

RIPARAZIONE DEI DANNI POST SISMA
DEL 20-29 MAGGIO 2012

INTERVENTI DI RIPARAZIONE E RAFFORZAMENTO
LOCALE

Teatro Facchini

Piazza del Popolo n° 7
Medolla



PROGETTO ESECUTIVO

Committente:

COMUNE DI MEDOLLA
Viale Rimebranze n° 19
41036 Medolla (MO)

**Progettista Architettonico
Direttore dei Lavori**

ARCH. MARINA SPEZIALI
Via San Matteo n° 4 - 41036 - Medolla (MO)
Tel. - Fax : 0535/27774

**Progettista Strutturale
Direttore dei Lavori strutturali**

ING. MARCO BRUINI
Via DALTON n° 48 - 41122 - MODENA (MO)
Tel. - Fax : 059/4822204

All. n°

7

Oggetto :

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
RELAZIONE DEI MATERIALI

Scala :

Pratica :

BMF02/13

2) - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1) ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO

La presente Relazione di Calcolo Strutturale si riferisce ad un intervento di riparazione e rafforzamento locale dei danni post sisma del 20-29 maggio 2012 nell'edificio del Teatro Comunale "Facchini" di Medolla sito in piazza del Popolo n. 7.

A seguito dei suddetti eventi sismici, l'edificio in oggetto ha subito una serie significativa di danni per cui, a seguito del sopralluogo effettuato in data 22/05/2012 dai tecnici incaricati dalla Protezione Civile di valutare l'agibilità sismica dell'edificio mediante la compilazione della scheda AeDES, è stata emessa un'ordinanza comunale di inagibilità parziale (Tipo C).

L'edificio in oggetto risulta inserito all'interno dell'elenco delle "Opere pubbliche, Beni culturali ed Edilizia scolastica Università" di cui all'Allegato B/1 dell'Ordinanza n° 14 del 24 febbraio 2014 contenente il programma di attuazione per il biennio 2013-2014 del "Programma delle Opere Pubbliche e dei Beni Culturali danneggiati dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012".

Ai sensi dei contenuti del Regolamento contenuto nell'Allegato E all'Ordinanza n° 14 del Commissario delegato per la ricostruzione, si sviluppa il presente progetto degli interventi strutturali, comprensivo dei particolari costruttivi, relativo ai lavori di riparazione e rafforzamento locale dei danni causati dagli eventi sismici al fine di ottenere la revoca del provvedimento di inagibilità.

In accordo con il Committente, si è proceduto alla programmazione di un piano di indagini geotecniche in situ all'interno del lotto interessato dall'edificio in modo da indagare il volume significativo di terreno in funzione del tipo di costruzione esistente.

Per far ciò ci si è avvalsi della collaborazione di una società specializzata in prove geotecniche, la GEO GROUP Srl, con sede in Modena in Via C. Costa n. 182 a firma del Dott. Geol. Pier Luigi Dallari, che ha redatto un'apposita Relazione Geologica-geotecnica.

Per la caratterizzazione dei parametri geotecnici dei terreni in esame sono state eseguite una prova penetrometrica ed un'indagine di tipo sismico, secondo la nota tecnologia di indagine sismica a rifrazione, per la caratterizzazione del terreno nei riguardi della capacità di trasmissione delle onde sismiche. Sul lotto in esame sono stati, quindi, realizzati n. 2 stendimenti sismici a rifrazione con il metodo "MASW" (Multichannel Analysis

of Surface Waves), ed una indagine sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) che è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito.

Le valutazioni svolte per la valutazione della risposta sismica locale dei terreni, hanno permesso di classificare il terreno in loco, ai sensi delle vigenti NTC 08, come terreno di:
Categoria C

che corrisponde a *“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).”*

Si è effettuata anche la verifica alla liquefazione secondo il metodo di Robertson e Wride che ha fornito un valore di “indice di liquefacibilità” $IL = 1,0$ segno di un rischio di liquefazione risulta “basso”.

B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E TIPOLOGIA DI INTERVENTO

L'edificio si presenta come corpo compatto, delle dimensioni complessive di metri 12,40 di larghezza per 32,00 di lunghezza.

La parte anteriore, verso est, è composta di due piani, ospita i locali di ingresso, il foyer ed i servizi, oltre alle scale; la parte posteriore (verso ovest) contiene la sala, il palco e la galleria.

La parte anteriore ha un'altezza al cornicione di 10 metri, mentre quella posteriore raggiunge i 12,60 metri.

Il palco è sopraelevato da terra di circa 130 cm mentre il sottopalco, che ospitava i camerini, aveva un'altezza utile dell'ordine di 2 metri ed era quindi ribassato di circa 70 cm, rispetto alla quota del terreno.

La struttura portante dell'edificio è in laterizio di mattoni pieni, UNI, generalmente di due teste, con rinforzi negli angoli e nelle parti più sollecitate dove ci sono tratti dello spessore di 40 cm.

Nel corso degli anni si sono succedute una serie di modifiche architettoniche che hanno portato alla chiusura o apertura di alcune delle numerose porte o finestre che caratterizzano i prospetti dell'edificio. Allo stato attuale, quindi, lo spessore delle murature non risulta costante in quanto in corrispondenza di alcune aperture, sebbene chiuse, lo spessore della muratura risulta inferiore a quello dei muri adiacenti, come pure la tipologia di muratura risulta differente rispetto a quella dei muri adiacenti.

I solai sono a struttura mista acciaio laterizio: in parte a voltini di mattoni sorretti da profili metallici, in parte a tavelloni sorretti da profili metallici.

Il tetto presenta una struttura in legno, con capriate di luce pari a 12,40 m. che sorreggono terzere in legno massiccio che a loro volta sorreggono i travetti orditi parallelamente alla falda; tra i travetti dell'orditura minuta sono presenti tavole forate di laterizio su cui grava l'impermeabilizzazione ed il manto di tegole marsigliesi.

Le strutture delle scale sono realizzate anch'esse in struttura mista acciaio laterizio completate da un getto di calcestruzzo, mentre il pianerottolo è realizzato con un voltino in muratura che scarica sul muro e su un profilo in acciaio UPN140.

Le strutture di fondazione sono di tipo continuo, a trave rovescia, e presentano una larghezza media di 90 cm con un carico medio sul terreno che oscilla intorno a 0,70 daN/cm² per i carichi permanenti e 0,12 daN/cm² per i sovraccarichi variabili

L'attuale struttura che costituisce la galleria risale agli interventi eseguiti alla fine degli anni '50 con lo scopo di trasformare l'edificio in Sala Cinematografica.

Questa è composta da solai in laterizio e calcestruzzo armato a nervature parallele che poggiano su quattro travi a mensola in calcestruzzo armato disposte in direzione longitudinale.

Le travi secondarie risultano sorrette da una trave principale a T posta in senso trasversale all'edificio che scarica su setti portanti in calcestruzzo dello spessore di 40 cm e larghezza di cm. 120. Detti setti in c.a. sono stati eseguiti assieme all'aumento di spessore delle murature perimetrali; in questo modo la galleria scarica il proprio peso direttamente a terra interessando solo marginalmente la struttura preesistente in muratura.

In occasione dei lavori di ristrutturazione ed adeguamento normativo eseguiti negli anni 2005-2006, si sono introdotte nuove modifiche strutturali: in particolare si sono eseguite le seguenti opere:

- 1) si è demolita la superfetazione presente su fronte nord dell'edificio riportando alle condizioni originali il volume complessivo del fabbricato;
- 2) si è eseguito un riordino delle aperture sulla facciata principale e sulle due facciate laterali, con chiusura delle aperture incongrue rispetto al disegno architettonico originario e la riapertura di quelle originali, che nel tempo erano state eliminate;
- 3) si è eseguito il ridisegno delle gradonate della galleria in modo da renderle maggiormente fruibili;
- 4) si sono montate appena al di sotto del cordolo in c.a. in copertura una serie di passerelle metalliche di servizio alla manutenzione impiantistica;
- 5) si è montata una struttura in legno lamellare, costituita da una trave trasversale di sostegno del sipario e da un graticcio di travi per il sostegno delle scenografie, al di sopra del palcoscenico;
- 6) si è rinnovata la struttura del palcoscenico
- 7) si sono montati una serie di controsoffitti e di pannelli di finitura di arredamento;
- 8) si è operata una ristrutturazione complessiva dell'impiantistica di trattamento d'aria, riscaldamento e raffrescamento.

La destinazione d'uso dell'edificio è quella a "teatro" con una piccola parte destinata ad "uffici non aperti al pubblico".

L'intervento in oggetto prevede la riparazione dei danni dovuti agli eventi sismici mediante interventi strutturali che riguardano parti limitate della struttura (struttura di copertura in legno e tavelle, muratura portante, controsoffitto pesante della sala Foyer), che interessano una porzione limitata della costruzione e che, inoltre, non cambiano significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche.

Per questi motivi detti interventi possono essere classificati, ai sensi dell'art. 8.4 delle NTC 08, come interventi di "Riparazione o intervento locale".

L'intervento in progetto non altera in modo rilevabile i carichi trasmessi alle fondazioni dell'edificio, per cui non altera lo stato di sollecitazione delle strutture di fondazione esistenti e lo stato di sollecitazione del complesso terreno struttura.

C) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

Si precisa che a partire dal 1 luglio 2009, a seguito dell'emanazione della Legge 24 giugno 2009 n° 77, sono entrate definitivamente in vigore per tutte le tipologie di costruzioni le "Norme tecniche per le costruzioni" emanate con il D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 08).

Con riferimento alle disposizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche ed integrazioni, l'intero territorio della provincia di Modena è stato classificato di tipo sismico ed in particolare il territorio del Comune di Medolla ha subito una nuova classificazione sismica all'interno della Zona 3.

La progettazione strutturale dell'intervento è stata quindi sviluppata nel rispetto delle prescrizioni normative in materia di costruzioni in zona sismica ed il quadro normativo di riferimento adottato risulta il seguente:

C.1 NORME DI RIFERIMENTO COGENTI

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086**
"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici n. 11951 del 14 febbraio 1974**
"Applicazione delle norme sul cemento armato".
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64**
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

- **D.G.R. Regione Emilia-Romagna n°1677/2005 del 24 ottobre 2005**
"Prime indicazioni applicative in merito al decreto ministeriale 14 settembre 2005 (pubblicato sul supplemento ordinario n. 159 alla G.U. n. 222 del 23 settembre 2005) recante "Norme tecniche per le costruzioni"".
- **D.M. Infrastrutture e Interno 14 gennaio 2008**
"Norme tecniche per le costruzioni".
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**
"Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008".

C.2 ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI

- **Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003**
"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3316 del 02 ottobre 2003**
"Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003".
- **Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3431 del 03 maggio 2005**
"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"".
- **UNI EN 1991-1-7:2006**
Eurocodice 1 – "Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali".
- **UNI EN 1998-1:2005**
Eurocodice 8 – "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici."
- **D.P.C.M. 9 febbraio 2011**
"Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008"
- **DL 6 giugno 2012, n.74 convertito in Legge 1 agosto 2012 n° 122**
"Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012"

- Ordinanza n° 14 del 24 febbraio 2014.

Programma delle Opere Pubbliche e dei Beni Culturali danneggiati dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012. Piani annuali 2013-2014 delle Opere pubbliche, Beni culturali ed Edilizia scolastica – Università. Interventi con importi inferiori a € 50.000,00: Approvazione modifiche ed integrazioni al febbraio 2014.

D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO E DELLE AZIONI CONSIDERATE

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista generale delle strutture e dal committente, che hanno definito i seguenti parametri di progetto:

Caratteristiche della costruzione

Tipo di Costruzione	Tipo 2	
Vita Nominale della Costruzione	$V_N \geq 50$ anni	
Classe d'uso della Costruzione	III	$C_U = 1,5$
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	$V_R = V_N \times C_U = 75$ anni	

Sulla base del Tipo di Costruzione e della sua Classe d'uso sono stati definiti l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura che si è verificato, in fase di dimensionamento, non vengano superati, e precisamente:

1) Comportamento in assenza di sisma:

Stati Limite Ultimi di resistenza degli elementi strutturali (SLU)
Stati Limite di Esercizio (stato tensionale, deformazioni e fessurazioni) (SLE)

2) Comportamento in presenza di sisma:

Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Si è considerato il solo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) in quanto, sensi del punto 8.3 delle NTC, la verifica dello stato limite di esercizio di danno (SLD) negli edifici esistenti non risulta obbligatoria.

