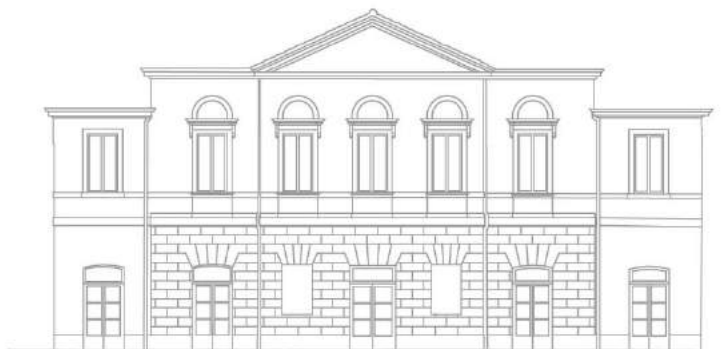


COMMITTENTE:

COMUNE DI PORTOMAGGIORE



LAVORI DI RESTAURO E RECUPERO DEL PICCOLO TEATRO DELLA CONCORDIA  
Corso Vittorio Emanuele II, 52 - Portomaggiore (FE)

PROGETTO ESECUTIVO

*Raggruppamento temporaneo di progettisti*

Capogruppo, progetto architettonico, strutturale, impiantistico, sicurezza e prevenzione incendi:



Studio Berlucchi srl

Contrada Soncin Rotto 4 - 25122 Brescia

Tel: +39 030 291583 - E-mail: [restauro@studioberlucchi.it](mailto:restauro@studioberlucchi.it)

Ing. Nicola Berlucchi, Ing. Nicola Fumagalli, Arch. Samuele Ferlicca  
Arch. Flavia Mainardi, Ing. Annacarla Tognoli, Ing. Mariana Napoli, Ing. Gemma Mininno  
Consulente impianti: Ing. Raphel Caratti

Professionista scenotecnico:

Ing. Silvano Cova  
Via Mancini 3 - Torino

Tecnico acustico:

Ing. Cesare Trebeschi  
Via del Castello 1 - Brescia

Responsabile del procedimento:

Ing. Luisa Cesari

Timbro e firma del responsabile:

E						
D						
C						
B						
A	09-2021	Emissione a seguito di Rapporto Iniziale di Verifica Progetto - RIVP (rif. doc. J17596/21/RG/ddr) del 03/09/2021	C236_PES_r01b_revA.doc	GM	NF	NB
-	07-2021	prima emissione	C236_PES_r01b.doc	GM	NF	NB
	DATA	REVISIONE	NOME FILE	DIS.	CONTR.	APPR.

TITOLO:

PROGETTO STRUTTURALE  
Fascicolo dei calcoli

TIMBRO E FIRMA:

CODICE COMMESSA	ELABORATO				
	PRATICA	PARTE	DISC. PROG.	NUMERO	REV.
SCALA:	C236	P	ES	r01b	



## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa .....</b>	<b>6</b>
1.1	Recepimento delle prescrizioni e delle indicazioni al deposito sismico.....	6
<b>2</b>	<b>Descrizione del contesto edilizio e tematiche di conservazione del bene storico .....</b>	<b>7</b>
2.1	Contesto edilizio .....	7
2.2	Tematiche di conservazione .....	9
2.3	Descrizione generale delle strutture esistenti.....	11
<b>3</b>	<b>Sintesi dei risultati delle campagne di indagini .....</b>	<b>16</b>
3.1	Saggi di fondazione.....	17
3.2	Indagini idrogeologiche .....	18
3.3	Caratterizzazione sismica del suolo .....	20
3.4	Saggi sulle murature .....	20
3.5	Saggi sugli orizzontamenti.....	21
3.6	Indagini sulle strutture in legno.....	23
3.7	Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	23
3.8	Normativa di riferimento.....	24
<b>4</b>	<b>Definizione dei parametri di progetto .....</b>	<b>25</b>
4.1	Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento .....	25
4.2	Fattore di comportamento .....	25
4.3	Definizione dell'azione sismica.....	25
4.4	Definizione dell'azione della neve .....	27
4.5	Definizione dell'azione del vento .....	28
4.6	Definizione delle destinazioni d'uso.....	32
4.7	Combinazioni di carico.....	33
<b>5</b>	<b>Definizione dei materiali esistenti e dei materiali per i nuovi interventi .....</b>	<b>33</b>
5.1	Materiali esistenti.....	33
5.2	Materiali previsti dal progetto per gli interventi.....	34
<b>6</b>	<b>Metodi di Analisi .....</b>	<b>37</b>
6.1	Categorie di intervento e Criteri di verifica .....	37
6.1.1	Categorie di intervento.....	37
6.1.2	Criteri di verifica .....	37
6.2	Analisi statiche non lineari (Push over) .....	39

6.2.1	Aspetti generali.....	39
6.2.2	Verifiche condotte .....	42
6.2.3	Rappresentazione e descrizione del modello di calcolo.....	43
6.2.4	Principali ipotesi assunte nella creazione del modello.....	44
6.2.5	Fasi di calcolo.....	45
6.2.6	Modellazione .....	46
6.3	Verifiche di sicurezza fuori piano (meccanismi locali).....	51
6.4	Suolo e Fondazioni.....	53
<b>7</b>	<b>Adeguamento strutturale per i carichi di esercizio (sovraccarichi statici indotti dall'uomo e dalla neve) .....</b>	<b>54</b>
7.1	Coperture.....	54
7.1.1	Verifica dei travetti .....	54
7.1.2	Verifica delle terzere .....	57
7.1.3	Verifica delle capriate della torre scenica .....	61
7.1.4	Verifica delle capriate della sala teatrale .....	72
7.2	Interventi di progetto nella torre scenica.....	77
7.2.1	Verifica della struttura del palcoscenico .....	79
7.2.2	Verifica della platea di fondazione nel sottopalco (zona palcoscenico).....	88
7.2.3	Verifica della struttura del vano UTA nel sottopalco .....	92
7.2.4	Verifica della platea di fondazione nel sottopalco (zona vano UTA).....	96
7.2.5	Verifica ballatoi torre scenica .....	100
7.2.6	Verifica della struttura della graticcia della torre scenica .....	103
7.2.7	Verifica dei listelli della graticcia .....	104
7.2.8	Verifica delle nuove travi in legno a sostegno della graticcia .....	105
7.2.9	Verifica della nuova reticolare di acciaio in corrispondenza del boccascena .....	107
7.2.10	Verifica delle travi porta-paranchi.....	111
7.3	Interventi di progetto nella sala teatrale .....	119
7.3.1	Verifica della struttura della platea .....	122
7.3.2	Verifica dei solai dei palchetti.....	126
7.3.3	Verifica della struttura dei palchetti: Travi e Pilastri .....	130
7.3.4	Verifica delle scale storiche .....	138
7.4	Verifica delle murature portanti in condizioni statiche.....	141
7.4.1	Verifica delle murature portanti esistenti .....	141
7.4.2	Verifica delle murature armate di nuova costruzione.....	145

