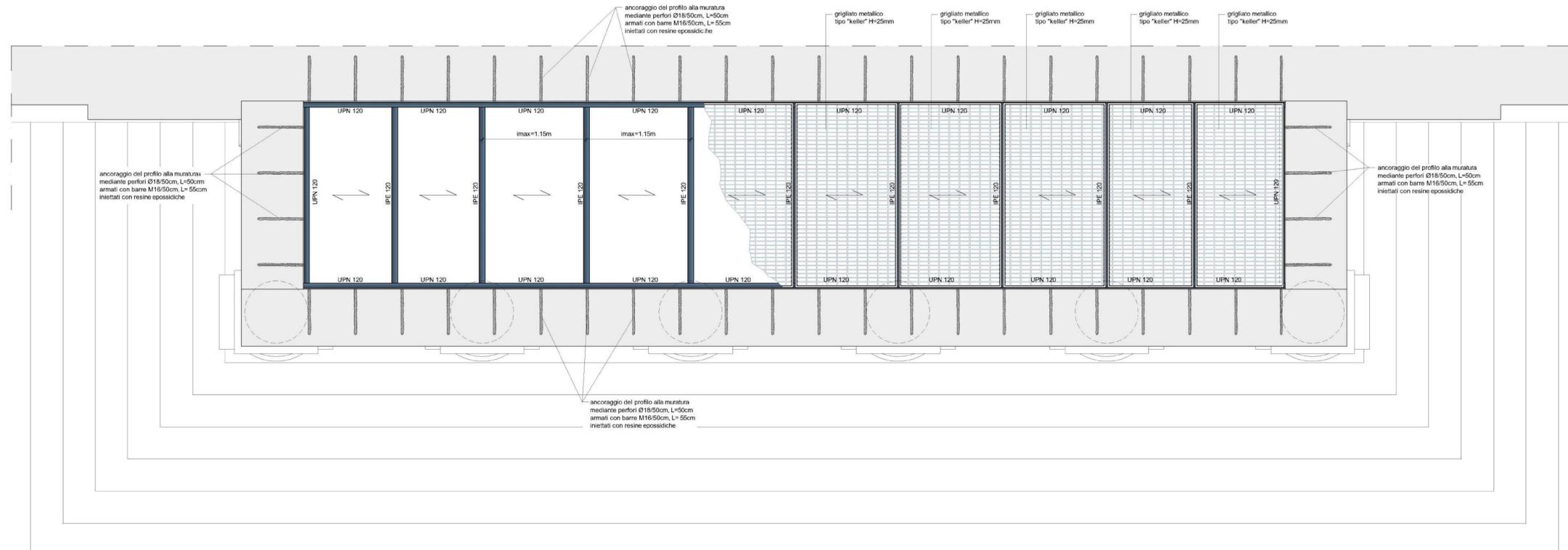
REV: DATA: 0 Marzo 2011 OGGETTO: 1° emissione

PROGETTISTI:
Dott. Ing. ANDREA GIANNANTONI
Dott. Ing. LAURA LUDOVISI
COLLABORATORI:
ROBERTA DAMIANI

SERVIZI DI INGEGNERIA S.R.L.
ANDREA GIANNANTONI
FABRIZIO MENGHINI
Società di Ingegneria

VIA DELLE INDUSTRIE, 54 - 05037 FOLIGNO (PG) - Tel.0472-939545; Fax.0472-301195
e-mail: sdi@serviziingegneria.com - web site: www.serviziingegneria.com

LA DIFFUSIONE E RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DI QUESTO LAVORO E' VIETATA (D.M. 14/1/2008 ART. 27/E/6/564)