Per la progettazione esecutiva degli interventi locali si prenderanno in considerazione la seguente azioni sismiche e statiche:

AZIONI STATICHE:

Analisi dei Carichi

Solaio di copertura III^ livello

Peso proprio solaio in legno	130 daN/m ²
Carichi permanenti (impianti o manto di copertura)	150 daN/m ²
Carichi variabili (neve)	<u>120 daN/m²</u>
Totale	400 daN/m ²

Solaio di copertura II[^] livello

Peso proprio solaio in legno	130 daN/m ²
Carichi permanenti (manto di copertura)	70 daN/m ²
Carichi variabili (neve)	<u>120 daN/m²</u>
Totale	320 daN/m ²

Solaio/Controsoffitto pesante II[^] - Sottotetto

Peso proprio solaio in legno e tavelloni	100 daN/m ²
Carichi permanenti	50 daN/m ²
Carichi variabili (manutenzione)	<u>100 daN/m²</u>
Totale	250 daN/m ²

Solaio calpestio II[^] - Sala proiezione

Peso proprio solaio a voltini	350 daN/m ²
Soletta collaborante in c.a.	100 daN/m ²
Carichi permanenti	50 daN/m ²
Carichi variabili (cat. B1)	<u>200 daN/m²</u>
Totale	700 daN/m ²

Solaio calpestio I[^] - Galleria

Peso proprio solaio	630 daN/m ²
Carichi permanenti	400 daN/m ²
Carichi variabili (cat. C2)	<u>400 daN/m²</u>
Totale	1.430 daN/m ²

Solaio calpestio I[^] - Foyer

Peso proprio solaio	100 daN/m ²
Carichi permanenti	150 daN/m ²
Carichi variabili (cat. C2)	<u>400 daN/m²</u>
Totale	650 daN/m ²

AZIONE SISMICA:

Caratteristiche del sito

Zona sismica:	Zona 3	a/g = 0,15
Latitudine del sito	44,848772	
Longitudine del sito	11,070592	
Categoria del sottosuolo	C	
Categoria topografica	T1	
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1$	

Caratteristiche dello spettro di risposta orizzontale

a_g accelerazione massima orizzontale del sito
 F_0 valore massimo fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
 T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_C coefficiente di periodo a velocità costante

	T_R	a_g	F_0	T_C^*	S_S	C_C
SLV	712	0,176g	2,558	0,273	1,430	1,612

Si riporta, nelle pagine seguenti, le caratteristiche dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV assunto alla base del calcolo delle azioni sismiche per il sito oggetto della costruzione.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,178 g
F_o	2,568
T_c	0,273 s
S_g	1,430
C_c	1,612
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,430
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,440 s
T_D	2,304 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,252
$T_B \leftarrow$	0,147	0,644
$T_C \leftarrow$	0,440	0,644
	0,529	0,536
	0,617	0,459
	0,706	0,401
	0,795	0,356
	0,884	0,320
	0,972	0,291
	1,061	0,267
	1,150	0,246
	1,239	0,229
	1,328	0,213
	1,416	0,200
	1,505	0,188
	1,594	0,178
	1,683	0,168
	1,771	0,160
	1,860	0,152
	1,949	0,145
	2,038	0,139
	2,127	0,133
	2,215	0,128
$T_D \leftarrow$	2,304	0,123
	2,385	0,115
	2,466	0,107
	2,546	0,101
	2,627	0,095
	2,708	0,089
	2,789	0,084
	2,869	0,079
	2,950	0,075
	3,031	0,071
	3,112	0,067
	3,192	0,064
	3,273	0,061
	3,354	0,058
	3,435	0,055
	3,515	0,053
	3,596	0,050
	3,677	0,048
	3,758	0,046
	3,838	0,044
	3,919	0,042
	4,000	0,041

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

E) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI D'USO STRUTTURALE

- acciaio delle strutture metalliche S235 JR (UNI EN 10025-2 – ex FeB 360 UNI 7070):

. tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	235 MPa
. tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	360 MPa
. modulo elastico	$E_s =$	210.000 MPa
. coefficiente parziale di sicurezza resistenza	$\gamma_{M0} =$	1,05
. coefficiente parziale di sicurezza instabilità	$\gamma_{M1} =$	1,05
. coefficiente parziale di sicurezza resistenza sez tesa	$\gamma_{M2} =$	1,25

- Viti ad alta resistenza classe 8.8

(UNI EN ISO 898-1:2001):

. tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} \geq$	649 MPa
. tensione caratteristica di rottura	$f_{tb} \geq$	800 MPa
. coefficiente parziale di sicurezza resistenza	$\gamma_{M2} =$	1,25
. coefficiente parziale di sicurezza scorrimento SLE	$\gamma_{M3} =$	1,10
. coefficiente parziale di sicurezza scorrimento SLU	$\gamma_{M3} =$	1,25

- malta fibrorinforzata bi componente ad elevata azione pozzolanica, composta di speciali cementi solfatoresistenti, sabbie classificate, leganti pozzolanici, fibre sintetiche ed additivi per migliorare la lavorazione e l'adesione

. Resistenza a compressione a 24 ore	9 N/mm ² ca.
. Resistenza a compressione a 7 giorni	20 N/mm ² ca.
. Resistenza a compressione a 28 giorni	25 N/mm ² ca.
. Resistenza a flessione a 28 gg	8 N/mm ² ca.
. Modulo di elasticità a 28 giorni	14.000 N/mm ² ca.
. Adesione al supporto a 3 giorni	> 1 N/mm ² ca.
. Adesione al supporto a 28 giorni (di natura adeguata)	> 2 N/mm ² ca.

- Rete d'armatura A.R. in fibra di vetro alcali resistente 225 g/m²

.Tipo di fibra Fibra di vetro alcali resistente.	
.Grammatura (rete non apprettata)	ca. 190 g/m ²
.Grammatura (rete apprettata)	ca. 225 g/m ²
.Ampiezza della maglia (ordito)	25 mm \pm 0.2
.Ampiezza della maglia (trama)	24 mm \pm 0.2
.Resistenza a trazione (ordito, N/5cm)	ca. 2300 (almeno 45 N/mm)
.Resistenza a trazione (trama,N/5cm)	ca. 2300 (almeno 45 N/mm)
.Allungamento alla rottura trama	Max 3.6%
.Allungamento alla rottura ordito	Max 2.9%
.Perdita di resistenza a trazione dopo invecchiamento in soluzione alcalina	< 10%
.Contenuto in Ossido di Zirconio	ca. 12 % (ca. 30 g/m ²)

- Legno Lamellare Incollato combinato GL24

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e di rigidità in N/mm² e di massa volumica in kg/m³ (per legno lamellare incollato combinato).

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL	GL	GL	GL
		24c	28c	32c	36c
Resistenza a flessione	fm,g,k	24	28	32	36
Resistenza a trazione	ft,0,g,k	14	16,5	19,5	22,5
	ft,90,g,k	0,35	0,4	0,45	0,5
Resistenza a compressione	fc,0,g,k	21	24	26,5	29
	fc,90,g,k	2,4	2,7	3,0	3,3
Resistenza a taglio	fw,g,k	2,2	2,7	3,2	3,8
Modulo di elasticità	E0,q,mean	1160	12600	13700	14700
	E0,g,05	9400	10200	11100	11900
	E90,g,mean	320	390	420	460
Modulo di taglio	Gg,mean	590	720	780	850
Massa volumica	ρg,k	350	380	410	430

F) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

La tipologia degli interventi strutturali in oggetto, che come abbiamo precedentemente precisato si configura come un intervento di "Riparazione o intervento locale" ai sensi dell'art. 8.4 delle NTC 08, prevede che "non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza persistenti".

Dall'esame del quadro dei danni rilevati e dalle considerazioni sulla vulnerabilità dell'edificio si sono individuati alcuni elementi sostanziali di criticità che si intendono presidiare e precisamente:

Elementi strutturali:

1. i danneggiamenti del solaio di copertura dovuto a movimenti relativi delle strutture in legno che hanno determinato il danneggiamento della parte del solaio realizzato con i tavelloni in laterizio sia per la loro rottura localizzata sia per la loro perdita d'appoggio, con conseguente caduta sul controsoffitto di alcuni di esse.
2. i danneggiamenti e le fessurazioni diffuse di numerose pareti portanti e controventanti interne ed esterne in muratura.

Elementi non strutturali:

1. i danneggiamenti del controsoffitto della sala a causa del crollo localizzato dei tavelloni della copertura;
2. i danneggiamenti del manto di copertura dovuto a movimenti significativi di parti di questo, con scorrimento sul piano inclinato della copertura;
3. i danneggiamenti e le fessurazioni del solaio/controsoffitto pesante di copertura della sala Foyer realizzato con profili in acciaio che sorreggono una cartella di tavelloni in laterizio spaccati;
4. distacchi diffusi di intonaci e rivestimenti.

Si procederà, quindi, con i seguenti interventi locali:

- a) Ripristino del solaio di copertura mediante la realizzazione di collegamenti meccanici tra travetti e terzere, tra terzere e capriate e tra le capriate ed il cordolo in c.a. esistente; sostituzione del solaio attualmente in tavelloni in laterizio slegati con un tavolato in legno continuo inchiodato ai travetti esistenti e dotato di controventature di piano realizzate con nastri metallici forati inchiodati;
- b) Ripristino del manto di copertura, con completa rimozione e successivo rimontaggio;
- c) Riparazione delle lesioni nelle murature portanti e controventanti intonacate mediante realizzazione di intonaco fibrorinforzato armato con rete in fibra di vetro o fibra di basalto;
- d) Riparazione delle lesioni nelle murature portanti e controventanti a faccia a vista mediante pulizia e ristilatura dei giunti di malta;

e) Demolizione del solaio/controsoffitto pesante di copertura della sala Foyer realizzato in profili in acciaio e tavelloni in laterizio spaccati ad una cartella e ricostruzione di un nuovo solaio/controsoffitto pesante con struttura in legno lamellare;

I suddetti interventi sono stati progettati sia rispetto le azioni statiche verticali che rispetto le azioni sismiche orizzontali attraverso un'analisi elastico-lineare o cinematica lineare, utilizzando gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni sviluppati a mano (mediante metodi analitici o tabellari) o con l'ausilio di elaboratore elettronico.

G) INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le sollecitazioni degli elementi sono state ricavate impostando tutte le combinazioni dei carichi permanenti e variabili più significative per valutare le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura, in modo da assicurare un adeguato livello di sicurezza rispetto lo SLU. I carichi sono stati applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono state valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e combinate con le prescritte azioni statiche verticali nei riguardi del solo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) in quanto, sensi del punto 8.3 delle NTC, la verifica dello stato limite di esercizio di danno (SLD) negli edifici esistenti non risulta obbligatoria.

Ai sensi del punto 2.5.3 delle NTC si utilizzerà la "Combinazione sismica" adottando i seguenti coefficienti di combinazione:

Carichi variabili (Cat. B1, uffici non aperti al pubblico)	$\psi_{2i} = 0,3$
Carichi variabili (Cat. C2, ... teatri ...)	$\psi_{2i} = 0,6$
Carichi variabili (neve)	$\psi_{2i} = 0,0$

H) INDICAZIONE DEL METODO DI ANALISI

I suddetti interventi sono stati progettati sia rispetto le azioni statiche verticali che rispetto le azioni sismiche orizzontali attraverso un'analisi elastico-lineare o cinematica, utilizzando gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni sviluppati a mano (mediante metodi analitici o tabellari) o con l'ausilio di elaboratore elettronico.

I) CRITERI DI VERIFICA

Al fine di assicurare il necessario livello di sicurezza statica e le prestazioni dell'opera o di una parte di essa, sono stati adottati i criteri di verifica contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per maggiori dettagli sui risultati dell'analisi effettuata si faccia riferimento al successivo punto 2.2.

J) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE PIU' SIGNIFICATIVE

Per maggiori dettagli sui risultati dell'analisi effettuata si faccia riferimento al successivo punto 2.2.

K) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

Si sono utilizzati fogli di calcolo elettronico sviluppati direttamente dal progettista o sviluppati da altri, ma controllati dal progettista.

L) STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE

L'intervento in progetto non altera in modo rilevabile i carichi trasmessi alle fondazioni dell'edificio, per cui non altera lo stato di sollecitazione delle strutture di fondazione esistenti e lo stato di sollecitazione del complesso terreno struttura.

M) CATEGORIA DI INTERVENTO SU STRUTTURE ESISTENTI

Gli interventi riguardano una parte limitata della struttura e interessano una porzione limitata della costruzione; inoltre non cambia significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, per cui può essere classificato, ai sensi dell'art. 8.4 delle NTC 08, come un intervento di "Riparazione o intervento locale".

N) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE, INTERVENTI REALIZZATI NEL TEMPO E RILIEVO STRUTTURALE

L'edificio in oggetto è stato costruito al termine degli anni '20, ristrutturato negli anni '60 per aumentare il numero di posti ed adeguarlo come Sala Cinematografica ed infine nuovamente ristrutturato tra il 2005 ed il 2006.

Le caratteristiche geometrico strutturali della struttura esistente sono descritte al precedente punto 2.1.B.

Nel corso degli anni, quindi, si sono succedute una serie di modifiche architettoniche che hanno portato alla chiusura o apertura di alcune delle numerose porte o finestre che caratterizzano i prospetti dell'edificio. Allo stato attuale, quindi, lo spessore delle murature non risulta costante in quanto in corrispondenza di alcune aperture, sebbene chiuse, lo spessore della muratura risulta inferiore a quello dei muri adiacenti, come pure la tipologia di muratura risulta differente rispetto a quella dei muri adiacenti.

L'attuale struttura che costituisce la galleria risale agli interventi eseguiti alla fine degli anni '50 con lo scopo di trasformare l'edificio in Sala Cinematografica. Essa è composta da solai in laterizio e calcestruzzo armato a nervature parallele che poggiano su quattro travi a mensola in calcestruzzo armato disposte in direzione longitudinale.

In occasione dei lavori di ristrutturazione ed adeguamento normativo eseguiti negli anni 2005-2006, si sono introdotte nuove modifiche strutturali: in particolare si sono eseguite una serie di opere elencate al precedente punto 2.1.B.

Rilievo geometrico delle strutture

La documentazione progettuale a disposizione risulta piuttosto articolata; essa riguarda interventi che si sono succeduti negli anni; talvolta effettivamente eseguiti e talvolta solo progettati.

Per questo motivo si è proceduto ad effettuare un rilievo geometrico di dettaglio dello stato di fatto dell'edificio in modo da individuarne l'esatta configurazione attuale.

I risultati delle operazioni di rilievo sono riprodotti, tramite piante, prospetti e sezioni, negli elaborati di Rilievo dello stato di fatto.

Quadro fessurativo e deformativo

Si sono svolte le operazioni di rilievo del quadro fessurativo e deformativo tese alla conoscenza più completa e dettagliata possibile del livello di danno delle strutture portanti provocato dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012.

I risultati delle operazioni di rilievo del quadro fessurativo sono riprodotti, tramite piante, prospetti e sezioni, negli elaborati di Rilievo del quadro fessurativo e deformativo.