7.5	Verifica delle fondazioni esistenti .....	147
7.5.1	Verifica delle connessioni con la fondazione esistente.....	149
7.6	Nuovo corpo camerini .....	151
7.6.1	Giunto sismico .....	151
7.6.2	Verifica dei nuovi solai del corpo camerini: Travi secondarie .....	153
7.6.3	Verifica dei nuovi solai del corpo camerini: Travi principali .....	156
7.6.4	Verifica della soletta di copertura del vano scala.....	160
7.6.5	Verifica della struttura della scala PS3 .....	161
7.6.6	Dimensionamento della struttura di controvento longitudinale .....	165
7.6.7	Verifica del telaio M2.....	169
7.6.8	Verifica delle strutture di fondazione.....	171
<b>8</b>	<b>Miglioramento strutturale per condizioni di carico dovute al sisma .....</b>	<b>176</b>
8.1	Rapporto causa/effetto tra il sisma e i danni rilevati .....	176
8.2	Interventi di miglioramento sismico previsti.....	176
8.2.1	Dimensionamento del controvento di falda.....	178
8.2.2	Verifica degli ancoraggi .....	181
8.3	Verifica del comportamento globale della struttura in presenza di azione sismica .....	183
8.3.1	Valutazione della sicurezza nel modello globale allo stato di fatto .....	183
8.3.2	Valutazione della sicurezza del modello globale allo stato di progetto .....	187
8.3.3	Valutazione della sicurezza del modello parziale del nuovo corpo camerini.....	191
8.4	Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (comportamento globale) .....	200
8.5	Verifica dei principali meccanismi di danno locali.....	201
8.5.1	CINE 1: Parete verso cortile posteriore del teatro .....	202
8.5.2	CINE 2: Parete di fondo della torre scenica .....	211
8.5.3	CINE 3: Parete laterale della torre scenica .....	218
8.5.4	CINE 4: Parete laterale della sala teatrale .....	226
8.5.5	CINE 5: Facciata principale (avancorpo) .....	234
8.5.6	Verifica degli ancoraggi .....	240
8.5.7	Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (meccanismi locali) .....	243
<b>9</b>	<b>Progetto e verifica delle nuove strutture indipendenti .....</b>	<b>244</b>
9.1	Nuova scala antincendio nel cortile nord.....	244
9.1.1	Verifica struttura della nuova scala antincendio .....	244
9.2	Nuovo locale tecnico e vasca antincendio.....	264
9.2.1	Analisi dei carichi .....	264

9.2.2	Verifica pareti laterali .....	265
9.2.3	Verifica della soletta superiore.....	268
9.2.4	Verifica della soletta inferiore .....	269
9.2.5	Verifiche in condizioni sismiche.....	272
9.2.6	Giunto tecnico .....	275
<b>10</b>	<b>Conclusioni.....</b>	<b>276</b>
<b>11</b>	<b>Giudizio di accettabilità dei risultati.....</b>	<b>276</b>
<b>12</b>	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>277</b>

## 1 Premessa

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo per i lavori di “RESTAURO E RECUPERO DEL PICCOLO TEATRO DELLA CONCORDIA” di Portomaggiore (FE) che ha come scopo la riapertura del teatro rimasto chiuso dal 1950 e che versa in un generalizzato stato di degrado. Si ritiene che sia stato soprattutto il prolungato mancato utilizzo del teatro ad averne provocato le condizioni di vulnerabilità dal punto di vista strutturale.

Il teatro di Portomaggiore è stato costruito nella prima metà dell'Ottocento, pertanto le sue strutture non rispondono ai criteri attuali di progettazione. Di conseguenza gli interventi di consolidamento strutturale e miglioramento sismico dovranno necessariamente essere un compromesso tra quanto necessario a garantire il corretto funzionamento in base alla destinazione d'uso attuale e la conservazione di un bene storico e sottoposto a vincolo, come previsto dal DPCM 09/02/2011 - “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”.

Per una struttura di questo tipo è difficile ipotizzare un comportamento strutturale globale. Tuttavia, la risposta al sisma del teatro, durante gli eventi verificatisi nel passato, è stata sostanzialmente positiva, infatti i quadri fessurativi rilevati interessano esclusivamente la parete di fondo della torre scenica e quella laterale verso il cortile nord.

Le principalmente vulnerabilità individuate sono:

1. Carenza di rigidità nel proprio piano di solai e coperture;
2. Carenza di adeguate connessioni tra solai e muri perimetrali;
3. Eccessiva snellezza delle strutture murarie.

Gli interventi di consolidamento sismico progettati pertanto sono finalizzati all'eliminazione di tali criticità seguendo il principio del minimo intervento.

Oggetto della presente relazione sono gli interventi strutturali mirati al consolidamento del teatro al fine di raggiungere la condizione di **miglioramento sismico** oltre a quella di **adeguamento statico**. Si prevedono inoltre anche interventi che riguardano gli aspetti impiantistici, antincendio e di sicurezza per consentirne l'agibilità e l'utilizzo del teatro nel pieno rispetto delle norme. Il progetto strutturale ha quindi coniugato le esigenze derivanti dal rispetto di tutti questi ambiti della progettazione.

Oltre agli interventi di consolidamento, è prevista la costruzione di un nuovo edificio, nel quale collocare i camerini, giuntato sismicamente rispetto al fabbricato in adiacenza di altra proprietà. La struttura portante sarà realizzata in muratura armata, gli orizzontamenti in lamiera grecata e cappa collaborante in c.a. Per quanto riguarda le fondazioni esse saranno in c.a e della tipologia a travi rovesce.

Il progetto, descritto in questa relazione, oltre che negli elaborati grafici è stato redatto cercando di rispettare al massimo il principio del minimo intervento, riuscendo a raggiungere un livello di sicurezza qualitativamente accettabile e quantitativamente definibile con un **fattore di sicurezza indicativamente superiore a 0.6**.

### 1.1 Recepimento delle prescrizioni e delle indicazioni al deposito sismico

Il progetto esecutivo recepisce le integrazioni al progetto esecutivo strutturale richieste dal **Servizio Sismica dell'Unione dei Comuni della Bassa Romagna** (richiesta del 16/02/2021 prot. 2021/10259, Pratica Sismica P/01/2021), a cui sono seguite ulteriori integrazioni volontarie.

Il parere favorevole finale alla Pratica SISMICA, deposito n. P/1/2021, è stato inoltrato dalla struttura sopra citata tramite PEC in data 07/05/2021 con protocollo 2021/29006.

## 2 Descrizione del contesto edilizio e tematiche di conservazione del bene storico

### 2.1 Contesto edilizio



Figura 1 - Teatro di Portomaggiore porzioni in adiacenza con altri fabbricati

Il Piccolo Teatro della Concordia di Portomaggiore, costruito tra il 1840 e 1843 su progetto attribuito all'Arch. Ing. Giovanni Tosi e inaugurato il 15 ottobre 1844, presenta i caratteri tipici del teatro "all'Italiana", caratterizzato dalla tipologia a palchetti, dalla cavea ad U e dalla struttura in legno. Si tratta di un caso architettonico diffuso in Italia già dagli ultimi decenni del '600 alla fine dell'800. Per maggiori informazioni in merito alla storia dell'edificio si rimanda alla relazione storica.

Il teatro si trova in adiacenza con altri fabbricati di altra proprietà in corrispondenza dei prospetti Nord-Ovest e Sud-Est. Tuttavia, trattandosi di porzioni limitate rispetto allo sviluppo complessivo, esso può considerarsi in posizione sostanzialmente isolata.

Il teatro si presenta come un edificio di forma rettangolare di dimensioni 23x30 m circa e di altezza pari a circa 14 m. È composto da tre unità strutturali principali e dipendenti tra loro: l'avancorpo, la sala teatrale e la torre scenica.

L'edificio è rimasto attivo fino agli anni quaranta. Dal 1950 il teatro è stato completamente abbandonato e nel 1955 l'autorità vigilanza lo dichiara inagibile. Nei primi anni '80 l'Amministrazione del Comune di Portomaggiore decide di recuperare il teatro per destinarlo a centro sociale, ma lo stesso versava in uno stato avanzato di degrado, soprattutto a livello strutturale. I primi interventi risalgono al 1989 quando vennero progettati e poi realizzati i lavori di sistemazione della copertura del teatro a firma dello studio dell'Ing. Mezzadri di Ferrara. Al 1996 risalgono gli interventi di recupero del ridotto e del restauro della facciata.



A seguito delle campagne di rilevamento fotografico e delle indagini svolte, è stato possibile avere un quadro conoscitivo completo delle tecniche costruttive utilizzate per la costruzione.