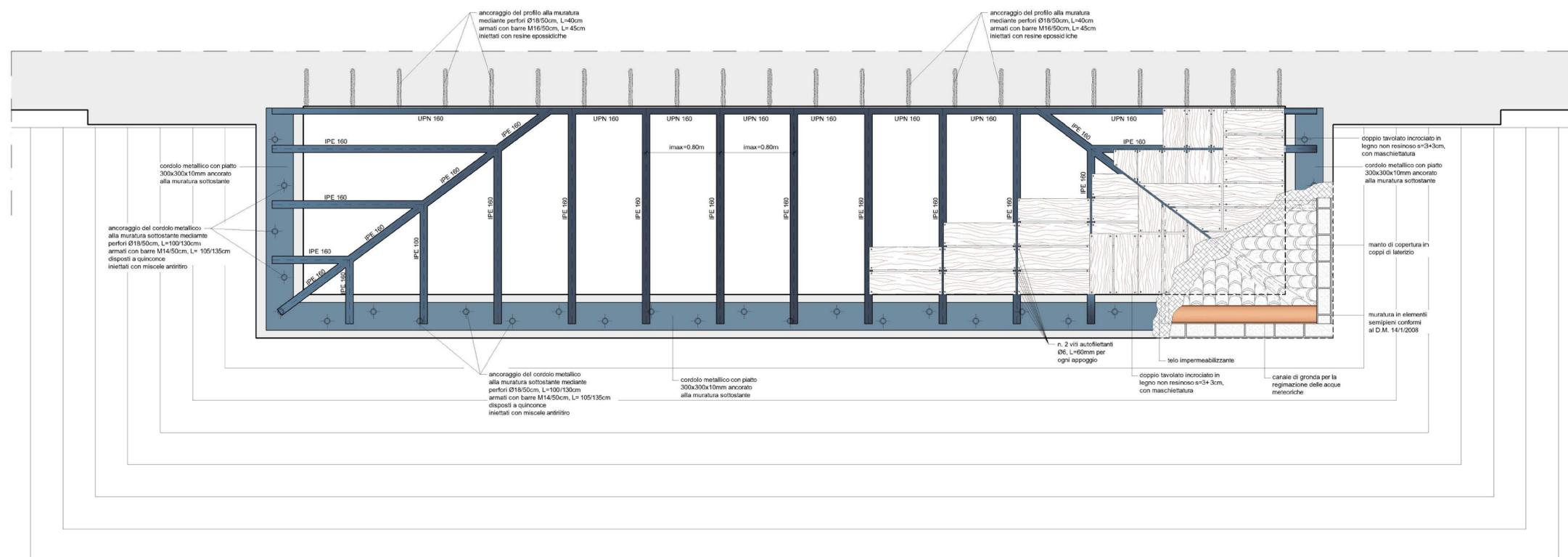
CARPENTERIA NUOVA PASSERELLA METALLICA
(QUOTA +50cm DALL'ESTRADOSSO DELLE PLAFONATURE)
scala 1:25

NOTE MATERIALI:
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA TIPO S235
ACCIAIO PER SALDATURE TIPO S235
ACCIAIO PER BARRE FILETTATE DEI PERFORI ARMATI: BULLONI CLASSE 5.6 (O SUPERIORE)
LEGNO DI CASTAGNO DI PROVENIENZA ITALIA (O EQUIVALENTE) PER NUOVA PLAFONATURA E PER TAVOLATO DI COPERTURA
MALTA ANTIRITIRO PER INIEZIONI DEI PERFORI
RESINE EPOSSIDICHE BICOMPONENTI PER ANCORAGGI E APPLICAZIONE FIBRE
NASTRO DI FIBRA DI VETRO UNIDIREZIONALE $\gamma=300g/mq$, $b=100mm$, $t=0.114mm$, $E_f=71 GPa$, $f_{tk}=2900 Mpa$
BARRE IN FIBRA DI ARAMIDE UNIDIREZIONALE $\phi 6mm$ $\gamma=4600g/mq$, $E_f=107 GPa$, $f_{tk}=1547 Mpa$
MURATURA IN ELEMENTI SEMIPIENI CONFORMI AL D.M. 14/1/2008 PER RIPRISTINI MURARI