Sulle facciate esterne sono presenti i seguenti segni fessurativi:

- lievi fessurazioni nei cornicioni per vibrazione reciproca degli elementi in laterizio che costituiscono il cornicione;
- lievi fessurazioni sulle pareti esterne in prossimità delle aperture esistenti o di quelle che sono state chiuse nel corso degli anni;
- lievi fessurazioni verticali negli angoli del fabbricato in corrispondenza dell'ammorsamento tra i muri esterni;

Sulle pareti interne sono presenti i seguenti segni fessurativi:

- lievi fessurazioni in corrispondenza di alcuni angoli tra le pareti e negli spigoli di attacco tra i voltini e pareti;
- lievi fessurazioni che individuano il contorno di porte o aperture esistenti ed attualmente murate;
- lievi fessurazioni sulle pareti interne in prossimità delle aperture esistenti o di quelle che sono state chiuse nel corso degli anni.

Dettagli costruttivi

Le verifiche effettuate si possono classificare come "Verifiche in situ limitate" per la zona delle strutture presa in esame.

Si sono potuti individuare i seguenti aspetti:

- a. le pareti verticali RISULTANO correttamente ammorsate tra loro;
- b. i collegamenti tra gli orizzontamenti intermedi e le pareti NON RISULTA effettuato attraverso la presenza di cordoli di piano in c.a.
- c. i collegamenti tra le strutture principali del solaio di copertura (capriate) e le pareti non risultano di tipo meccanico, sebbene sia presente un cordolo in c.a. di coronamento delle murature;
- d. in tutte le aperture SONO presenti architravi strutturalmente efficienti;
- e. NON SONO presenti elementi strutturali spingenti;
- f. NON SONO presenti elementi strutturali di elevata vulnerabilità.
- g. SONO presenti pareti in muratura di laterizio del tipo pieno eseguite secondo gli usuali schemi di tessitura prescritti dalla regola d'arte, assemblati con malta buona e giunti sottili.

Infine, visto l'età della costruzione, e la sua evoluzione nel tempo, si può asserire che questa struttura aveva già subito l'effetto di alcuni terremoti significativi, e precisamente:

- 9 novembre 1983 – Terremoto di Parma – Mw = 4,9
- 15 ottobre 1996 – Terremoto di Reggio Emilia – Mw = 5,4
- 25 gennaio 2012 – Terremoto Reggiano – Mw = 4,9
- 27 gennaio 2012 – Terremoto Parmense (Frignano) – Mw = 5,4

senza manifestare particolari segni di vulnerabilità e senza subire danni.

Viceversa in occasione degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 (terremoto dell'Emilia Romagna – ML = 5,9) l'edificio si è danneggiato mostrando modesti segni di vulnerabilità.

O) DEFINIZIONE DELLE PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI, LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Si sono effettuate delle indagini ed ispezioni tese alla caratterizzazione meccanica dei materiali che costituiscono le murature esistenti interessate dall'intervento; si sono effettuati una serie di esami visivi, condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita la muratura.

Si è anche valutata la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni sismiche, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale degli elementi costituenti lo spessore murario.

E' stata valutata anche, in maniera approssimata, la compattezza della malta.

Si è rilevato che:

- 1) le parti di muratura ad due o più teste risultano con tessitura corretta.
- 2) i laterizi pieni presentano forma a parallelepipedo regolare di dimensione pari circa a 25x12x5;
- 3) le giaciture dei giunti di malta risultano orizzontali, con spessore sottile;
- 4) la qualità e consistenza della malta risulta mediocre, per cui si presume del tipo a calce idraulica.

Le verifiche effettuate si possono classificare come “Verifiche in situ limitate” in quanto sono basate su esame visivo della superficie muraria e servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura. In questo caso si possono utilizzare le caratteristiche meccaniche individuate nella Tab. C8A.2.1 per la voce “muratura in mattoni pieni e malta di calce” eventualmente incrementate con i fattori correttivi della Tab. C8A.2.2.

Con riferimento al punto C8A.1.A.4 della Circolare n° 617/2009, essendo stati effettuati, per la parte di strutture interessate dall'intervento:

- un rilievo geometrico strutturale completo;
- “verifiche in situ limitate” sui dettagli costruttivi;
- “verifiche in situ limitate” sulle proprietà dei materiali

il livello di conoscenza raggiunto è LC1 a cui corrisponde un fattore di confidenza FC= 1,35.

Per questo motivo i valori medi dei parametri meccanici delle murature saranno:

Resistenza a compressione:

minimo degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 incrementati con i fattori correttivi della Tab. C8A.2.2 per presenza di malta buona e per presenza di giunti sottili:

$$f_m = 2,40 * 1,5 * 1,5 / 1,35 = 4,00 \text{ MPa}$$

Resistenza a taglio:

minimo degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 incrementate con i fattori correttivi della Tab. C8A.2.2 per presenza di malta buona e per presenza di giunti sottili:

$$\tau_0 = 0,06 * 1,5 * 1,25 / 1,35 = 0,083 \text{ MPa}$$

Modulo elastico normale E_m :

media degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 incrementati con i fattori correttivi della Tab. C8A.2.2 per presenza di malta buona e per presenza di giunti sottili:

$$E_m = 1.500 * 1,5 * 1,5 = 3.375 \text{ MPa}$$

Modulo elastico tangenziale G_m :

media degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 incrementati con i fattori correttivi della Tab. C8A.2.2 per presenza di malta buona e per presenza di giunti sottili:

$$G_m = 500 * 1,5 * 1,5 = 1.125 \text{ MPa}$$

P) RISULTATI PIU' SIGNIFICATIVI DAL CONFRONTO TRA I LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST-INTERVENTO

Per maggiori dettagli sui risultati dell'analisi effettuata si faccia riferimento al successivo punto 2.2.

2.2) PROGETTO E VERIFICA DEGLI INTERVENTI LOCALI

2.2.1) PREMESSE

Dall'esame del quadro dei danni rilevati si sono individuati alcuni elementi sostanziali di criticità che si intendono presidiare, così come indicato al punto 2.1.F, e gli interventi di riparazione e rafforzamento locale dei danni post sisma del 20-29 maggio 2012 che si intendono attuare.

Tra questi interventi vi è anche la realizzazione di collegamenti meccanici tra travetti e terzere, tra terzere e capriate e tra capriate e cordolo in c.a.; nelle pagine seguenti si riporterà la verifica di alcuni dei collegamenti principali ipotizzati.

Un ulteriore intervento è composto dalla demolizione del solaio/controsoffitto pesante in profili in acciaio e tavelloni in laterizio spaccati ad una cartella della sala Foyer e ricostruzione di un solaio/controsoffitto pesante con struttura in legno lamellare; nelle pagine seguenti si riporterà il progetto e la verifica delle parti principali della struttura in legno.

Si riportano poi le specifiche tecniche per gli interventi di riparazione dei danneggiamenti delle fessurazioni presenti sulle pareti portanti e controventanti in muratura.

2.2.2) COLLEGAMENTI MECCANICI TRA STRUTTURE IN LEGNO

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche dei collegamenti meccanici principali previsti per collegare le strutture in legno esistenti della copertura; le sollecitazioni dei collegamenti sono state valutate in modo semplificato tenendo conto della risposta dell'edificio in base al periodo proprio fondamentale di vibrazione determinato in modo semplificato e precisamente:

$$T_1 = 0,05 \times 13,60^{3/4} = 0,354 \text{ sec}$$

per cui le forze sismiche con cui dimensionare i collegamenti verranno calcolate con riferimento allo spettro elastico indicato al precedente punto 2.1.D ed assumendo un fattore di struttura:

$$q = 2$$

2.2.2.1 Collegamento travetti-terzere

Si considera il caso in cui la lunghezza del travetto copra due campate, ossia si possa schematizzare come una trave su tre appoggi; risulta evidente che la situazione più gravosa risulta quella dell'attacco del vincolo intermedio.

Considerato i seguenti dati:

- Dimensioni del travetto: 10x10 cm
- Peso del travetto: 0,10x0,10x500 = 5 daN/m
- Interasse travetti: 0,60 m
- Lunghezza travetto (caso travetto continuo): 4,20 m
- Peso manto di copertura e tavolato in legno: 85 daN/mq

l'azione sismica totale agente su un collegamento sarà:

$$F_s = 0,644 \times 0,33 \times (85 \times 4,20 \times 0,60 + 5 \times 4,20) / 2 = 25 \text{ daN}$$

Si adotta un collegamento tramite una vite del tipo ROTHOBLAAS HBS 8x200 la cui resistenza caratteristica a taglio per azioni perpendicolari alle fibre risulta

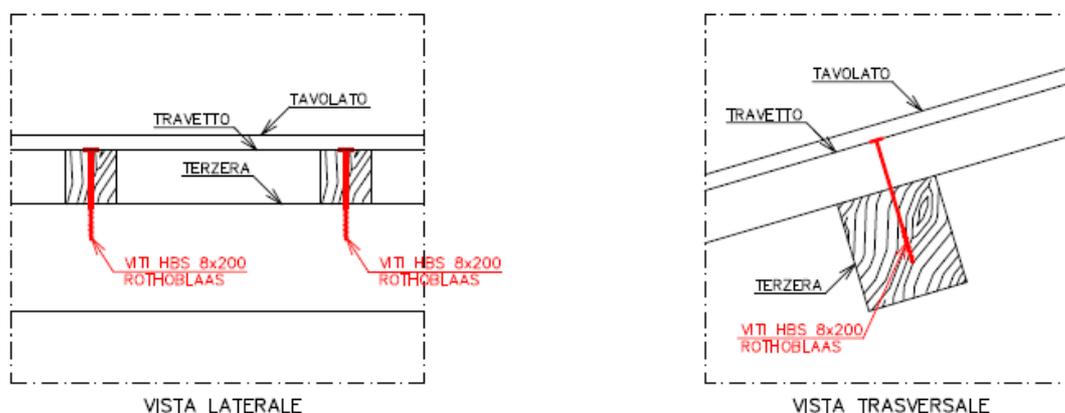
$$R_d = 312 \text{ daN}$$

per cui la resistenza di progetto risulta pari a:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_m} = 1,00 \frac{312}{1,5} = 208 \text{ daN} > F_s$$

che risulterebbe ampiamente verificato se si potessero rispettare le distanze minime dai bordi; non riuscendo a rispettare dette distanze si applica una ulteriore riduzione che potrebbe essere anche particolarmente elevata senza che questo influisca sul soddisfacimento della verifica.

INTERVENTO TIPO E1 COLLEGAMENTO TERZERE-TRAVETTI CONTINUI SCALA 1:10



2.2.2.2 Collegamento trave-terzere

Si considera il caso della terza con lunghezza maggiore; in questo caso sicuramente la terza potrà essere schematizzata come una trave su due appoggi.

Considerato i seguenti dati:

- Dimensioni della terza: 20x22 cm
- Peso della terza: $0,20 \times 0,22 \times 500 = 22$ daN/m
- Interasse terza: 2,10 m
- Lunghezza terza: 4,50 m
- Peso manto di copertura, tavolato in legno e travetti: 95 daN/mq

l'azione sismica totale agente su un collegamento sarà:

$$F_s = 0,644 \times 0,5 \times (95 \times 2,10 \times 4,50 + 22 \times 4,50) / 2 = 160 \text{ daN}$$

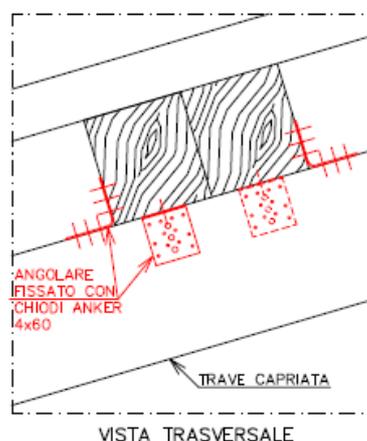
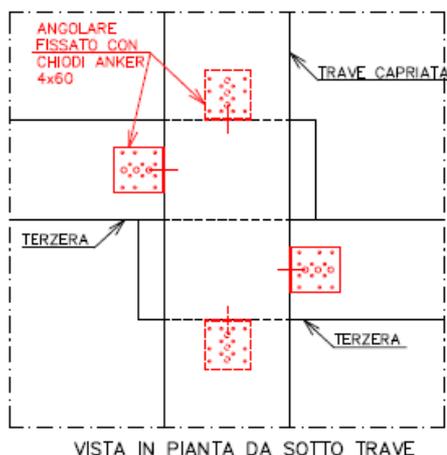
Si adotta un collegamento tramite angolari senza rinforzo tipo ROTHOBLAAS ANGOLARE 100 senza rinforzo la cui resistenza caratteristica a taglio con chiodatura totale chiodi Anker Φ 4x60 risulta

$$R_d = 893 \text{ daN}$$

per cui la resistenza di progetto risulta pari a:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_m} = 1,00 \frac{893}{1,5} = 595 \text{ daN} > F_s$$

INTERVENTO TIPO C COLLEGAMENTO TRAVE-TERZERE SCALA 1:10



2.2.2.3 Collegamento trave capriata-cordolo in c.a.

Si considera il caso della capriata n. 4 che sostiene le terzere con lunghezza maggiore.

Considerato i seguenti dati:

- | | |
|---|-----------|
| - Dimensioni degli elementi della capriata: | 25x30 cm |
| - Peso della capriata: $0,25 \times 0,30 \times 500 \times (12,40 + 12,90) =$ | 950 daN |
| - Interasse capriata: | 4,35 m |
| - Lunghezza capriata: | 12,40 m |
| - Peso manto di copertura, tavolato in legno, travetti e terza: | 421 daN/m |

l'azione sismica totale agente su un collegamento sarà:

$$F_s = 0,644 \times 0,5 \times (421 \times 12,40 + 950) / 2 = 994 \text{ daN}$$

Si adotta un collegamento realizzato con una seggola metallica fissata al cordolo in c.a. tramite 4 barre filettate M12 (8.8) fissate con resine tipo Fischer FIS A M12x160 (8.8) ed alla capriata mediante 4 viti Tipo Rothoblaas Tirafondi DIN 571 KOP 10x100.