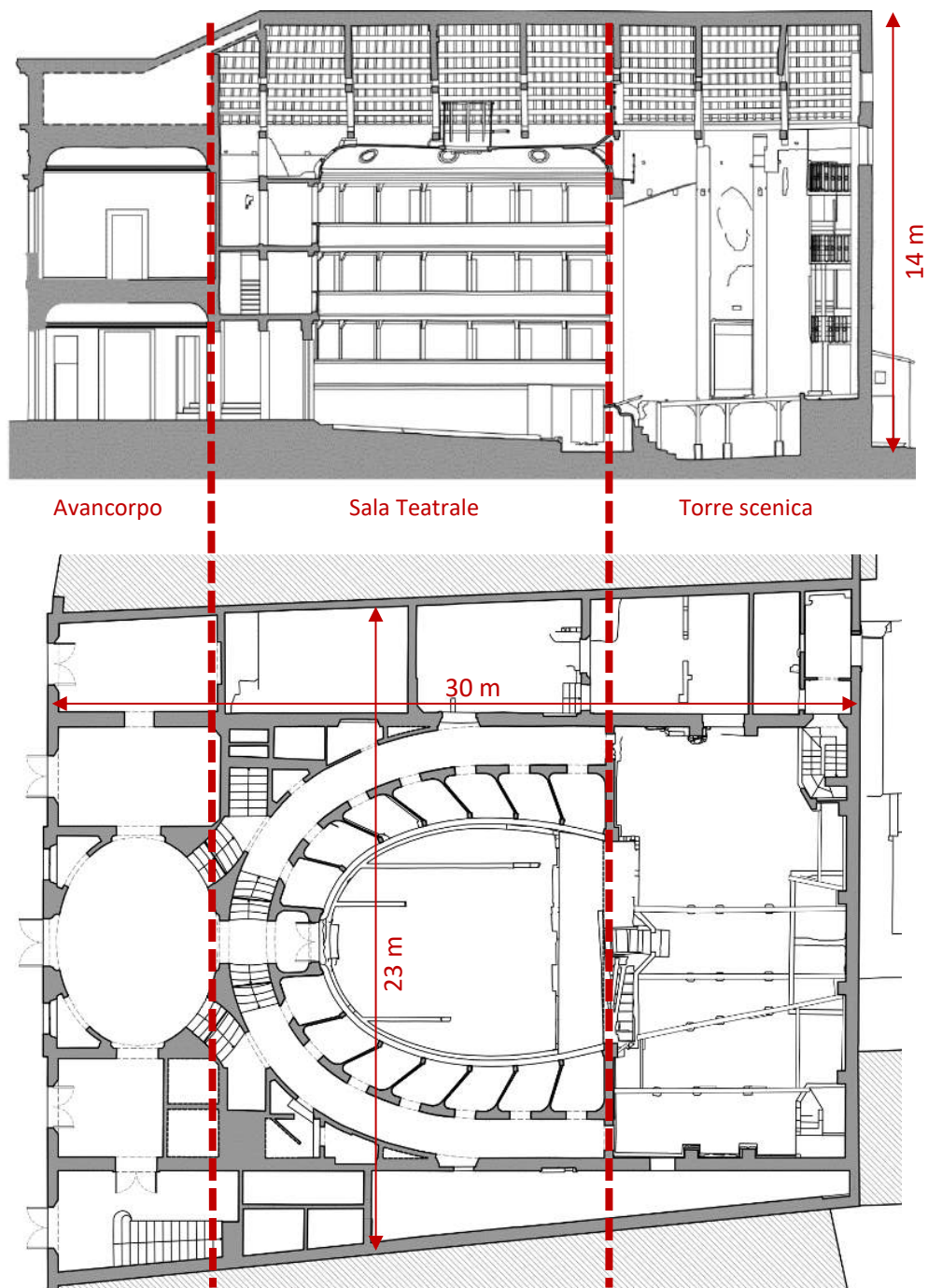


Figura 2 - Schema plano-altimetrico con i tre volumi che costituiscono il teatro

## 2.2 Tematiche di conservazione

La struttura originaria del teatro, oltre agli interventi di recupero descritti nel paragrafo precedente, al crollo di tutti gli orizzontamenti e buona parte delle strutture verticali del corpo camerini, non ha subito nel tempo modifiche importanti.

Per quanto riguarda il comportamento della costruzione nel tempo, si osserva come non siano presenti lesioni o segni di deformazioni dovute ad assestamento delle fondazioni. Anche i danni dovuti al sisma sono limitati ad alcune pareti che, poiché caratterizzate da eccessiva snellezza ed assenza di vincoli intermedi, sono oggettivamente vulnerabili soprattutto per quel che riguarda il loro comportamento fuori dal piano.

Data la condizione di bene sottoposto a vincolo di interesse culturale, il progetto è stato pensato seguendo il principio del **minimo intervento**.

Le scelte progettuali mireranno alla conservazione delle strutture esistenti laddove possibile. Qualora tale condizione non dovesse essere verificata verranno preferite in primis tecniche costruttive analoghe a quelle esistenti o in alternativa ad esse strutture in acciaio che meglio rispondono al principio di reversibilità. Inoltre gli interventi previsti non muteranno minimamente l'aspetto del teatro.

Gli interventi previsti sono mirati alla risoluzione delle criticità nella morfologia costruttiva tipica dei teatri.

Si tratta, sostanzialmente, di una struttura caratterizzata da grandi volumi vuoti nella zona centrale e in quella del palcoscenico e da limitate connessioni trasversali e longitudinali. Queste peculiarità la rendono vulnerabile in presenza di azioni sismiche.

Al fine di raggiungere la condizione di **miglioramento sismico**, è stato necessario intervenire su alcune pareti, caratterizzate da quadri fessurativi riconducibili al sisma e quindi oggettivamente insufficienti. L'incremento di resistenza è stato ottenuto attraverso l'applicazione di intonaco armato in materiale composito (rete bidirezionale in fibra di basalto e matrice a base di malta di calce). Si tratta di un intervento da realizzare sotto intonaco e che quindi non modificherà l'aspetto estetico del teatro.

Per quanto riguarda il nuovo corpo camerini, si è scelto di adottare una tecnologia a pareti portanti in muratura armata, solai leggeri in lamiera grecata con cappa collaborante e cordoli di piano in c.a.

Il corpo camerini è completamente separato rispetto all'edificio adiacente mediante la realizzazione di un giunto strutturale ( $s=8\text{cm}$ ). Le due strutture risulteranno completamente indipendenti.

Al fine di rispettare l'organizzazione "scatolare" del nuovo corpo camerini la cui struttura è realizzata in muratura armata, sono stati inseriti (si veda nel dettaglio il progetto delle strutture) nuovi pilastri e nuove travi in acciaio, alcune delle quali sono state collegate con controventi disposti a croce di Sant'Andrea.

Si sottolinea che l'intervento di nuova costruzione del corpo camerini indurrà anche un miglioramento in termini di aumento delle pareti sismo-resistenti del teatro nella direzione trasversale, quella più debole. Inoltre anche nella direzione forte, ovvero quella longitudinale, si avrà l'aggiunta di un nuovo sistema sismo-resistente, ovvero il nuovo telaio controventato in acciaio.