- L'IMPRESA DOVRA' VERIFICARE CHE I PRODOTTI SIANO ACCOMPAGNATI DA SCHEDE TECNICHE ADEGUATE RIPORTANTI I VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E FISICHE ED EVENTUALMENTE DA CERTIFICATI DI COLLAUDO DI LABORATORIO
- L'IMPRESA DOVRA' VERIFICARE CHE I PRODOTTI SIANO CONFORMI ALLE PRESCRIZIONI INDICATE
- LE MISURE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN OPERA PRIMA DELL'ESECUZIONE DEI LAVORI A CURA DELL'IMPRESA ESECUTRICE
- TUTTE LE PERFORAZIONI DOVRANNO ESSERE ESEGUITE CON ATTREZZO A ROTAZIONE PER EVITARE MARTELLAMENTI SULLE STRUTTURE, UTILIZZANDO PUNTE AL DIAMANTE O AL WIDYAN
- PRIMA DELL'ESECUZIONE DEGLI ANCORAGGI VERIFICARE IN OPERA LA CONSISTENZA DELLA MURATURA
- IN PRESENZA DI PORZIONI MURARIE DI PREGIO STORICO-ARTISTICO PROCEDERE ALLE EVENTUALI LAVORAZIONI CON LA MASSIMA CAUTEA E CON L'ASSISTENZA DELLA D.L.
- VERIFICARE LA CONSISTENZA DELLE STRUTTURE MURARIE ADIACENTI PRIMA DI PROCEDERE AD OGNI LAVORAZIONE
- LE DEMOLIZIONI DEVONO ESSERE ESEGUITE PREVIO PUNTELLAMENTO DELLE STRUTTURE PORTANTI COINTERESSATE
- IL PROGETTO DELLE PUNTELLAZIONI E' A CURA E A CARICO DELL'IMPRESA ESECUTRICE

N.B. NON ESSENDO STATO POSSIBILE ACCEDERE DIRETTAMENTE A TUTTI I LUOGHI OGGETTO DI INTERVENTO, SI RACCOMANDA DI INTERPELLARE I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE QUALORA, DURANTE IL CORSO DEI LAVORI, SI RICONTRASSERO CONDIZIONI DIVERSE DA QUELLE IPOTIZZATE

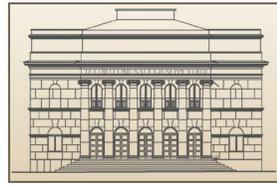
N.B. ATTENERSI SCRUPolosAMENTE ALLE INDICAZIONI E PRESCRIZIONI IMPARTITE DAL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE



CARPENTERIA DELLA COPERTURA
scala 1:25

COMUNE DI TERNI

OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL PRONAO
DEL TEATRO COMUNALE GIUSEPPE VERDI DI TERNI



COMMITTENTE: COC.BE.C. S.C.R.L.
PROPRIETA': COMUNE DI TERNI

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

TAVOLA: S003
OGGETTO: INTERVENTO SULLA PLAFONATURA N. 1 SEZIONE A-A
SCALA: 1:10
1:5
INTERVENTO SULLE PLAFONATURE N. 2 - 3 - 4 - 5 SEZIONE B-B

FILE: Roberta Damiani\lavoro 2011\Coc Be C_cad\Progetto strutturale\Disegno\Tar_S003.dwg
REV: 0 DATA: Marzo 2011 OGGETTO: 1° emissione