Verifica Tasselli FISCHER FIS A M12x160 (8.8):

Considerato la conformazione geometrica della seggola metallica, il sistema di tasselli di collegamento con il cordolo in c.a. sarà soggetto al seguente sistema di forze sollecitanti:

Sisma in direzione longitudinale:

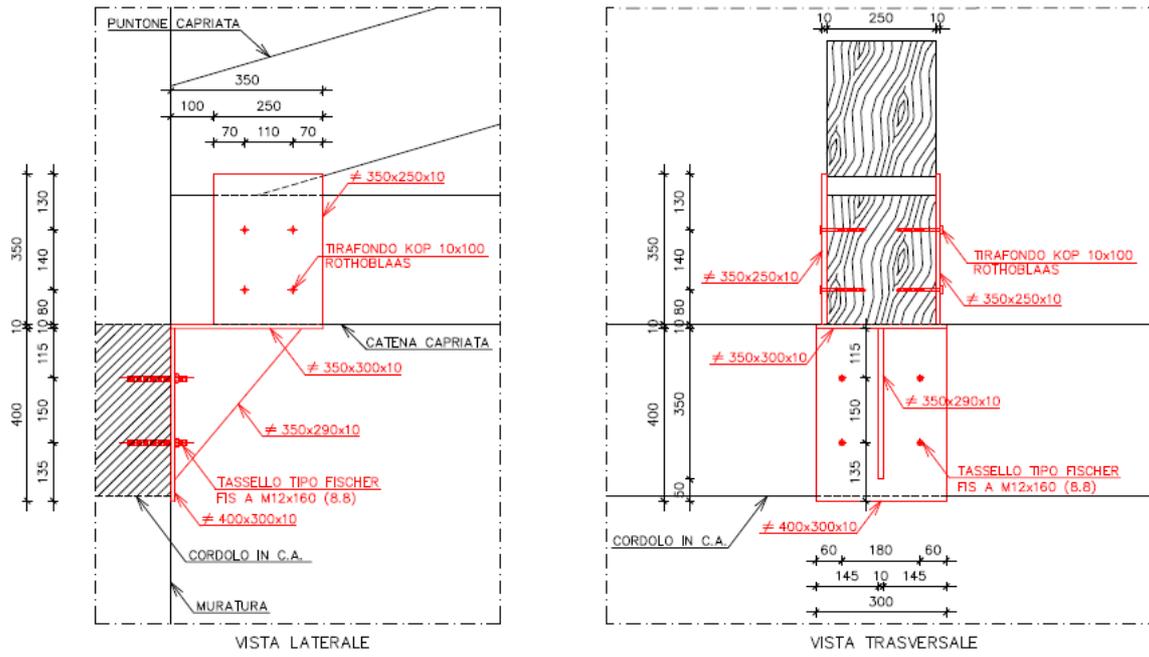
$$N_{t,Ed} = 994 \text{ daN}$$
$$M_{Ed} = 348 \text{ daNm}$$

Sisma in direzione trasversale:

$$V_{Ed} = 994 \text{ daN}$$
$$M_{Ed} = 224 \text{ daNm}$$
$$M_{t,Ed} = 348 \text{ daNm}$$

Nelle pagine seguenti si riportano le verifiche dei tasselli utilizzati.

INTERVENTO TIPO A
 COLLEGAMENTO CAPRIATA-CORDOLO IN C.A.
 SCALA 1:10



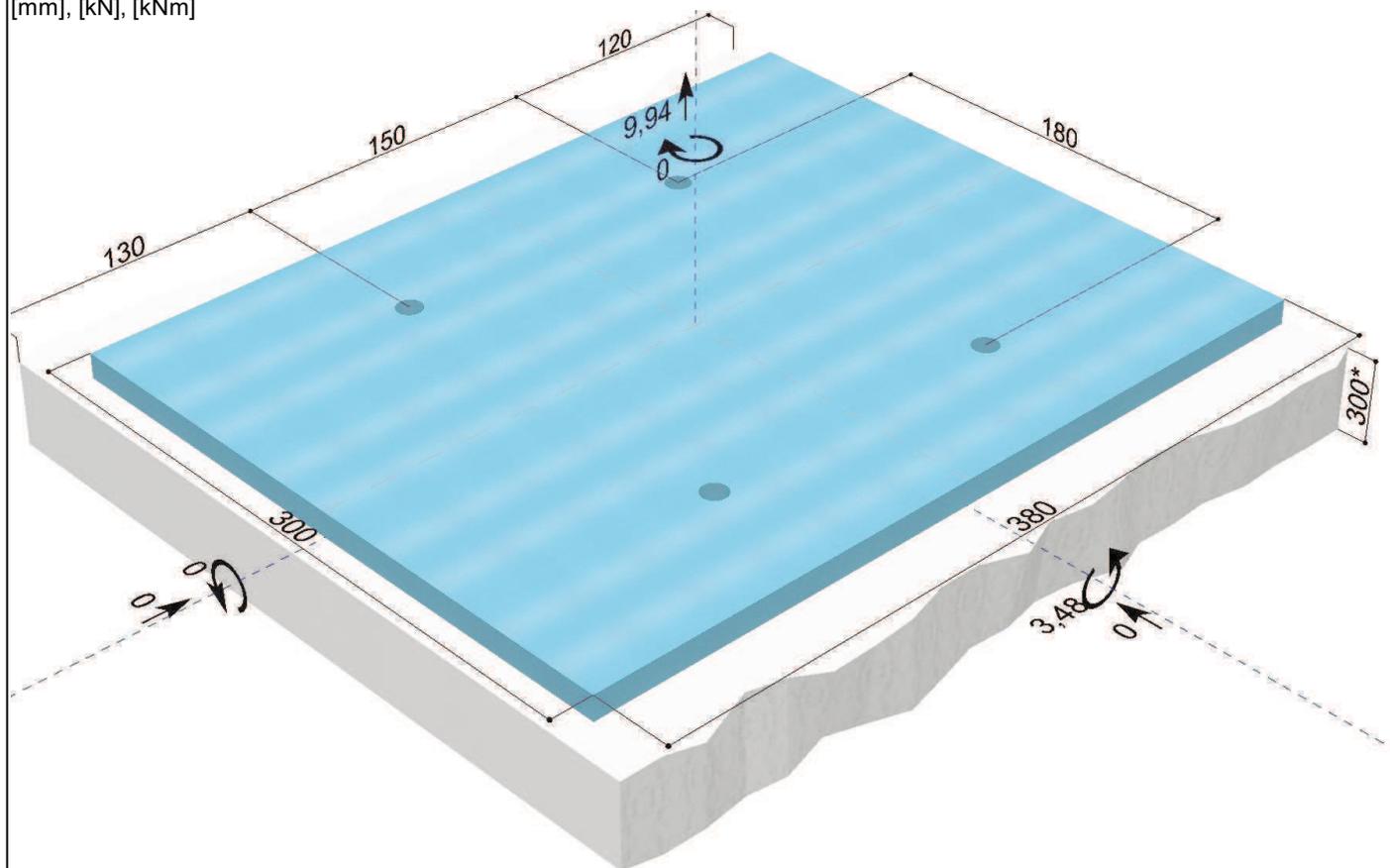
Azienda / Redatto da		 fischer <small>BEFESTIGUNGSSYSTEME</small>
Via		
CAP / Città		COMPUFIX 8.4
Tel. / Fax		8.4.3807.16947/2/2327
Progetto		Pagina n. 1 di stampa n. 2
Applicazione		Data: 15/05/2014
Note		

fischer COMPUFIX: Dimensionamento secondo ETAG, Technical Report TR029

Tipo di carico:	Carico statico
Ancorante:	Ancorante chimico: FIS A M12x160 (8.8) (Fabbricazione speciale) in acciaio zincato passivato con una profondità di ancoraggio di $h_{ef} = 136 \text{ mm}$ + Ancorante chimico FIS V, FIS VS o FIS VW in diversi formati
Accessori:	Pistola FIS AK (Art.Nr. 58026), FIS AP (Art.Nr. 58027) o FIS AJ (Art.Nr. 16251), Miscelatore statico FIS S (Art.Nr. 61223), Scovolino BS 14 (Art.Nr. 78180), Molla in acciaio inox A4 M 12 x 4 A4 (Art.-No. 78233) per installazione passante, MOLLA in acciaio inox A4 M 12 x 10 A4 (Art.-No. 78234) per installazione passante
Supporto:	Calcestruzzo non fessurato, armatura normale Classe di resistenza a compressione del calcestruzzo: C 25/30
Armatura di bordo:	Nessuna influenza
Flessione ancorante:	Non disponibile
Temperatura:	Temperatura max costante: 50°C, Temperatura max occasionale: 80°C
Piastra di ancoraggio:	dimensionamento non disponibile

Dimensioni/Carichi:

Carichi di progetto
 (*) Non in scala
 [mm], [kN], [kNm]



Azienda / Redatto		 BEFESTIGUNGSSYSTEME
Progetto		
Applicazione		
Ancorante	Ancorante chimico FIS A M12x160 (8.8)	

Attenzione:

- Nel dimensionamento si presuppone che la piastra di ancoraggio non si deformi se soggetta a sollecitazioni. Quindi, la piastra deve essere sufficientemente rigida. Il dimensionamento della piastra di ancoraggio COMPUFIX è basata sul controllo delle tensioni ma non fornisce alcuna valutazione sulla rigidità della piastra. COMPUFIX non esegue il controllo della rigidità della piastra.
- il calcolo utilizza valori specifici per ogni ancorante. Quando si effettua una modifica, anche per prodotti simili, si deve rieseguire il calcolo.
- In caso vengano utilizzate delle asole, si presuppone che gli ancoranti siano situati al centro dei fori.
- Controllare che lo spessore fissabile dell'ancorante sia adeguato.
- Diametro max foro dell'oggetto da fissare: 14 mm.
- Per garantire la resistenza del supporto di ancoraggio, si devono osservare le verifiche riportate nel paragrafo 7 dell'ETAG, allegato C.
- Devono essere osservate tutte le ulteriori condizioni della Omologazione.

Carico a trazione, Rottura dell'acciaio:			No carico a taglio	
	Unità di misura	S_d		
$N_{Rk,s}$	kN	67,00		
γ_{Ms}	-	1,50		
$N_{Rd,s}$	kN	44,67		
N_{Sd}^h	kN	9,13		
$\beta_{N,s}$	-	0,20		

Carico a trazione, Cono di rottura del calcestruzzo:				
	Unità di misura	S_d		
$N_{Rk,c}^0$	kN	87,74		
$A_{c,N}$	cm ²	2352,00		
$A_{c,N}^0$	cm ²	1664,64		
$A_{c,N} / A_{c,N}^0$	-	1,41		
$\psi_{s,N}$	-	0,88		
$\psi_{ec1,N}$	-	0,85		
$\psi_{ec2,N}$	-	1,00		
$\psi_{re,N}$	-	1,00		
$N_{Rk,c}$	kN	92,00		
$\gamma_{M,c}$	-	1,80		
$N_{Rd,c}$	kN	51,11		
N_{Sd}^g	kN	24,46		
$\beta_{N,c}$	-	0,48		

Carico a trazione, Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo:				
	Unità di misura	S_d		
$N_{Rk,p}^0$	kN	59,22		
$A_{p,N}$	cm ²	1882,62		
$A_{p,N}^0$	cm ²	844,80		
$A_{p,N} / A_{p,N}^0$	-	2,23		
$\psi_{s,Np}$	-	0,95		
$\psi_{g,Np}$	-	1,11		
$\psi_{ec1,Np}$	-	0,80		
$\psi_{ec2,Np}$	-	1,00		
$\psi_{re,Np}$	-	1,00		
$N_{Rk,p}$	kN	110,58		
$\gamma_{M,p}$	-	1,80		
$N_{Rd,p}$	kN	61,43		
N_{Sd}^g	kN	24,46		
$\beta_{N,p}$	-	0,40		

Azienda / Redatto		 <small>B E F E S T I G U N G S S Y S T E M E</small>
Progetto		
Applicazione		
Ancorante	Ancorante chimico FIS A M12x160 (8.8)	Pagina n. 3 di stampa n. 2

Carico a trazione, Fessurazione:			No carico a taglio	
	Unità di misura	S_d		
$N_{Rk,c}^0$	kN	87,74		
$A_{c,N}$	cm ²	2460,00		
$A_{c,N}^0$	cm ²	1892,25		
$A_{c,N} / A_{c,N}^0$	-	1,30		
$V_{s,N}$	-	0,87		
$V_{ec1,N}$	-	0,85		
$V_{ec2,N}$	-	1,00		
$V_{re,N}$	-	1,00		
$V_{h,sp}$	-	1,39		
$N_{Rk,sp}$	kN	117,29		
$\gamma_{M,sp}$	-	1,80		
$N_{Rd,sp}$	kN	65,16		
N_{Sd}^g	kN	24,46		
$\beta_{N,sp}$	-	0,38		

Carico a trazione	Capacità utilizzata	Carico a taglio	Capacità utilizzata	Combinazione carico a trazione e a taglio	Capacità utilizzata
Rottura dell'acciaio:	20,4 %				0,0 %
Cono di rottura del calcestruzzo:	47,9 %				
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo:	39,8 %				
Fessurazione:	37,5 %				