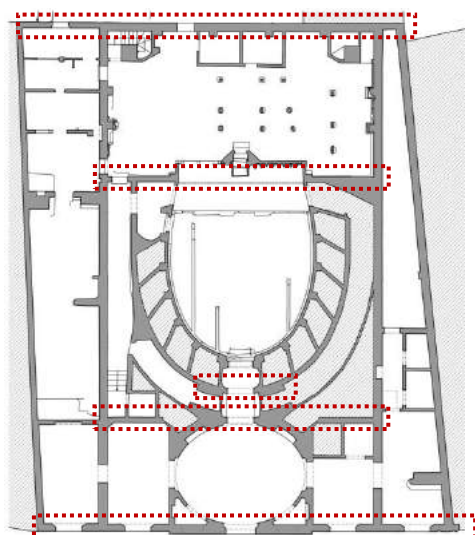


Figura 3 - Pareti sismo-resistenti in direzione trasversale  
nello stato di fatto

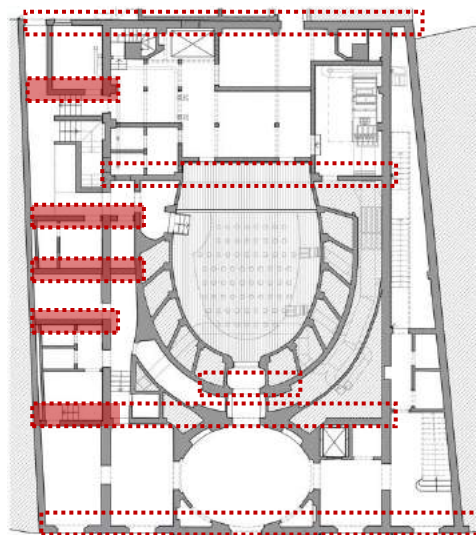


Figura 4 - Pareti sismo-resistenti in direzione trasversale  
nello stato di progetto

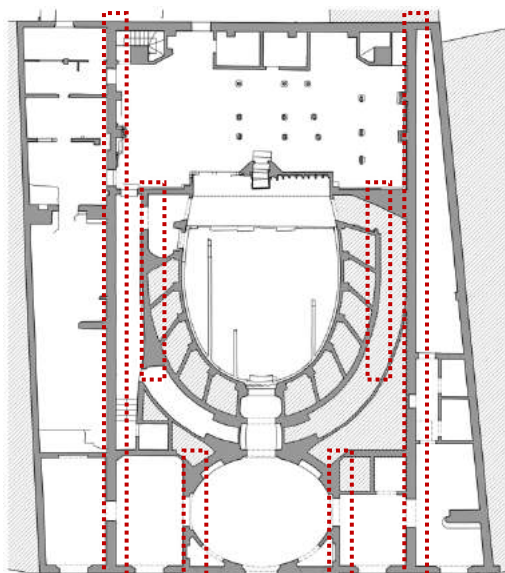


Figura 5 - Pareti sismo-resistenti in direzione longitudinale  
nello stato di fatto

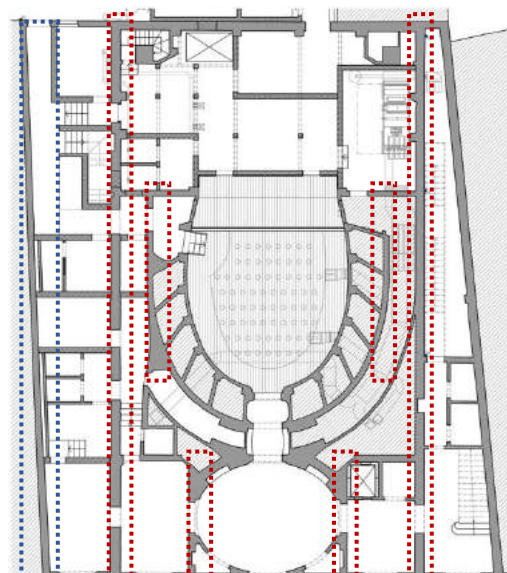


Figura 6 - Pareti sismo-resistenti in direzione longitudinale  
nello stato di progetto

Inoltre si interverrà sul miglioramento della rigidezza nel piano degli impalcati (attraverso cappe armate, doppi tavolati lignei e irrigidimento del piano di falda), oltre che sul miglioramento delle connessioni trasversali tra le murature attraverso l'inserimento di tiranti in corrispondenza della torre scenica.

La norma inoltre richiede che risulti verificata la condizione di **adeguamento statico** della struttura.

A tale proposito, si prevede un rinforzo della struttura lignea dei palchetti, i quali risulterebbero inadeguati in una condizione di carico in presenza di incendio. Per tanto si prevede, l'accostamento alla struttura esistente di una nuova in acciaio, opportunamente protetta dal fuoco, la cui funzione sarà quella di sostenere i carichi gravitazionali nell'ipotesi in cui si verifichi un incendio.

La platea è attualmente pavimentata con un tavolato ligneo temporaneo, non vi sono tracce della pavimentazione storica. La nuova struttura che si andrà a realizzare sarà in legno e adatta a sostenere i carichi previsti dalla normativa.

La struttura del palco era originariamente in legno. A testimonianza di quanto detto restano infatti alcune travi e pilastri che tuttavia sono in uno stato di degrado avanzato. Pertanto si sostituisce tale struttura con un sistema di pilastri e travi, ordite nel senso longitudinale del teatro, in acciaio. Il piano del palcoscenico sarà in tavole di legno e sostenuta da un'orditura di travetti lignei.

Per quanto riguarda la "macchina scenica" ed in particolare il piano della graticcia, attualmente non presente, si prevede la realizzazione di una nuova struttura costituita da travi in legno al di sopra delle quali posare i listelli del piano grigliato. Tali travi a loro volta poggeranno sulla muratura mediante apposite mensole metalliche e su una nuova trave reticolare posizionata in corrispondenza dell'arco del boccascena a sostituzione della struttura lignea presente inadeguata a reggere i carichi previsti dal normale funzionamento delle macchine sceniche moderne.

I ballatoi lignei esistenti, dei quali uno è completamente crollato, saranno ricostruiti in maniera analoga a quelli esistenti con struttura portante costituita da travi e saette in legno e piano di calpestio realizzato con un doppio tavolato ligneo ben connesso alla muratura. Oltre alla funzione distributiva, essi assolveranno anche a quella di controventamento orizzontale ed all'interruzione della luce libera di inflessione delle pareti laterali della torre scenica.

### 2.3 Descrizione generale delle strutture esistenti

Sulla base della documentazione disponibile e delle evidenze ottenute a seguito delle campagne di indagini diagnostiche effettuate, oltre che da sopralluoghi in situ da parte dei progettisti scriventi si sono potuti individuare qualitativamente i materiali da costruzione presenti e la tipologia costruttiva di ogni unità.

- ***l'avancorpo***, contenente il ridotto, è stato oggetto di un progetto di restauro nel 1997, il quale ha interessato sia le murature che gli impalcati. Le murature esistenti, in mattoni pieni (spessori di 45 cm per i muri perimetrali e di 30 cm per i muri interni), sono state consolidate con rete e betoncino, con rifacimento degli architravi e con creazione di rinforzi localizzati nella zona di inserimento dei solai. Per quanto riguarda i solai lignei esistenti le opere di consolidamento hanno previsto la sostituzione degli stessi con struttura analoga o in latero-cemento (quest'ultima in corrispondenza della zona scale).

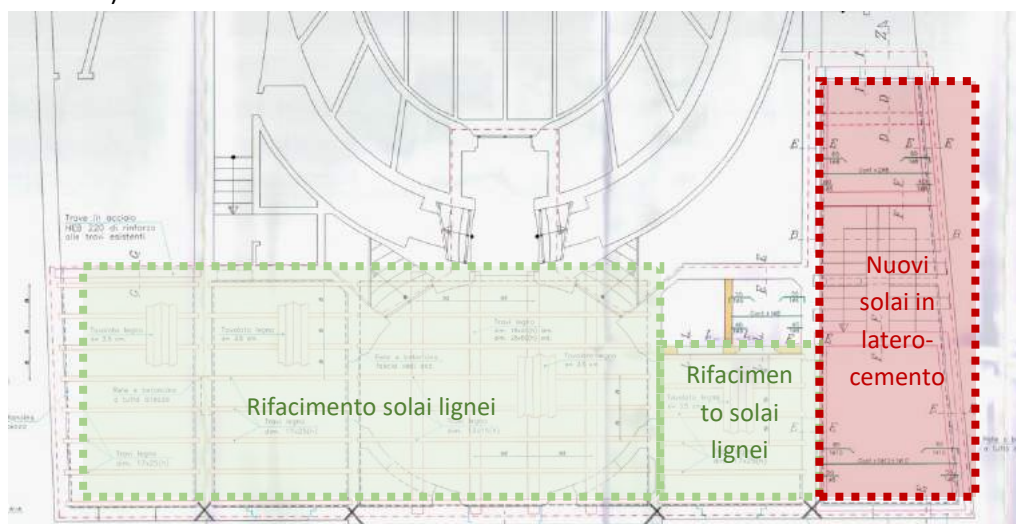


Figura 7- Stralcio Tavola del Progetto di Restauro del 1997: Consolidamento dei solai dell'avancorpo

La copertura, a padiglione con due falde a capanna sul timpano di facciata, anch'essa oggetto d'intervento nell'ambito del progetto del 1997, è stata completamente rifatta. La struttura lignea è costituita da un'orditura primaria di capriate composte alla palladiana, seguita da una orditura



secondaria di arcarecci, travetti e tavolato ligneo. Il manto di copertura è in tegole in cotto. Si segnala inoltre la presenza di un cordolo sommitale in c.a del quale però non si hanno informazioni riguardo al grado di collegamento con la muratura sottostante.