PROGETTISTI:
Dot. Ing. ANDREA GIANNANTONI
Dot. Ing. LAURA LUDOVISI
COLLABORATORE:
ROBERTA DAMIANI

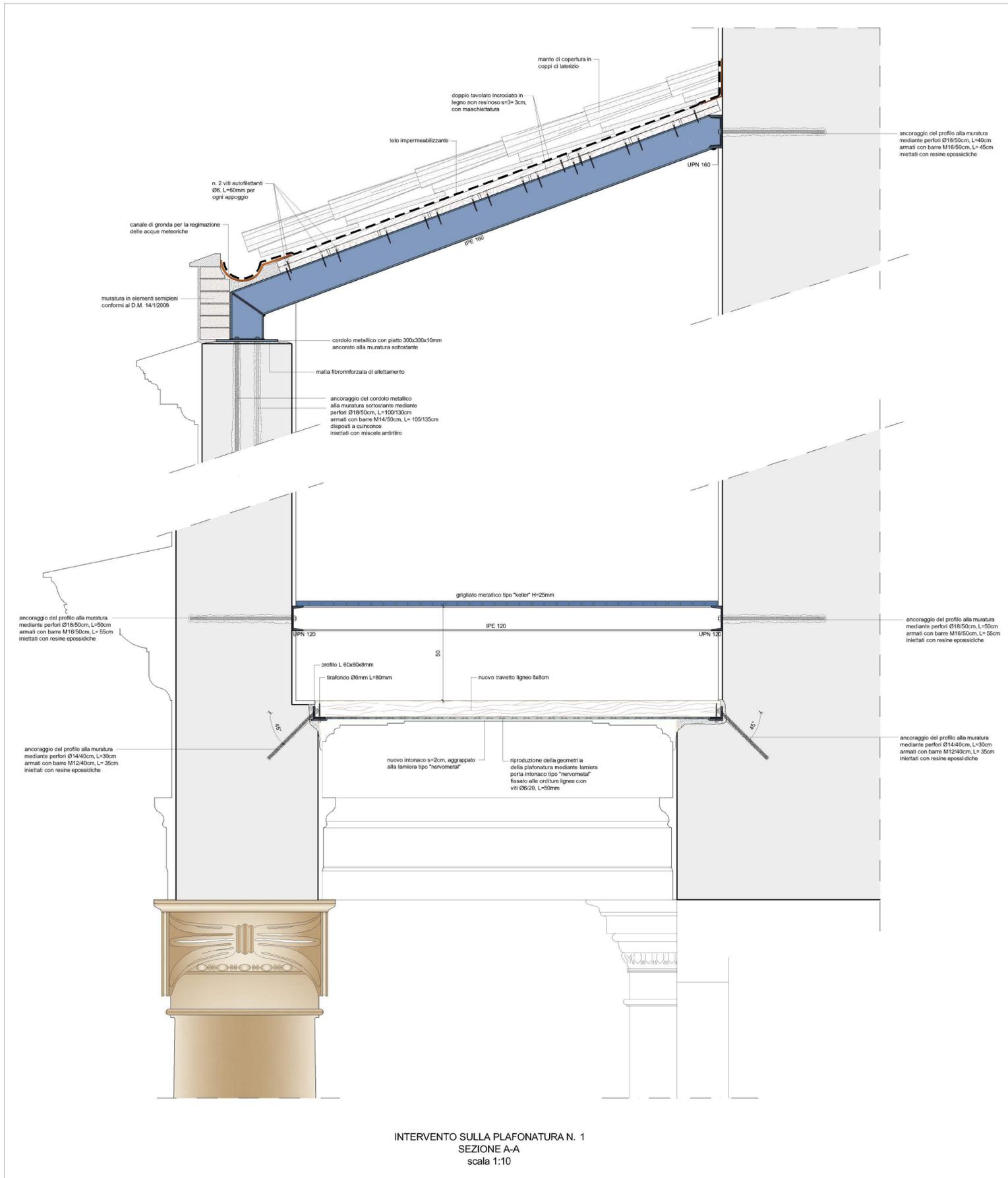
SERVIZI DI INGEGNERIA s.r.l.
ANDREA GIANNANTONI
FABRIZIO MENGHINI
Società di Ingegneria
VIA DELLE INDUSTRIE, 54 - 06037 FOLIGNO (PG) - tel 0742-3305645 Fax 0742-301195
e-mail: studio@serviziingegneria.com - web site: www.serviziingegneria.com

NOTE MATERIALI:
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA TIPO S235
ACCIAIO PER SALDATURE TIPO S235
ACCIAIO PER BARRE FILETTATE DEI PERFORI ARMATI: BULLONI CLASSE 5.6 (O SUPERIORE)
LEGNO DI CASTAGNO DI PROVENIENZA ITALIA (O EQUIVALENTE) PER NUOVA PLAFONATURA E PER TAVOLATO DI COPERTURA
MALTA ANTIRITIRO PER INIEZIONI DEI PERFORI
RESINE EPOSSIDICHE BICOMPONENTI PER ANCORAGGI E APPLICAZIONE FIBRE
NASTRO DI FIBRA DI VETRO UNIDIREZIONALE $\gamma=300\text{g/mq}$, $b=100\text{mm}$, $t=0.114\text{mm}$, $E_f=71\text{ GPa}$, $f_{tk}=2900\text{ Mpa}$
BARRE IN FIBRA DI ARAMIDE UNIDIREZIONALE $\varnothing 6\text{mm}$ $\gamma=4600\text{g/mq}$, $E_f=107\text{ GPa}$, $f_{tk}=1547\text{ Mpa}$
MURATURA IN ELEMENTI SEMIPIENI CONFORMI AL D.M. 14/1/2008 PER RIPRISTINI MURARI