Risultato: **L'ancorante ha superato la prova**

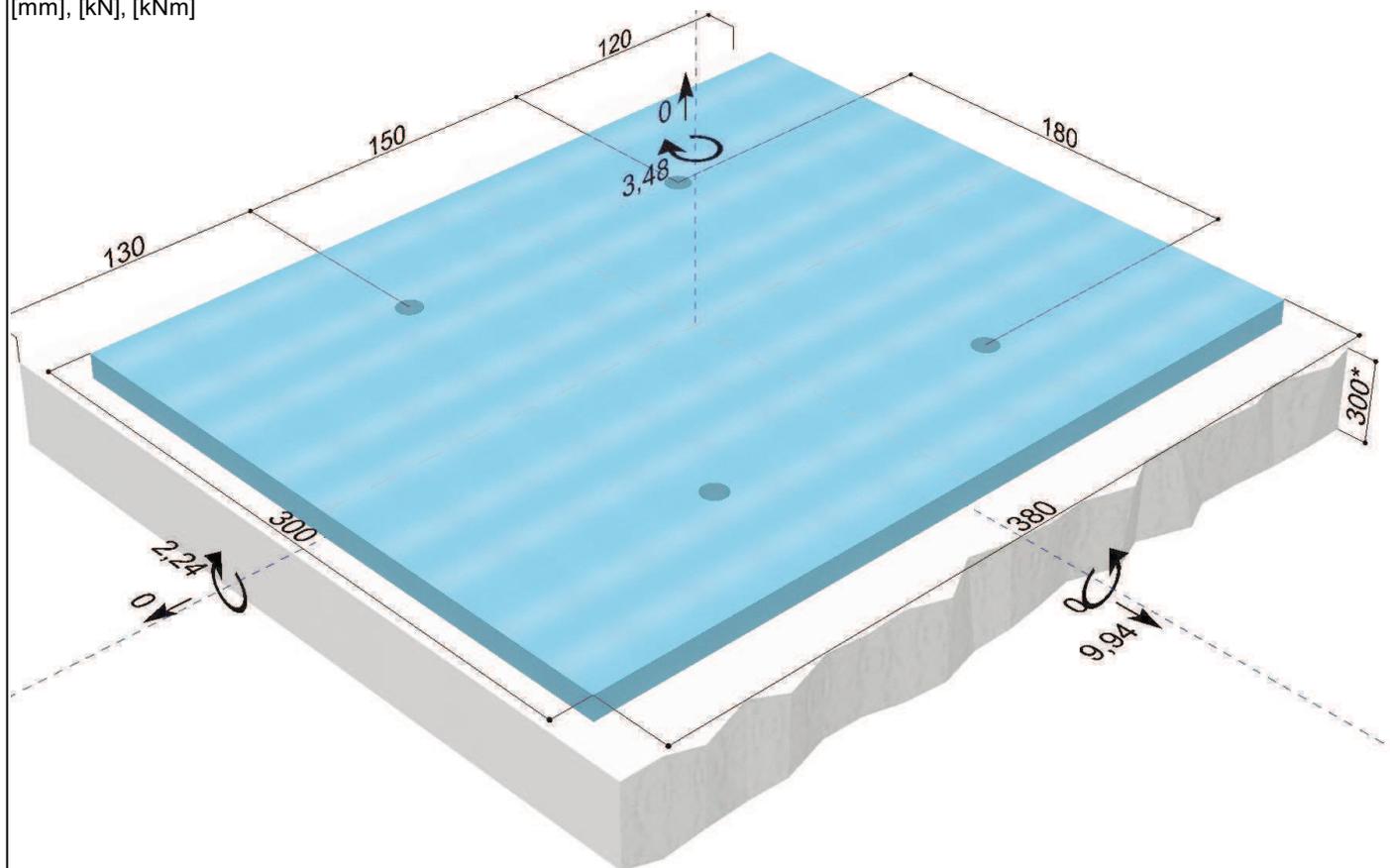
Azienda / Redatto da		 fischer <small>BEFESTIGUNGSSYSTEME</small>
Via		
CAP / Città		COMPUFIX 8.4
Tel. / Fax		8.4.3807.16947/3/2327
Progetto		Pagina n. 1 di stampa n. 3
Applicazione		Data: 15/05/2014
Note		

fischer COMPUFIX: Dimensionamento secondo ETAG, Technical Report TR029

Tipo di carico:	Carico statico
Ancorante:	Ancorante chimico: FIS A M12x160 (8.8) (Fabbricazione speciale) in acciaio zincato passivato con una profondità di ancoraggio di $h_{ef} = 136 \text{ mm}$ + Ancorante chimico FIS V, FIS VS o FIS VW in diversi formati
Accessori:	Pistola FIS AK (Art.Nr. 58026), FIS AP (Art.Nr. 58027) o FIS AJ (Art.Nr. 16251), Miscelatore statico FIS S (Art.Nr. 61223), Scovolino BS 14 (Art.Nr. 78180), Molla in acciaio inox A4 M 12 x 4 A4 (Art.-No. 78233) per installazione passante, MOLLA in acciaio inox A4 M 12 x 10 A4 (Art.-No. 78234) per installazione passante
Supporto:	Calcestruzzo non fessurato, armatura normale Classe di resistenza a compressione del calcestruzzo: C 25/30
Armatura di bordo:	Nessuna influenza
Flessione ancorante:	Non disponibile
Temperatura:	Temperatura max costante: 50°C, Temperatura max occasionale: 80°C
Piastra di ancoraggio:	dimensionamento non disponibile

Dimensioni/Carichi:

Carichi di progetto
 (*) Non in scala
 [mm], [kN], [kNm]



Azienda / Redatto		 BEFESTIGUNGSSYSTEME
Progetto		
Applicazione		
Ancorante	Ancorante chimico FIS A M12x160 (8.8)	

Attenzione:

- Nel dimensionamento si presuppone che la piastra di ancoraggio non si deformi se soggetta a sollecitazioni. Quindi, la piastra deve essere sufficientemente rigida. Il dimensionamento della piastra di ancoraggio COMPUFIX è basata sul controllo delle tensioni ma non fornisce alcuna valutazione sulla rigidità della piastra. COMPUFIX non esegue il controllo della rigidità della piastra.
- il calcolo utilizza valori specifici per ogni ancorante. Quando si effettua una modifica, anche per prodotti simili, si deve rieseguire il calcolo.
- In caso vengano utilizzate delle asole, si presuppone che gli ancorante siano situati al centro dei fori.
- Controllare che lo spessore fissabile dell'ancorante sia adeguato.
- Diametro max foro dell'oggetto da fissare: 14 mm.
- Per garantire la resistenza del supporto di ancoraggio, si devono osservare le verifiche riportate nel paragrafo 7 dell'ETAG, allegato C.
- Devono essere osservate tutte le ulteriori condizioni della Omologazione.

Carico a trazione, Rottura dell'acciaio:				Carico a taglio, Rottura dell'acciaio:			
	Unità di misura	S_d			Unità di misura	S_d	
$N_{Rk,s}$	kN	67,00		$V_{Rk,s}$	kN	33,70	
γ_{Ms}	-	1,50		γ_{Ms}	-	1,25	
$N_{Rd,s}$	kN	44,67		$V_{Rd,s}$	kN	26,96	
N_{Sd}^t	kN	4,81		V_{Sd}^t	kN	9,22	
$\beta_{N,s}$	-	0,11		$\beta_{V,s}$	-	0,34	

Carico a trazione, Cono di rottura del calcestruzzo:				Carico a taglio, Rottura del calcestruzzo sul lato opposto al carico:			
	Unità di misura	S_d			Unità di misura	S_d	
$N_{Rk,c}^0$	kN	87,74		$N_{Rk,c}^0$	kN	87,74	
$A_{c,N}$	cm ²	2352,00		$A_{c,N}$	cm ²	573,30	
$A_{c,N}^0$	cm ²	1664,64		$A_{c,N}^0$	cm ²	1664,64	
$A_{c,N} / A_{c,N}^0$	-	1,41		$A_{c,N} / A_{c,N}^0$	-	0,34	
$\psi_{s,N}$	-	0,88		$\psi_{s,N}$	-	0,88	
$\psi_{ec1,N}$	-	1,00		$\psi_{ec1,N}$	-	1,00	
$\psi_{ec2,N}$	-	0,74		$\psi_{ec2,N}$	-	1,00	
$\psi_{re,N}$	-	1,00		$\psi_{re,N}$	-	1,00	
$N_{Rk,c}$	kN	80,33		$\psi_{re,N}$	-	1,00	
$\gamma_{M,c}$	-	1,80		$\psi_{g,N}$	-	-	
$N_{Rd,c}$	kN	44,63		k	-	2,00	
N_{Sd}^g	kN	10,70		$V_{Rk,cp}$	kN	52,97	
$\beta_{N,c}$	-	0,24		$\gamma_{M,cp}$	-	1,50	
				$V_{Rd,cp}$	kN	35,31	
				V_{Sd}^g	kN	9,22	
				$\beta_{V,cp}$	-	0,26	

Carico a trazione, Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo:			
	Unità di misura	S_d	
$N_{Rk,p}^0$	kN	59,22	
$A_{p,N}$	cm ²	1882,62	
$A_{p,N}^0$	cm ²	844,80	
$A_{p,N} / A_{p,N}^0$	-	2,23	
$\psi_{s,Np}$	-	0,95	
$\psi_{g,Np}$	-	1,11	
$\psi_{ec1,Np}$	-	1,00	
$\psi_{ec2,Np}$	-	0,67	
$\psi_{re,Np}$	-	1,00	
$N_{Rk,p}$	kN	92,77	
$\gamma_{M,p}$	-	1,80	
$N_{Rd,p}$	kN	51,54	
N_{Sd}^g	kN	10,70	
$\beta_{N,p}$	-	0,21	

Carico a trazione, Fessurazione:				Carico a taglio, Rottura del bordo del calcestruzzo:			
	Unità di misura	S_d			Unità di misura	S_d	
$N_{Rk,c}^0$	kN	87,74		$V_{Rk,c}^0$	kN	30,69	
$A_{c,N}$	cm ²	2460,00		$A_{c,v}$	cm ²	972,00	
$A_{c,N}^0$	cm ²	1892,25		$A_{c,v}^0$	cm ²	648,00	
$A_{c,N} / A_{c,N}^0$	-	1,30		$A_{c,v} / A_{c,v}^0$	-	1,50	
$\psi_{s,N}$	-	0,87		$\psi_{s,v}$	-	1,00	
$\psi_{ec1,N}$	-	1,00		$\psi_{h,v}$	-	1,00	
$\psi_{ec2,N}$	-	0,75		$\psi_{\alpha,v}$	-	1,44	
$\psi_{re,N}$	-	1,00		$\psi_{ec,v}$	-	0,76	
$\psi_{h,sp}$	-	1,39		$\psi_{re,v}$	-	1,00	
$N_{Rk,sp}$	kN	103,11		$V_{Rk,c}$	kN	50,65	
$\gamma_{M,sp}$	-	1,80		$\gamma_{M,c}$	-	1,50	
$N_{Rd,sp}$	kN	57,28		$V_{Rd,c}$	kN	33,77	
N_{Sd}^g	kN	10,70		V_{Sd}^g	kN	18,43	
$\beta_{N,sp}$	-	0,19		$\beta_{V,c}$	-	0,55	

Carico a trazione	Capacità utilizzata	Carico a taglio	Capacità utilizzata	Combinazione carico a trazione e a taglio	Capacità utilizzata
Rottura dell'acciaio:	10,8 %	Rottura dell'acciaio:	34,2 %		52,1 %
Cono di rottura del calcestruzzo:	24,0 %	Rottura del bordo del calcestruzzo:	54,6 %		
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo:	20,8 %	Rottura del calcestruzzo sul lato opposto al carico:	26,1 %		
Fessurazione:	18,7 %				

Risultato: **L'ancorante ha superato la prova**

2.2.3) PROGETTO E VERIFICA DEL SOLAIO IN LEGNO DELLA SALA FOYER

DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E TIPOLOGIA DI INTERVENTO

L'intervento in oggetto prevede la demolizione del solaio/controsoffitto pesante in profili in acciaio e tavelloni in laterizio spaccati ad una cartella della sala Foyer e la ricostruzione di un solaio/controsoffitto pesante con struttura in legno lamellare.

Lo stato di degrado della struttura esistente, e la sua particolare fragilità, risultano tali da rendere tecnicamente impercorribile qualsiasi intervento di ripristino.

La sostituzione della struttura esistente con una nuova in legno, oltre ad ottenere la riparazione dei danni subiti a causa degli eventi sismici, presenta alcuni indiscutibili vantaggi:

- a) la nuova struttura in legno contribuirà ad un miglior comportamento sismico dell'intero edificio; è noto, infatti, che è possibile ottenere un buon comportamento sismico dell'edificio se tutti i solai svolgono anche la funzione di ripartizione delle masse sismiche su tutti i maschi murari presenti nell'edificio. Ciò risulta possibile solo se questi presentano un comportamento fortemente rigido nel proprio piano; tale caratteristica risulta sicuramente non soddisfatta nel caso di un solaio/controsoffitto pesante in profili in acciaio e tavelloni in laterizio spaccati ad una cartella.
- b) la costruzione di un nuovo solaio in legno, sormontato da un tavolato in legno, presenta il vantaggio di una notevole riduzione dei pesi propri, quindi della masse sismiche e delle relative azioni sismiche.

2.2.3.1 Verifica travetti trasversali in legno lamellare

Si ipotizza che il nuovo solaio/controsoffitto pesante dovrà essere in grado di sostenere i carichi per le opere di semplice manutenzione: si adotta, quindi, la seguente analisi dei carichi.

Solaio/Controsoffitto pesante II^A - Sottotetto

Carichi permanenti	100 daN/m ²
Carichi variabili (manutenzione)	<u>100 daN/m²</u>
Totale	200 daN/m ²

Si adotta, quindi, una struttura realizzata con una serie di travetti in legno lamellare incollato GL24c 10x20 cm posti ad interasse di 60 cm che sorreggono un tavolato da 2,5 cm di spessore.