Figura 8 - Copertura dell'avancorpo con tavolato ligneo e controsoffitto sottostante in arelle



Figura 9 - Cordolo in c.a dell'avancorpo.

- La **sala teatrale** si presenta in un evidente stato di degrado, poiché inutilizzata dagli anni '50. Essa costituisce il corpo centrale ed è composta dalla platea e dai palchetti ed i corrispondenti corridoi laterali, distribuiti su più livelli. Ha un'impostazione planimetrica a ferro di cavallo. La platea era originariamente sostenuta da muretti.



Figura 10 - Sala teatrale



Figura 11 - Dettaglio dei muretti di sostegno della platea (foto dei primi anni 2000)

La struttura portante dei palchetti, invece, si presenta in modo differente tra il piano terra e gli altri ordini. Al piano terra il ferro di cavallo è costituito da due setti paralleli in muratura portante in mattoni pieni (da 30 e 20 cm) sui quali poggiano i solai. Agli ordini superiori la struttura è costituita da telai lignei, nella parte verso la platea e muratura portante nella parte interna (spessore di 30cm). I solai dei palchetti sono in legno, con struttura a travetti e tavolato semplice ovunque, ad eccezione dei solai di calpestio del primo ordine dove si riscontra la presenza di una triplice orditura.



**Figura 12 - Struttura portante dei palchetti al piano terra e solaio con triplice orditura**



**Figura 13 - Solaio con semplice orditura e tavolato nel corridoio a sinistra della sala (piano terra)**



**Figura 14 - Struttura portante dei palchetti agli ordini superiori**



**Figura 15 - Solai lignei con semplice orditura e tavolato dei palchetti agli ordini superiori**

Il soffittone della sala, crollato nella parte centrale è un controsoffitto in gesso ed arelle sorretto da centine lignee appese alle catene delle capriate tramite listelli lignei.



**Figura 16 - Soffittone della sala teatrale**

La copertura a capanna, presenta una struttura lignea con capriate composte alla palladiana, arcarecci, travetti e pannelle in cotto. Il manto di copertura è in tegole in cotto.





Figura 17 - sottotetto sala teatrale

- La **torre scenica**, contenente il palcoscenico, i camerini e la graticcia, è costruita in muratura portante in mattoni pieni (spessore di 45 cm) e dei ringrossi della muratura di 30 cm a costituire delle lesene. Il piano del palcoscenico, originariamente in legno, era sorretto da una struttura, anch'essa lignea, costituita da pilastri con basamento in cemento e travi sostenute da mensole laterali in corrispondenza delle colonne in legno. Il tavolato è completamente assente, restano solo alcune travi e pilastri in avanzato stato di degrado.



Figura 18 - Struttura del palcoscenico

Il limite tra sala e palcoscenico è definito da un setto in mattoni pieni, per la maggior parte crollato.

Sono ancora presenti 8 travi in legno che dovevano sostenere la graticcia originaria. Esse poggiano sulla muratura di fondo della torre scenica da un lato e sul boccascena dall'altro, con degli appoggi intermedi sulle catene delle due capriate. La muratura di separazione tra la torre scenica e la sala teatrale presenta nella parte centrale una struttura lignea piuttosto complessa. Essa è costituita da una trave in legno di circa 30 cm di diametro. Al di sopra di questa trave ne troviamo un'altra di sezione più piccola con delle saette sulle quali poggiano le travi a sostegno della graticcia. Qui si poggia inoltre la struttura centinata del soffitto della sala teatrale.



Figura 19 - Muro di sostegno del palco e spazio del suggeritore



**Figura 20 - Le travi di sostegno alla graticcia**



**Figura 21 - Dettaglio della struttura sopra il boccascena**

Infine la copertura lignea a capanna è analoga a quella della torre scenica.



**Figura 22 - Copertura della torre scenica in pianelle di cotto**



**Figura 23 - Cordolo in c.a della torre scenica e lesioni sulla parete di fondo**

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di rilievo strutturale allegati al progetto.



### 3 Sintesi dei risultati delle campagne di indagini

Nel 2019 è stata eseguita una campagna diagnostica di saggi esclusivamente strutturali su terreni, fondazioni, su alcuni impalcati e murature, per valutare lo stato di fatto e di conservazione dell'immobile. Al fine di approfondire il quadro conoscitivo necessario per la redazione del progetto di restauro e miglioramento sismico è stata condotta, nell'ambito del nostro contratto, una campagna indagini ad integrazione della precedente che ha riguardato sia gli aspetti strutturali sia gli aspetti di finitura.

Si riportano di seguito i riferimenti delle relazioni specialistiche delle due fasi di conoscenza e gli aspetti che sono stati esaminati in ciascuna di esse.

#### *Campagna diagnostica del 2019*

- ***“Indagini specialistiche sulle strutture in muratura e legno”*** condotta da LiFE -Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l a firma dell'Ing. Marco Geminiani.

Le indagini hanno riguardato: il rilievo delle tessiture murarie, indagini sulle strutture di fondazione e indagini qualitative sulle strutture lignee.

- ***“Modellazione geologica e relazione di risposta sismica locale per lo studio della liquefazione - Teatro Concordia di Portomaggiore FE”*** a firma del Geologo Dott. Thomas Veronese.

#### *Campagna diagnostica del 2020*

- ***“Portomaggiore/Teatro Concordia - Relazione Tecnica: Indagini diagnostiche”*** condotta da Expin a firma dell'Ing. Filippo Casarin.

Le indagini hanno riguardato: saggi sui pavimenti, rilievo geometrico di strutture in legno, indagini sugli elementi in legno visibili, indagini ai nodi della struttura lignea dei palchetti e piccoli scrostamenti di intonaco per la verifica della struttura muraria di spina dei palchetti.

Di seguito si riporta una sintesi dei risultati che si ritengono rilevanti al fine della comprensione degli interventi strutturali predisposti. Per la conoscenza completa delle risultanze delle indagini si allegano al presente progetto gli specifici elaborati.