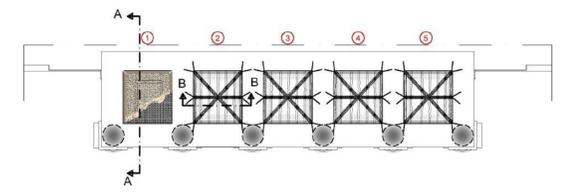
- L'IMPRESA DOVRA' VERIFICARE CHE I PRODOTTI SIANO ACCOMPAGNATI DA SCHEDE TECNICHE ADEGUATE RIPORTANTI I VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E FISICHE ED EVENTUALMENTE DA CERTIFICATI DI COLLAUDO DI LABORATORIO
- L'IMPRESA DOVRA' VERIFICARE CHE I PRODOTTI SIANO CONFORMI ALLE PRESCRIZIONI INDICATE
- LE MISURE DEVONO ESSERE VERIFICATE IN OPERA PRIMA DELL'ESECUZIONE DEI LAVORI A CURA DELL'IMPRESA ESECUTRICE
- TUTTE LE PERFORAZIONI DOVRANNO ESSERE ESEGUITE CON ATTREZZO A ROTAZIONE PER EVITARE MARTELLAMENTI SULLE STRUTTURE, UTILIZZANDO PUNTE AL DIAMANTE O AL WIDYAN
- PRIMA DELL'ESECUZIONE DEGLI ANCORAGGI VERIFICARE IN OPERA LA CONSISTENZA DELLA MURATURA
- IN PRESENZA DI PORZIONI MURARIE DI PREGIO STORICO-ARTISTICO PROCEDERE ALLE EVENTUALI LAVORAZIONI CON LA MASSIMA CAUTELA E CON L'ASSISTENZA DELLA D.L.
- VERIFICARE LA CONSISTENZA DELLE STRUTTURE MURARIE ADIACENTI PRIMA DI PROCEDERE AD OGNI LAVORAZIONE
- LE DEMOLIZIONI DEVONO ESSERE ESEGUITE PREVIO PUNTELLAMENTO DELLE STRUTTURE PORTANTI COINTERESSATE
- IL PROGETTO DELLE PUNTELLAZIONI E' A CURA E A CARICO DELL'IMPRESA ESECUTRICE

N.B. NON ESSENDO STATO POSSIBILE ACCEDERE DIRETTAMENTE A TUTTI I LUOGHI OGGETTO DI INTERVENTO, SI RACCOMANDA DI INTERPELLARE I PROGETTISTI DELLE STRUTTURE QUALORA, DURANTE IL CORSO DEI LAVORI, SI RISCOINTRASSERO CONDIZIONI DIVERSE DA QUELLE IPOTIZZATE

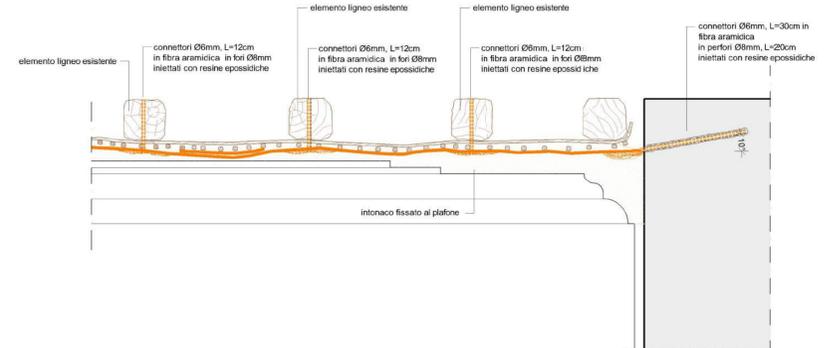
N.B. ATTENERSI SCRUPOLOSAMENTE ALLE INDICAZIONI E PRESCRIZIONI IMPARTITE DAL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE



INTERVENTO SULLA PLAFONATURA N. 1
SEZIONE A-A
scala 1:10



PIANTA GENERALE
INDICAZIONI DELLE SEZIONI



INTERVENTO SULLE PLAFONATURE N. 2 - 3 - 4 - 5
SEZIONE B-B
scala 1:5