VERIFICA DI UNA TRAVE IN LEGNO

TRAVETTO SOTTOTETTO

Dati del materiale

Tipo di legno	GL24c
<u>Resistenze caratteristiche</u>	
flessione $f_{m,g,k}$	24 MPa
trazione // fibre $f_{t,0,g,k}$	14 MPa
trazione \perp fibre $f_{t,90,g,k}$	0,35 MPa
compr. // fibre $f_{c,0,g,k}$	21 MPa
compr. \perp fibre $f_{c,90,g,k}$	2,40 MPa
taglio $f_{v,g,k}$	2,20 MPa

Peso specifico legno	γ	350,00 daN/m ³
Modulo elastico medio	$E_{0,g,mean}$	116.000 daN/cm ²
Modulo di taglio medio	$G_{g,m}$	5.900 daN/cm ²
Coefficiente parziale	γ_M	1,45

Resistenze di calcolo

flessione $f_{m,g,d}$	9,93 MPa
trazione // fibre $f_{t,0,g,d}$	5,79 MPa
trazione \perp fibre $f_{t,90,g,d}$	0,14 MPa
compr. // fibre $f_{c,0,g,d}$	8,69 MPa
compr. \perp fibre $f_{c,90,g,d}$	0,99 MPa
taglio $f_{v,g,d}$	0,91 MPa

Dati della struttura

Altezza	h	20,00	cm
Larghezza	b	10,00	cm
Luce di calcolo	l	5,00	m
Inclinazione	alfa	-	grad.
Sovracc. Var	q	100,00	daN/mq
Sovracc. Perm	p	100,00	daN/mq
Interasse trasv.	i	0,60	m

Classe di durata del carico	Breve durata
Classe di servizio	Classe di servizio 2
k_{mod}	0,60
k_{def}	0,80

Carichi complessivi

fattorizzati γ_F

Peso proprio trave	g	= $\gamma \cdot b \cdot h$	7 daN/m	9 daN/m
Carico perm. di progetto	G	= $g \cdot i$	60 daN/m	78 daN/m
Carico variabile di progetto	Qa	= $q \cdot i$	60 daN/m	90 daN/m
Carico totale di progetto	Q	= $g + (p + q) \cdot i$	127 daN/m	177 daN/m

Caratteristiche inerziali

Area sezione	A	= $b \cdot h$	200	cm ²
Modulo di resistenza asse forte	W1	= $b \cdot h^2 / 6$	667	cm ³
Modulo di resistenza asse debole	W2	= $h \cdot b^2 / 6$	333	cm ³
Mom. inerzia asse forte	J1	= $b \cdot h^3 / 12$	6.667	cm ⁴
Mom. inerzia asse debole	J2	= $h \cdot b^3 / 12$	1.667	cm ⁴

Sollecitazioni e verifiche SLU

Flessione

Mom. flettente di progetto $M = Q \cdot l^2 / 8 = 553,44 \text{ daNm}$

Tensione massima asse 1
 $= M \cdot \cos(\alpha) / W1$ $\sigma_{m,1,d} = 8,30 \text{ MPa} < 9,93 \text{ MPa}$

Tensione massima asse 2
 $= M \cdot \sin(\alpha) / W2$ $\sigma_{m,1,d} = - \text{MPa} < 9,93 \text{ MPa}$

Verifica SLU max $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
 $k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $0,84 < 1,00$

Taglio

Sforzo di taglio di progetto $V_d = Q \cdot l / 2 = 443 \text{ daNm}$

Tensione massima taglio
 $= 1,5 \cdot T \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) / h/b$ $\tau_d = 0,33 \text{ MPa} < 0,91 \text{ MPa}$

Verifiche SLE

Freccia max istantanea

Combinazione carichi caratteristica (rara) $Q_r = 127 \text{ daN/m}$

$w_{ist} = 5 \cdot Q_r \cdot l^4 \cdot \text{radq}((\sin(\alpha)/J2)^2 + (\cos(\alpha)/J1)^2) / (384 \cdot E)$

$w_{ist} = 1,34 \text{ cm} < 1,67 = l/300$

Freccia max a lungo termine

Combinazione carichi quasi permanente $Q_{qp} = 67 \text{ daN/m}$

$w_{net,fin} = 5 \cdot Q_{qp} \cdot l^4 \cdot \text{radq}((\sin(\alpha)/J2)^2 + (\cos(\alpha)/J1)^2) / (384 \cdot E) \cdot (1 + k_{def})$

$w_{net,fin} = 1,27 \text{ cm} < 2,00 = l/250$

2.2.3.2 Collegamento travetti trasversali-travetto perimetrale

I travetti trasversali in legno lamellare incollato GL24c 10x20 cm posti ad interasse di 60 cm e lunghi circa 5,00 m, si collegano al travetto perimetrale mediante apposite scarpe ondulate metalliche. A partire dal carico distribuito di ciascun travetto ottenuto al punto 2.2.3.1 si ottiene un carico di taglio pari a

$$V_{Ed} = 177 \times 5,00 / 2 = 443 \text{ daN}$$

Si adotta una scarpa ondulata ROTHOBLAAS BSA100170W fissata con chiodi Anker Φ 4x60 a chiodatura parziale, per cui la resistenza caratteristica a taglio risulta

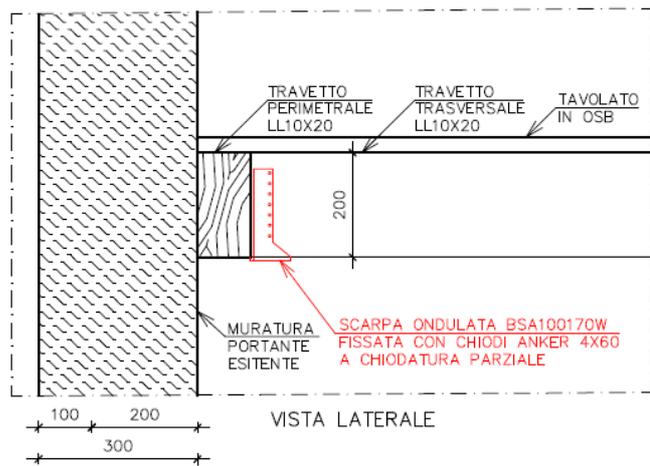
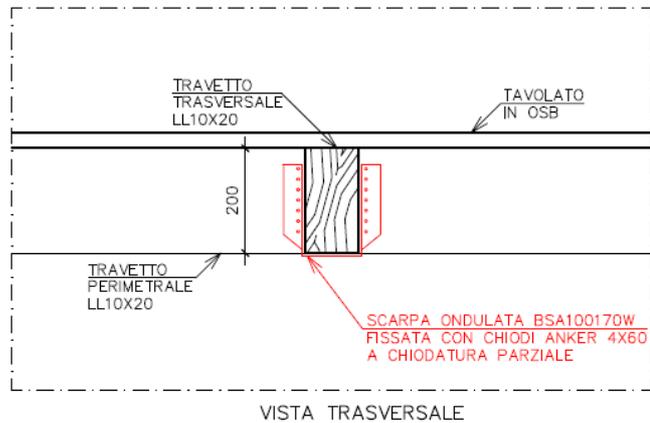
$$V_{Rk} = 1.780 \text{ daN}$$

per cui la resistenza di progetto risulta pari a:

$$V_{Rd} = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_m} = 1,00 \frac{1.780}{1,5} = 1.187 \text{ daN} > V_{Ed}$$

Nelle pagine seguenti si riportano i dati da catalogo relativi alla scarpa ondulata adottata.

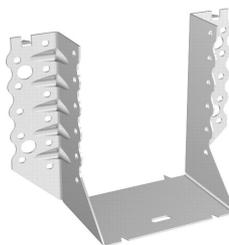
PARTICOLARE 2 COLLEGAMENTO TRAVETTO TRASVERSALE-TRAVETTO PERIMETRALE



SCARPE ONDULATE

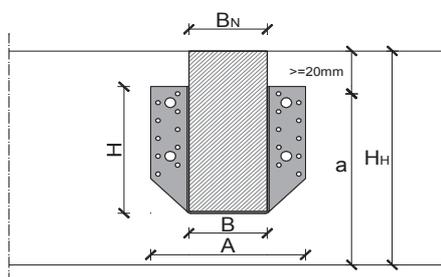
Certificazioni Marcatura CE: ETA-08/0264
Zulassung Z-9.1-65

Materiale S250 GD + Z275
Spessore 1,5 mm

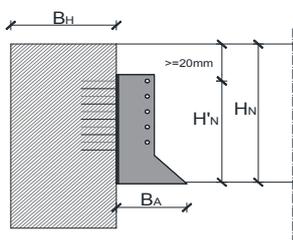


Geometria

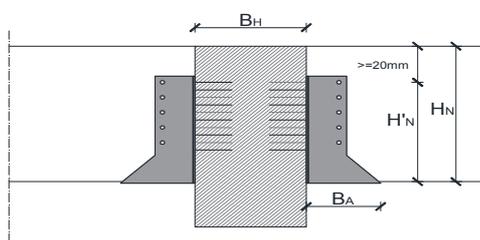
SCARPA		DIMENSIONI SCARPE					DIMENSIONI TRAVI			
Nome (TYP)	Catalogo fixing 2009/2010 Codice	Larghezza scarpa	Altezza scarpa	Larghezza con ali scarpa	Primo chiodo	Lunghezza appoggio	Altezza trave secondaria H_N		Larghezza trave principale $B_{H,MIN}$ [mm]	
		B [mm]	H [mm]	A [mm]	H'_N [mm]	B_A [mm]	min [mm]	max [mm]	scarpa su un lato	scarpa su due lati
BSA40110W	PF201100	40	110	114	102,5	70	122,5	165	40	84
BSA45108W	PF201105	45	108	119	100,5	70	120,5	162	45	84
BSA51105W	PF201110	51	105	124	97,5	70	117,5	158	50	84
BSA60100W	PF210115	60	100	134	92,5	70	112,5	150	60	84
BSA60130W	PF201120	60	130	134	122,5	70	142,5	195	60	84
BSA60160W	PF201200	60	160	134	152,5	70	172,5	240	60	84
BSA70125W	PF901365	70	125	144	117,5	70	137,5	188	70	84
BSA70155W	PF201205	70	155	144	147,5	70	167,5	233	70	84
BSA80120W	PF901370	80	120	154	112,5	70	132,5	180	80	104
BSA80150W	PF201135	80	150	154	142,5	70	162,5	225	80	104
BSA80180W	PF201210	80	180	154	172,5	70	192,5	270	80	104
BSA90145W	PF901375	90	145	164	137,5	70	157,5	218	90	104
BSA100140W	PF901380	100	140	174	132,5	70	152,5	210	100	124
BSA100170W	PF201150	100	170	174	162,5	70	182,5	255	100	124
BSA115163W	PF201155	115	163	189	155,5	70	172,5	240	120	124
BSA120160W	PF901385	120	160	194	152,5	70	172,5	240	120	124



Geometria - Vista frontale



Vista laterale - Collegamento su 1 lato



Vista laterale - Collegamento su 2 lati

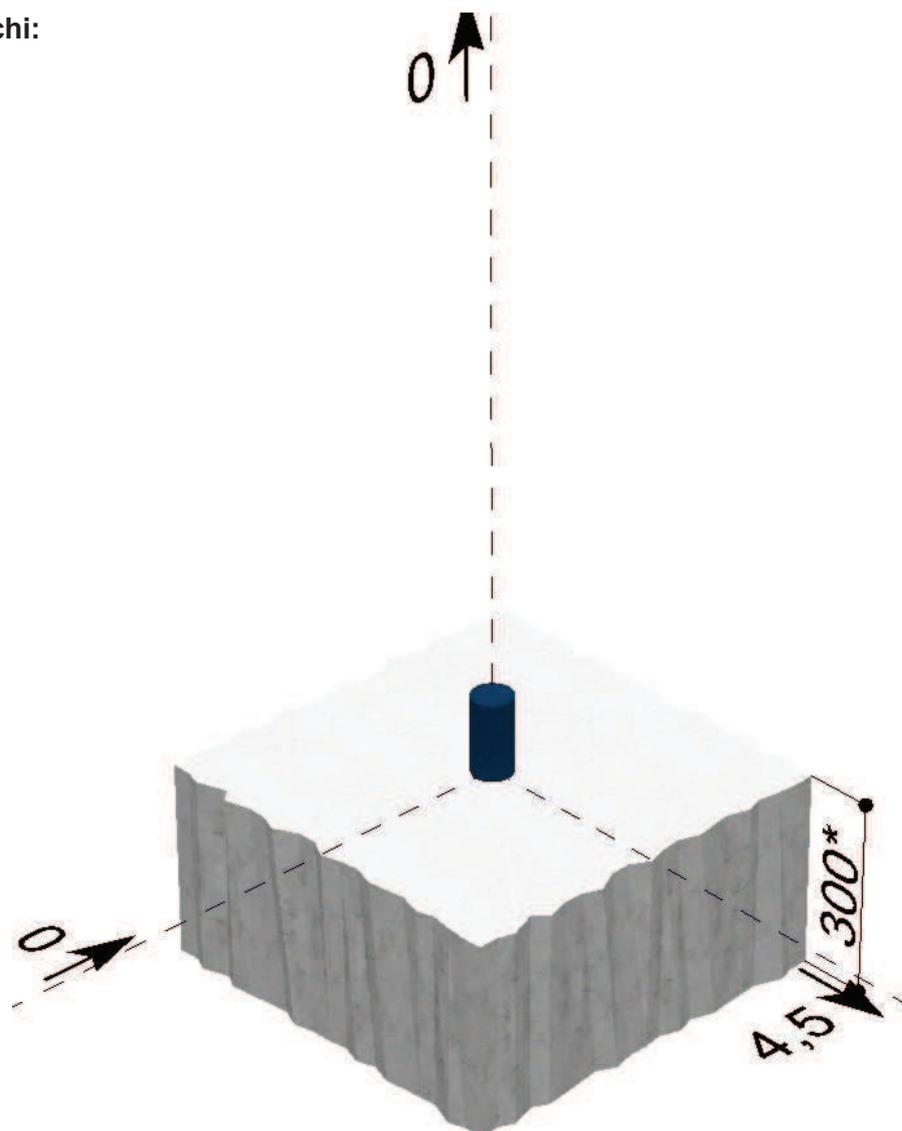
Azienda / Redatto da		fischer BEFESTIGUNGSSYSTEME
Via		
CAP / Città		COMPUFIX 8.4
Tel. Fax		8.4.3807.16947/2/2492
Progetto		Pagina n. 1 di stampa n. 2
Applicazione		Data: 27/10/2014
Note		

fischer COMPUFIX: Dimensionamento secondo ETAG, Technical Report TR029

Tipo di carico:	Carico statico
Ancorante:	ancorante fischer ad iniezione: FIS A M20x245 (8.8) (Fabbricazione speciale) in acciaio zincato passivato con una profondità di ancoraggio di $h_{ef} = 123 \text{ mm}$ + Ancorante chimico FIS EM in diversi formati
Accessori:	Pistole shuttle nylon per iniezione FIS AK (Art.Nr. 58026), Pistola pneumatica per iniezione FIS AP (Art.Nr. 58027), Pistola automatica per cartucce 1100 FIS AJ-Plus (Art.Nr. 41730), Pistola a batteria FIS DC 4000 S (Art.Nr. 507790), Miscelatore universale FIS SE (Art.Nr. 96448), Pistola ad aria compressa, Scovolino BS 24 (Art.Nr. 78182)
Supporto:	Calcestruzzo fessurato, armatura normale Classe di resistenza a compressione del calcestruzzo: C 20/25
Armatura di bordo:	Nessuna influenza
Flessione ancorante:	Strato di malta di livellamento ($> d/2$) o strato non portante, braccio di leva $l = 50 \text{ mm}$. Grado di vincolo dell'ancorante sull'oggetto da fissare $\alpha_M = 1,0$.
Temperatura:	Temperatura max costante: 35°C , Temperatura max occasionale: 60°C
Piastra di ancoraggio:	dimensionamento non disponibile