### 3.1 Saggi di fondazione

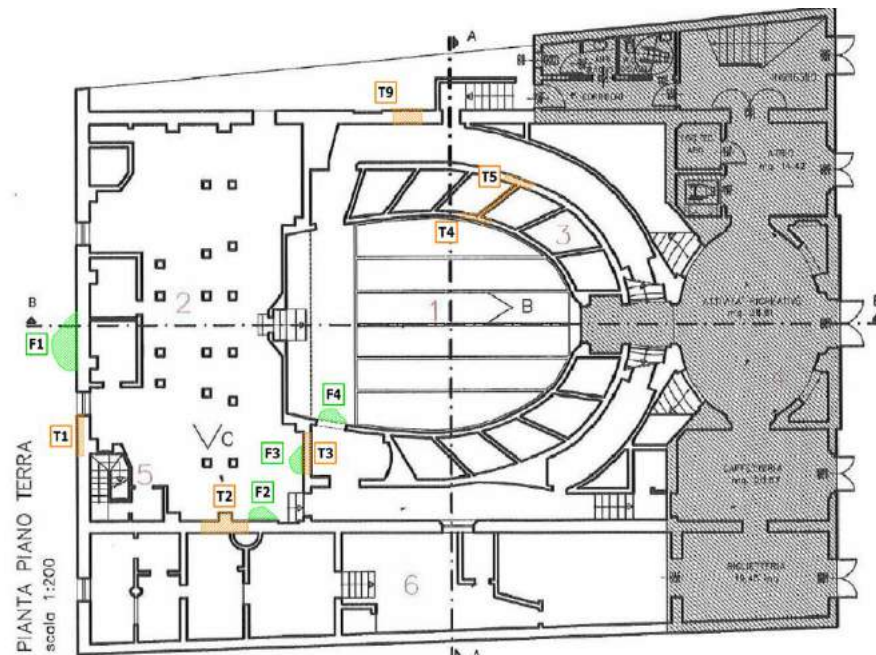


Figura 25 - Campagna Indagini 2019: Individuazione dei punti di indagine - Piano terra

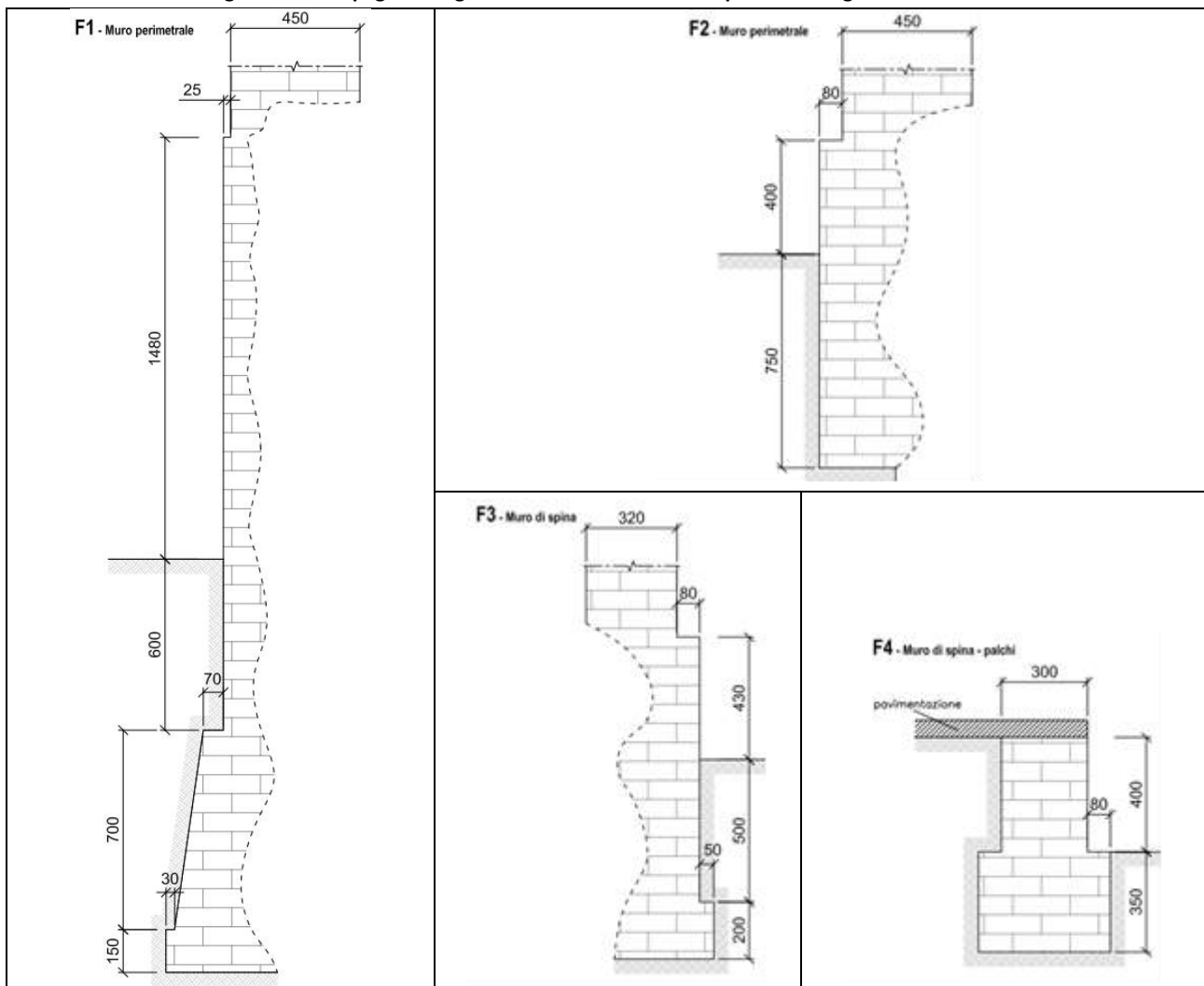


Figura 26 - Campagna Indagini 2019: Rilievo della geometria delle opere di fondazione

1. La composizione materica e la successione stratigrafica dal piano di campagna a quello di imposta.
2. La quota del piano di posa delle opere di fondazione, a partire dal piano campagna.

### 3.2 Indagini idrogeologiche

[illegible]

La falda è stata intercettata ad una profondità di 150 cm dal piano di campagna. Com'è noto il livello della falda superficiale è soggetto a variazioni durante il corso dell'anno a causa delle precipitazioni. Pertanto al fine di valutare tale variabilità si è fatto riferimento al sito FaldaNET-ER in cui sono riportati i dati di monitoraggio della livello della falda superficiale in Emilia Romagna. Come si può evincere dalla mappa riportata di seguito, la profondità minima del livello di falda a Portomaggiore è di 150 cm dal piano campagna. Tale dato è confermato dal grafico della variazione su base annuale rilevato dalla stazione 32FE.

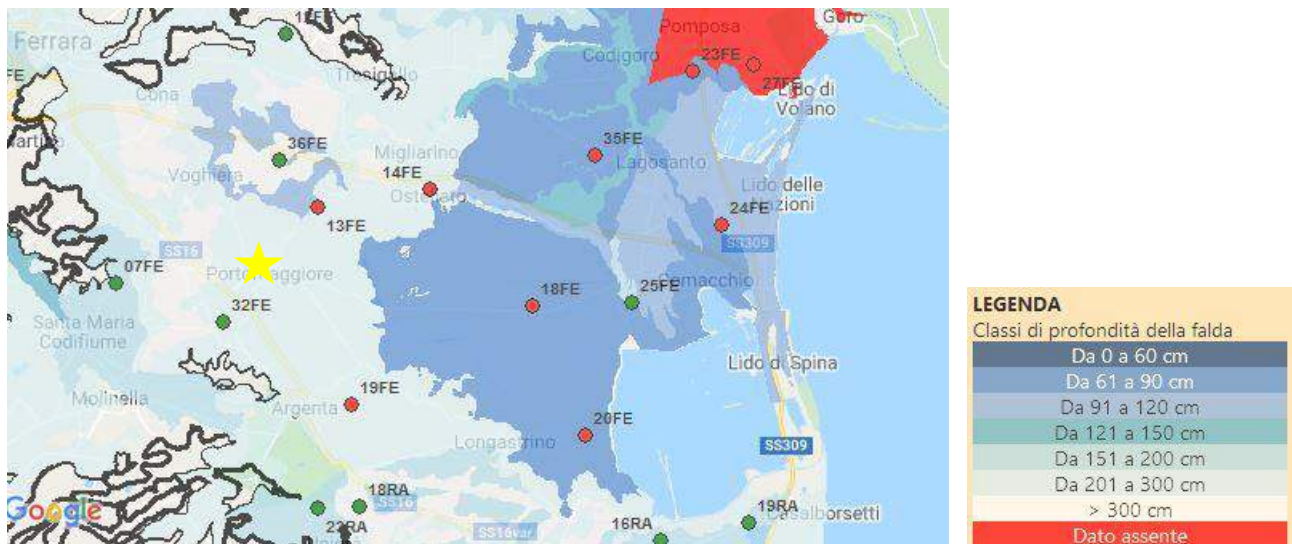


Figura 25 - Mappa della profondità di falda rilevata dalle reti di monitoraggio regionale dell'Emilia Romagna



Figura 26 - Andamento del livello di falda su base annuale rilevato dalla stazione FE32



### 3.3 Caratterizzazione sismica del suolo

Da un punto di vista sismico il suolo è classificabile secondo la categoria D contemplata nella Tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018, di seguito riportata.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

### 3.4 Saggi sulle murature

Le indagini della tessitura muraria effettuati durante la campagna di prove del 2019 hanno permesso di rilevare la tipologia di muratura prevalente, ovvero muratura in mattoni pieni con giunti di malta.