Dimensioni/Carichi:

Carichi di progetto
(* Non in scala
[mm], [kN], [kNm]



Azienda / Redatto		 fischer <small>BEFESTIGUNGSSYSTEME</small>
Progetto		
Applicazione		
Ancorante	ancorante fischer ad iniezione FIS A M20x245 (8.8)	

Attenzione:

- Gli ancoranti non sono sottoposti a forza di trazione.
- **Nel dimensionamento si presuppone che la piastra di ancoraggio non si deformi se soggetta a sollecitazioni. Quindi, la piastra deve essere sufficientemente rigida. Il dimensionamento della piastra di ancoraggio COMPUFIX è basata sul controllo delle tensioni ma non fornisce alcuna valutazione sulla rigidità della piastra. COMPUFIX non esegue il controllo della rigidità della piastra.**
- il calcolo utilizza valori specifici per ogni ancorante. Quando si effettua una modifica, anche per prodotti simili, si deve rieseguire il calcolo.
- In caso vengano utilizzate delle asole, si presuppone che gli ancoranti siano situati al centro dei fori.
- Controllare che lo spessore fissabile dell'ancorante sia adeguato.
- Diametro max foro dell'oggetto da fissare: 22 mm.
- Per garantire la resistenza del supporto di ancoraggio, si devono osservare le verifiche riportate nel paragrafo 7 dell'ETAG, allegato C.
- Devono essere osservate tutte le ulteriori condizioni della Omologazione.

No carico a trazione	Carico a taglio, Rottura dell'acciaio:			
	Unità di misura	S_d		
	$V_{Rk,s}$	kN	8,65	
	<input type="checkbox"/> M_s	-	1,25	
	$V_{Rd,s}$	kN	6,92	
	V_{Sd}^n	kN	4,50	
	<input type="checkbox"/> $V_{v,s}$	-	0,65	

Carico a taglio, Rottura del calcestruzzo sul lato opposto al carico:

	Unità di misura	S_d		
	$N_{Rk,c}^0$	kN	49,11	
	$A_{c,N}$	cm ²	1361,61	
	$A_{c,N}^0$	cm ²	1361,61	
	$A_{c,N} / A_{c,N}^0$	-	1,00	
	<input type="checkbox"/> s,N	-	1,00	
	<input type="checkbox"/> $ec1,N$	-	1,00	
	<input type="checkbox"/> $ec2,N$	-	1,00	
	<input type="checkbox"/> re,N	-	1,00	
	<input type="checkbox"/> g,N	-	-	
	k	-	2,00	
	$V_{Rk,cp}$	kN	98,22	
	<input type="checkbox"/> M_{cp}	-	1,50	
	$V_{Rd,cp}$	kN	65,48	
	V_{Sd}^n	kN	4,50	
	<input type="checkbox"/> $V_{v,cp}$	-	0,07	

Carico a trazione	Capacità utilizzata	Carico a taglio	Capacità utilizzata	Combinazione carico a trazione e a taglio	Capacità utilizzata
		Rottura dell'acciaio:	65,0 %		0,0 %
		Rottura del calcestruzzo sul lato opposto al carico:	6,9 %		

Risultato: L'ancorante ha superato la prova

2.2.4) DANNEGGIAMENTI E FESSURAZIONI DIFFUSE DI NUMEROSE PARETI PORTANTI E CONTROVENTANTI IN MURATURA

Nelle pagine seguenti si riportano le indicazioni progettuali per l'intervento di rinforzo per la riparazione delle fessurazioni nelle murature portanti lesionate dagli eventi sismici.

Intervento di rinforzo con intonaco e rete in fibra di vetro o basalto:

Il rinforzo è costituito da materiale composito (FRG) posto in opera secondo le modalità applicative riportate di seguito e costituito dai seguenti componenti:

- rete (griglia) a maglie quadrate bilanciata (0°, 90°) in fibra di vetro di qualità alcali-resistente (vetro A.R.), apprettata allo scopo di migliorare la capacità fisico-meccaniche di aggrappo ed ingranamento con la matrice (malta); in alternativa:
rete (griglia) a maglie quadrate bilanciata (0°, 90°) in fibra di basalto, apprettata allo scopo di migliorare la capacità fisico-meccaniche di aggrappo ed ingranamento con la matrice (malta);
- malta (matrice) premiscelata bicomponente ad elevata duttilità a base calce idraulica (NHL) ed ecopozzolana, bicomponente, rinforzata con l'aggiunta di fibre di vetro.

La procedura di applicazione del rinforzo è articolata nelle seguenti fasi:

1) Preparazione locale della parete in muratura: demolizione dell'intonaco ed esecuzione di lavaggio accurato della superficie muraria con getto di acqua per eliminare polveri ed eventuali detriti, per una fascia larga circa 100 cm a cavallo della lesione. La muratura, in corrispondenza della zona di intervento, deve essere bagnata con supporto portato a saturazione a superficie asciutta, per evitare la sottrazione del lattice alla matrice del sistema di rinforzo da parte delle pietre, pregiudicandone la corretta presa.

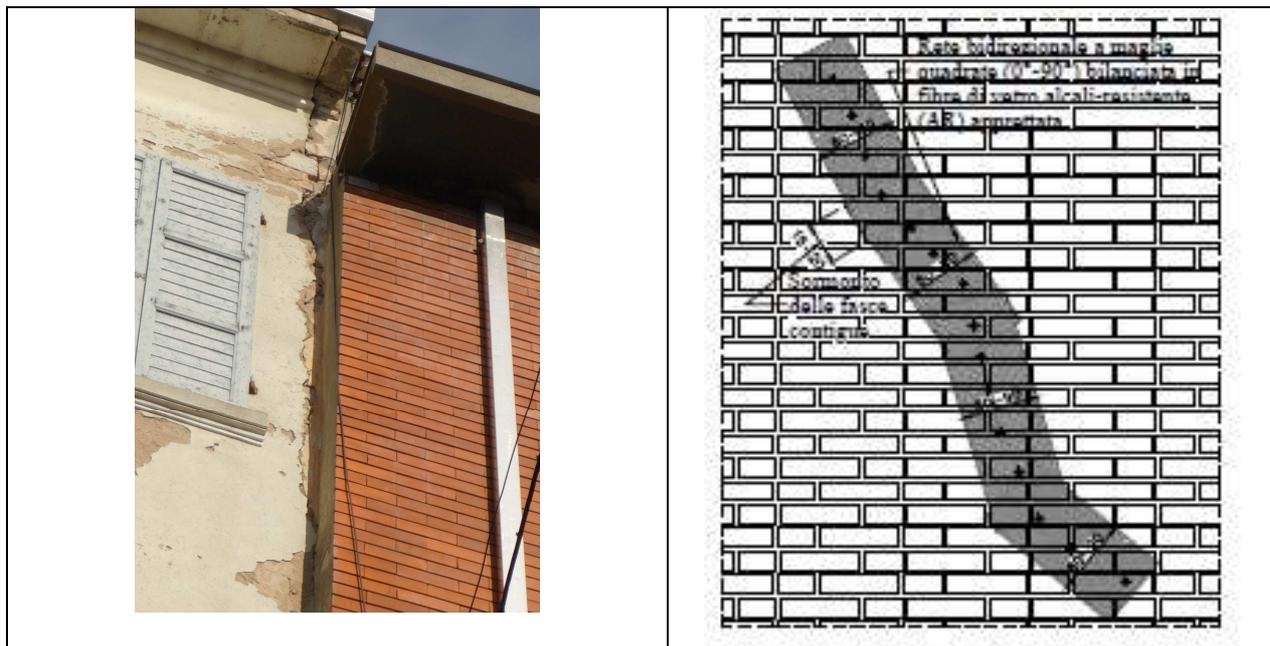
2) Preparazione della matrice (malta) e predisposizione della rete (griglia) a maglie quadrate bilanciata (0°, 90°) in fibra di vetro di qualità alcali-resistente (vetro A.R.) o in fibra di basalto apprettata; durante la preparazione della matrice (malta), la polvere viene additivata con il lattice che ne migliora l'adesione al supporto.

Contemporaneamente vengono tagliate (cutter, forbici) e predisposte a piè d'opera, le reti delle dimensioni opportune.

3) Esecuzione delle fasce di rinforzo: in corrispondenza della superficie muraria, per una fascia larga circa 70-100 cm a cavallo della lesione, viene applicato con spatola metallica piana, un primo strato uniforme di malta fino a realizzare uno spessore minimo di 4 mm.

Se la superficie muraria di supporto, presenta sensibili irregolarità da pareggiare con un livellamento anche di alcuni centimetri, applicare la malta in più strati, ciascuno di spessore ≤ 6 mm, in sequenza "a fresco" fino al raggiungimento dello spessore richiesto.

In alternativa utilizzare lo stesso tipo di malta con carica di inerti fini formulata per applicazioni fino a 25 mm per mano. Sullo strato di malta ancora "fresco", viene posizionata la rete, esercitando una leggera pressione con una spatola metallica piana in modo da farla aderire perfettamente alla malta applicata.



4) Applicazione “a fresco”, con spatola metallica piana, del secondo strato uniforme di malta a completa ricopertura della rete, fino a realizzare uno spessore di circa 4 mm.

La malta viene lisciata con una spatola piana ed il rinforzo presenta al finito complessivamente lo spessore di circa 8 mm e 10 mm (nel caso di superficie muraria di supporto regolare).

Per ricoprire la lesione in ogni sua parte dello sviluppo lineare ed adattarsi al relativo andamento, la rete di rinforzo può essere applicata in forma di segmenti sequenziali a forma di “spezzata” (Vedi Particolare) avendo cura di assicurare nelle zone di sovrapposizione dei segmenti contigui, un sormonto $\geq 15-20$ cm.

2.2.5) PROGETTO E VERIFICA DELLE CATENE ANTIRIBALTAMENTO

L'intervento consiste nell'inserimento di due catene metalliche in corrispondenza della parte superiore della facciata Ovest (timpano in muratura) a rischio ribaltamento, studiato all'interno della Relazione di valutazione della vulnerabilità.

I tiranti saranno realizzati mediante barre in acciaio S235 JR di diametro 24 mm opportunamente vincolate con piastre in acciaio di dimensioni 40 x 40 cm e poste in tensione mediante tenditore.