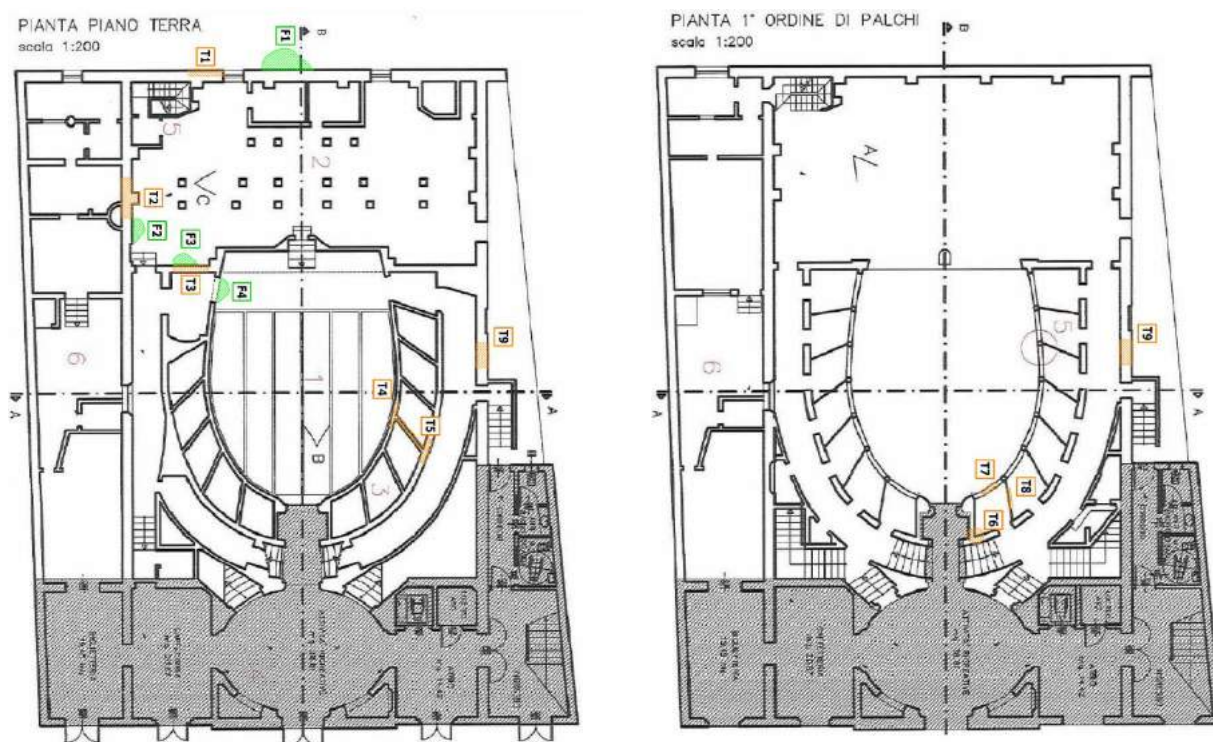


Figura 27 - Campagna Indagini 2019: Individuazione dei punti di indagine - Piano terra

Per quanto riguarda le murature perimetrali della torre scenica (saggi T1 e T2) si tratta di murature a tre teste (spessore di 45 cm circa) con presenza di collegamenti trasversali e lesene di spessore 32 cm. L'ammorsamento tra la lesena ed il muro perimetrale risulta correttamente eseguito. Anche la muratura perimetrale della sala teatrale (saggio T9) risulta essere a tre teste.

Il muro di spina tra la torre scenica e la sala teatrale (saggio T3) è a due teste (spessore di 30 cm).

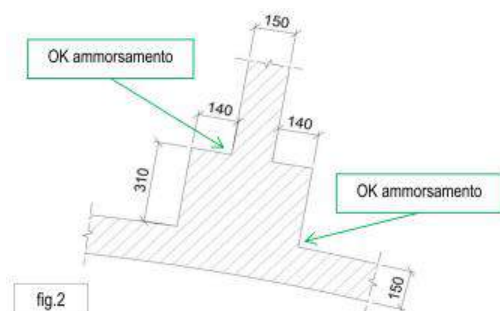


Figura 27 - Primo ordine dei palchi: Muro sul perimetro della sala e pilastri della zona palchi (saggio T4)



Figura 29 - Piano terra dei palchi: Muro di spina tra palchi e corridoio (T5)

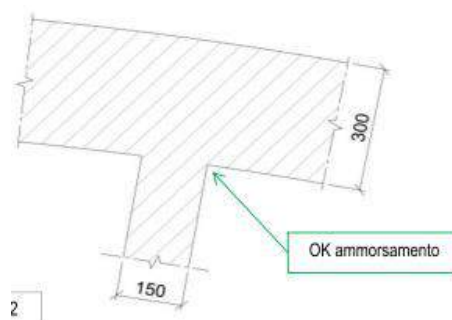


Figura 28 - Piano terra dei palchi: Muro di spina tra palchi e corridoio (saggio T5)



Figura 30 - III ordine dei palchi: Muro di spina tra palchi e corridoio

Per quanto riguarda la muratura che definisce il perimetro della sala al piano terra della zona palchi (saggio T4) si rileva la presenza di un paramento di muratura ad una testa e pilastri in muratura di dimensioni 45x45 cm circa ben ammorsati.

La muratura di spina tra palchi e corridoio a piano terra (saggio T5) risulta essere caratterizzata da una condizione di vulnerabilità intrinseca. Ovvero è caratterizzata da una tessitura di mattoni pieni disposti tutti di taglio e da giunti di malta ampiamente degradati. Durante la campagna di indagini del 2020 realizzata da Expin, si è approfondito questo aspetto, al fine di comprendere se questa tipologia di paramento murario si estendesse anche ai livelli superiori. L'esito delle indagini ha dimostrato come tale apparecchiatura caratterizzi solo il piano terra, mentre per la restante parte essa è del tipo a due teste con sporadica presenza di diatoni.

### 3.5 Saggi sugli orizzontamenti

Nel corso di entrambe le campagne di prova sono stati svolti dei saggi sulle strutture degli impalcati dei diversi ordini dei palchi. Si tratta di impalcati costituiti da orditura in travetti di legno e tavolato. Solo al piano terra

si rilevano nella parte verso la platea la presenza di più livelli di orditura. Nelle immagini che seguono si descrivono meglio a capire le stratigrafie.