Nel caso specifico, a favore di sicurezza, si sono assunte le caratteristiche meccaniche della muratura esistente e l'assenza di elementi di contrasto; in questo modo il massimo sforzo trasmissibile dal tirante è determinato dalla verifica a punzonamento della piastra di ancoraggio e quindi:

$$T_1 = 25,80 \text{ kN}$$

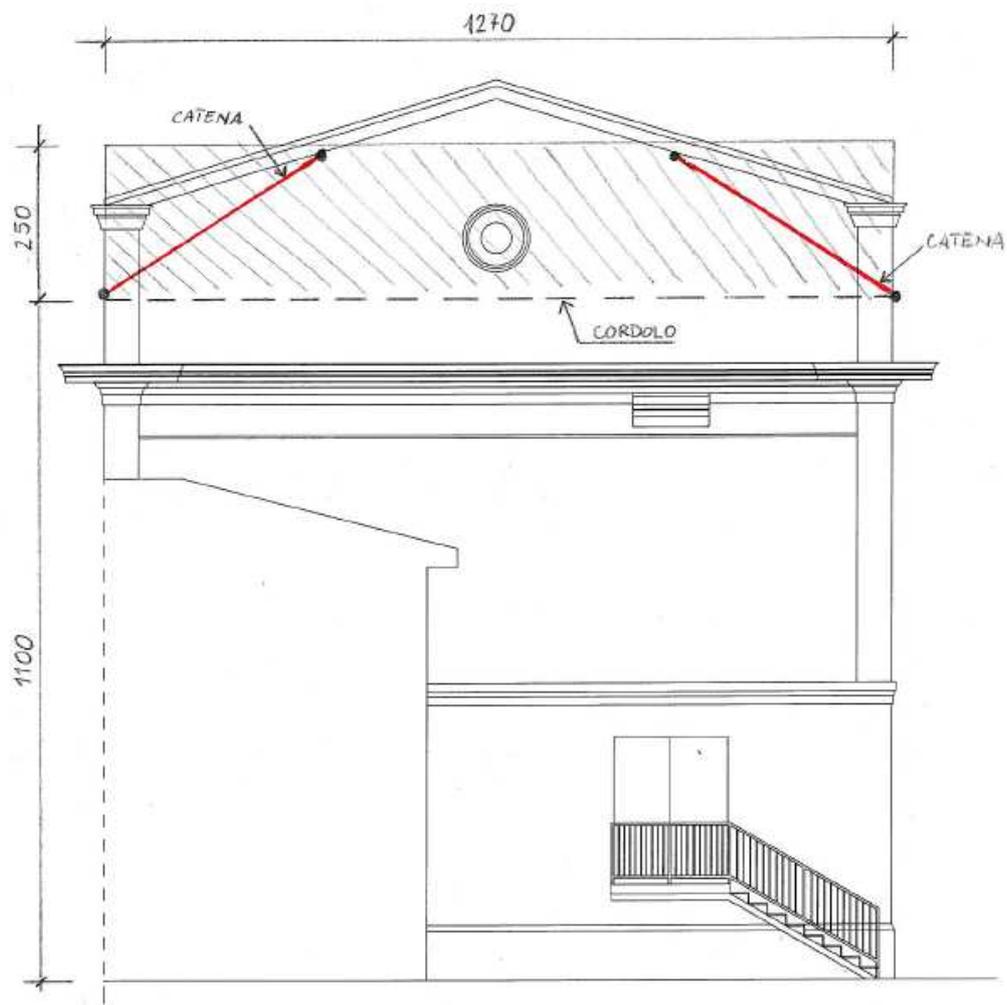
Nelle pagine seguenti si riportano le considerazioni numeriche svolte per la verifica del meccanismo locale in oggetto dopo l'inserimento delle catene.

I tiranti dovranno essere dimensionati al fine di assorbire la reale azione di trazione, per cui il valore massimo trasmissibile dal tirante pari a 25,80 kN, mediante le note regole di composizione vettoriale, viene trasformato nella reale azione assiale di trazione agente in ciascun tirante inclinato:

$$N_{Ed} = 43,50 \text{ kN}$$

Per il tirante in acciaio S235 JR, di diametro 24 mm, il valore della resistenza ultima a trazione risulta pari a:

$$N_{Rd} = \frac{4,52 \times 2.350}{1,05 \times 100} = 101,16 \text{ kN} > N_{Ed,max}$$



PROSPETTO OVEST

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	452,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	40,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	40,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	30,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	1600,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata	0,0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	1600,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	100,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	224,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	400,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	8,30
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	148,15
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	3,07
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	101,2
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	25,8
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	237,0
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	25,8

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

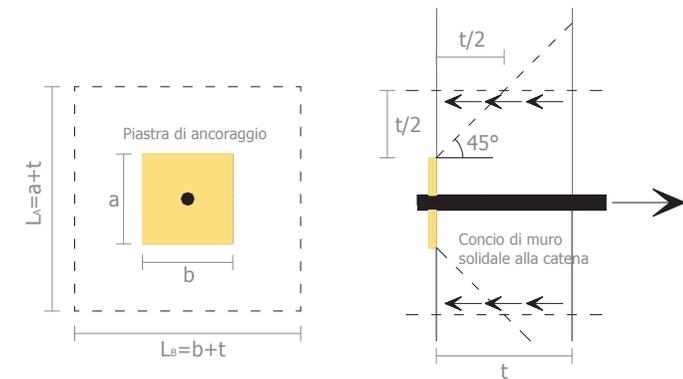


Fig. 1 - Schema di riferimento per il meccanismo di punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio del tirante

Formulazione adottata:

$$\left. \begin{cases} T_1 = f_d \cdot A_s \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2/A_1} \end{cases} \right\} \rightarrow T = \min\{T_1, T_2, T_3\}$$

Verifica del meccanismo locale

Si consideri il meccanismo locale di collasso che interessa la parete, si effettuerà la verifica della parete con punto di rotazione A posto a livello del cordolo.

Si considerano i due tiranti posizionati come in figura, ciascuno tale da fornire uno sforzo pari a:

$$T = 25,80 \text{ kN}$$

La verifica del meccanismo locale risulta soddisfatta in quanto si ha:

$$a^*_0 = 4,532 \text{ m/sec}^2 > a_{g(\text{SLV})} = 1,763 \text{ m/sec}^2$$

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle da riempire in alternativa alla sezione "Geometria della facciata"
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)				Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]			Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]
	1	2,50	2,50	12,70	0,00	12,70	18,0	
	2							
	3							
	4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI								
DATI INIZIALI	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
	1	0,30	2,50	0,20			1,25	
	2						0,00	
	3						0,00	
	4						0,00	

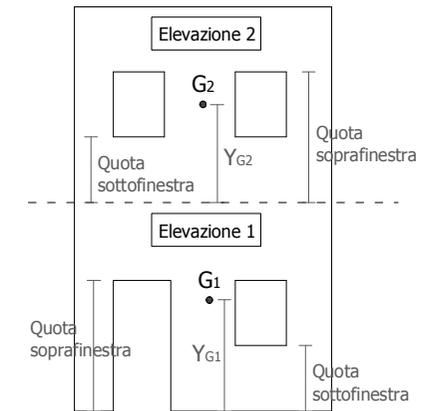


Fig. 1 - Esempio di rappresentazione schematica della parete

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	171,5		26,0				51,6
2	0,0		0,0				0,0
3	0,0		0,0				0,0
4	0,0		0,0				0,0

(*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(**) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	1	25,7	5,2	0,0	129,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
-	0,0	0,0	0,0	0,0		
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	1	214,3	65,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	1	0,573	1,35	18,478	0,918	4,532
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

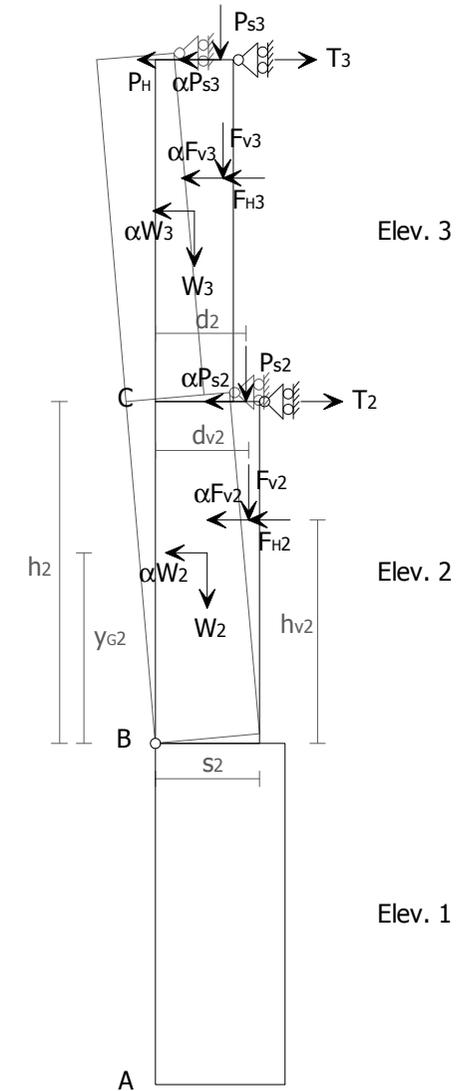


Fig. 2 - Schema di calcolo

MULTIPLI-CATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
		2 - 1	0,573	1,35	18,478	0,918

**CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008**

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,176
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,558
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,273
	Fattore di smorzamento η		1,00
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		11,00
	Altezza della struttura H [m]		13,00
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,430
	Coefficiente C_C		1,612
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,430
	Numero di piani dell'edificio N		2
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,200
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,354

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9) [m/sec ²]	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10) [m/sec ²]
2 - 1	11,00	0,846	1,234	1,763

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
		2 - 1

3) - RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 PREMESSA

Nella presente Relazione sui Materiali vengono indicati i materiali che verranno impiegati per la realizzazione dei lavori di riparazione e rafforzamento locale nell'edificio del Teatro Comunale "Facchini" di Medolla sito in piazza del Popolo n. 7.

Vengono riportate anche le motivazioni per le scelte compiute in relazione agli aspetti connessi alla durabilità al fine di garantire le caratteristiche fisiche e meccaniche durante tutta la vita utile prevista per la struttura, indicando anche le eventuali protezioni aggiuntive previste per soddisfare i suddetti requisiti.

3.2 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI E LORO MODALITÀ DI POSA IN OPERA

Acciaio per carpenteria

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.3.4.2
UNI EN 10025
UNI EN 10210
UNI EN 10219
UNI EN 15048-1:2007

PARTICOLARI DI FISSAGGIO E CATENE METALLICHE,

Acciaio da carpenteria

Laminati a caldo (UNI EN 10025)	S 235 JR
Tubi senza saldatura (UNI EN 10210)	S 235 JR
Tubi saldati (UNI EN 10219)	S 235 JR

Bulloni

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.3.4.6
UNI EN 15048-1:2007
UNI EN ISO 4016:2002
UNI 5592:1968
UNI EN ISO 898-1:2001

PARTICOLARI DI FISSAGGIO E CATENE METALLICHE,

Vite	8.8
Dado	8

Saldature

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.3.4.5
UNI EN ISO 4063:2001

PARTICOLARI DI FISSAGGIO E CATENE METALLICHE,

Saldature ad arco elettrico codificate secondo le UNI EN ISO 4063:2001

- Malta fibrorinforzata bi componente ad elevata azione pozzolanica, composta di speciali cementi solfatoresistenti, sabbie classificate, leganti pozzolanici, fibre sintetiche ed additivi per migliorare la lavorazione e l'adesione

- Rete d'armatura A.R. in fibra di vetro alcali resistente 225 g/m²

Legno lamellare

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.7
CNR-DT 206/2007: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di strutture in legno.
UNI EN 1194

TRAVI E TRAVETTI SECONDARI SOLAIO/CONTROSOFFITTO PESANTE SALA FOYER

Legno Lamellare Incollato combinato

GL24

3.3 VALORI DI CALCOLO

- acciaio delle strutture metalliche S235 JR (UNI EN 10025-2 – ex FeB 360 UNI 7070):

. tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	235 MPa
. tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	360 MPa
. modulo elastico	$E_s =$	210.000 MPa
. coefficiente parziale di sicurezza resistenza	$\gamma_{M0} =$	1,05
. coefficiente parziale di sicurezza instabilità	$\gamma_{M1} =$	1,05
. coefficiente parziale di sicurezza resistenza sez tesa	$\gamma_{M2} =$	1,25

- Viti ad alta resistenza classe 8.8

(UNI EN ISO 898-1:2001):

. tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} \geq$	649 MPa
. tensione caratteristica di rottura	$f_{tb} \geq$	800 MPa
. coefficiente parziale di sicurezza resistenza	$\gamma_{M2} =$	1,25
. coefficiente parziale di sicurezza scorrimento SLE	$\gamma_{M3} =$	1,10
. coefficiente parziale di sicurezza scorrimento SLU	$\gamma_{M3} =$	1,25

- malta fibrorinforzata bi componente ad elevata azione pozzolanica, composta di speciali cementi solfatoresistenti, sabbie classificate, leganti pozzolanici, fibre sintetiche ed additivi per migliorare la lavorazione e l'adesione

. Resistenza a compressione a 24 ore	9 N/mm ² ca.
. Resistenza a compressione a 7 giorni	20 N/mm ² ca.
. Resistenza a compressione a 28 giorni	25 N/mm ² ca.
. Resistenza a flessione a 28 gg	8 N/mm ² ca.
. Modulo di elasticità a 28 giorni	14.000 N/mm ² ca.
. Adesione al supporto a 3 giorni	> 1 N/mm ² ca.
. Adesione al supporto a 28 giorni (di natura adeguata)	> 2 N/mm ² ca.

- Rete d'armatura A.R. in fibra di vetro alcali resistente 225 g/m²

.Tipo di fibra Fibra di vetro alcali resistente.	
.Grammatura (rete non apprettata)	ca. 190 g/m ²
.Grammatura (rete apprettata)	ca. 225 g/m ²
.Ampiezza della maglia (ordito)	25 mm ± 0.2
.Ampiezza della maglia (trama)	24 mm ± 0.2
.Resistenza a trazione (ordito, N/5cm)	ca. 2300 (almeno 45 N/mm)
.Resistenza a trazione (trama,N/5cm)	ca. 2300 (almeno 45 N/mm)
.Allungamento alla rottura trama	Max 3.6%
.Allungamento alla rottura ordito	Max 2.9%
.Perdita di resistenza a trazione dopo invecchiamento in soluzione alcalina	< 10%
.Contenuto in Ossido di Zirconio	ca. 12 % (ca. 30 g/m ²)

- Legno Lamellare Incollato combinato GL24

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e di rigidità in N/mm² e di massa volumica in kg/m³ (per legno lamellare incollato combinato).

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL	GL	GL	GL
		24c	28c	32c	36c
Resistenza a flessione	fm,g,k	24	28	32	36
Resistenza a trazione	ft,0,g,k	14	16,5	19,5	22,5
	ft,90,g,k	0,35	0,4	0,45	0,5
Resistenza a compressione	fc,0,g,k	21	24	26,5	29
	fc,90,g,k	2,4	2,7	3,0	3,3
Resistenza a taglio	fw,g,k	2,2	2,7	3,2	3,8
Modulo di elasticità	E0,q,mean	11600	12600	13700	14700
	E0,g,05	9400	10200	11100	11900
	E90,g,mean	320	390	420	460
Modulo di taglio	Gg,mean	590	720	780	850
Massa volumica	ρq,k	350	380	410	430