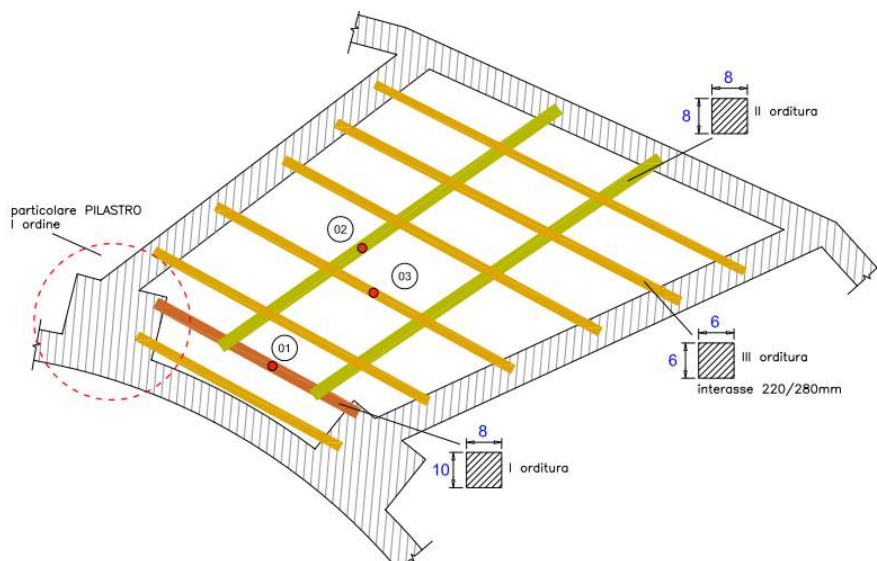


Figura 31 - Solaio di calpestio del primo ordine dei palchi (Campagna indagini 2019)

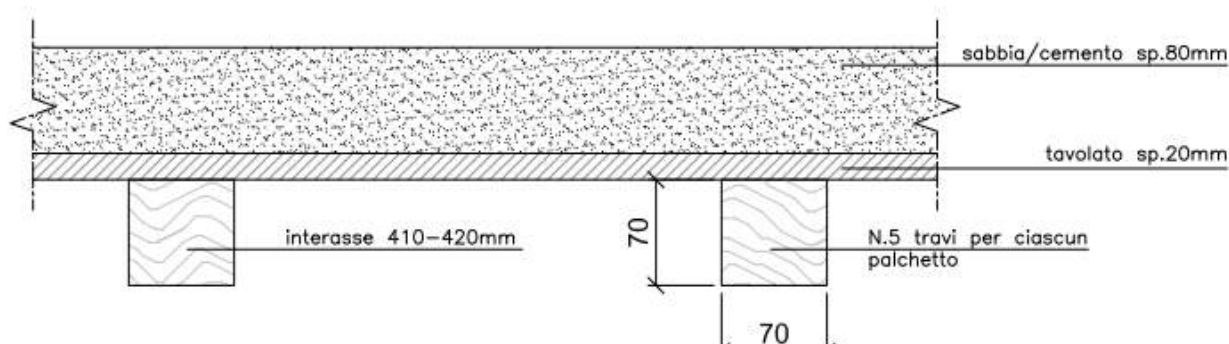


Figura 32 - Solai di calpestio dei diversi ordini dei palchi e del corridoio del primo ordine (Campagna indagini 2019).

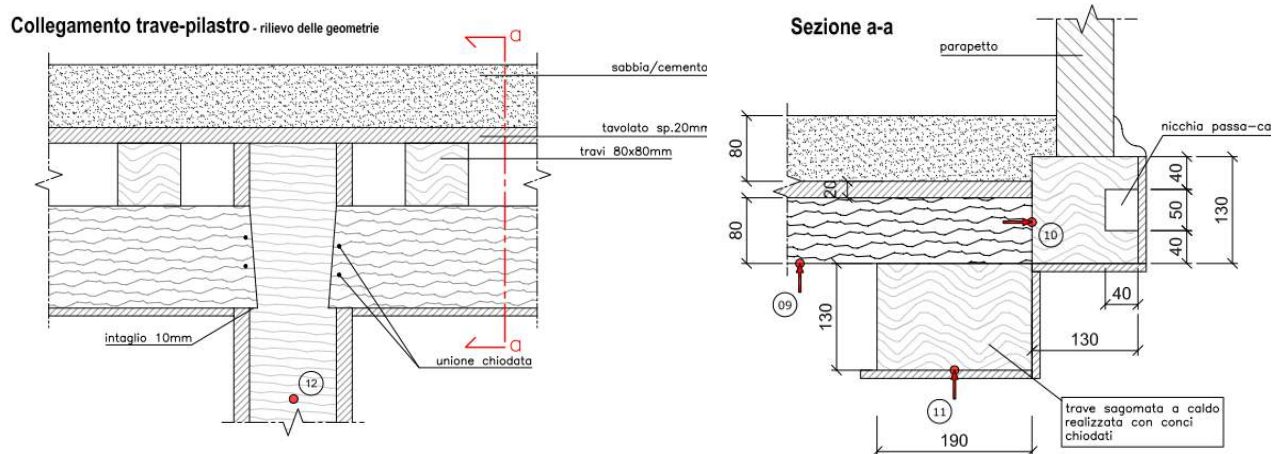


Figura 33 - Dettaglio struttura lignea di sostegno agli impalcati dei palchi (Campagna indagini 2019)

Nel corso della campagna indagini del 2020 oltre alla conferma dei risultati ottenuti in precedenza sono state indagate situazioni più di dettaglio.



### 3.6 Indagini sulle strutture in legno

Nel corso della campagna indagini del 2020 è stata effettuata un'estesa campagna di indagini sulle strutture di copertura. In particolare oltre al rilievo geometrico, una classificazione della specie legnosa ed una classificazione a vista, sono state svolte indagini penetrometriche del legno.

Dalle indagini xilotomiche per l'identificazione delle specie legnose si è evinto che le strutture in legno presenti nel teatro di Portomaggiore sono in legno di Abete rosso (nelle strutture del sottotetto della zona d'ingresso, nella struttura di boccascena e nei pilastri dei palchetti) e di Abete bianco (nelle strutture del boccascena, nella torre scenica e nelle travi dei palchetti).

Dalla classificazione visiva è emerso che la maggior parte degli elementi appartengono alla *Categoria I* (classificazione secondo la norma UNI 11119) ad eccezione dei travetti della copertura i quali risultano appartenenti alla *Categoria II*. Si rileva inoltre in corrispondenza delle capriate della torre scenica la presenza di attacchi superficiali di xilofago, in particolare in corrispondenza delle teste delle catene.



Figura 34 - Protesi delle capriate della torre scenica.



Figura 35 - Dettaglio appoggio capriata torre scenica.

Dalle indagini penetrometriche invece si evince che le strutture indagate risultano prevalentemente in uno stato di buona conservazione  $Pr/Pt > 0.7$  ad eccezione della catena di una delle capriate della torre scenica in corrispondenza dell'appoggio.

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento alle relazioni specialistiche allegate al presente progetto.

### 3.7 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico, delle indagini materico-costruttive, meccaniche e sul terreno e le fondazioni, è stato individuato il livello di conoscenza adottato per l'edificio oggetto dell'intervento. Sulla base di tale livello è possibile determinare i valori medi dei parametri meccanici ed il fattore di confidenza.

Considerata la Tab.C.8.5. IV della Circolare n.7/2019 e tenuto conto che si è in possesso di:

- Un'analisi **storico-critica**;
- Un **rilievo geometrico completo** e che si è eseguito un rilievo materico e degli elementi attraverso **indagini estese** che hanno consentito la caratterizzazione delle sezioni murarie e del grado di ammorsamento, la definizione delle sezioni degli elementi monodimensionali in legno e c.a presenti;



- Una **campagna di prove estesa**, sia per le strutture in muratura che per quelle in legno. Le informazioni sulle caratteristiche meccaniche degli elementi in c.a sono state desunte direttamente dagli elaborati progettuali, forniti dalla committenza.
- Dati ed informazioni su terreno e fondazioni.

Sulla base del livello di approfondimento della conoscenza sopra descritto si può considerare raggiunto il **Livello di Conoscenza Adeguato - LC2** e quindi si può adottare un Fattore di confidenza **FC = 1,2**.

Tab.C.8.5.IV Circolare n.7/2019

Livello di conoscenza (LC)	Descrizione	Fattori di confidenza (FC)
LC1	Conoscenza Limitata	1,35
LC2	Conoscenza Adeguata	1,20
LC3	Conoscenza Accurata	1,00

Nel caso di analisi che considerano la resistenza dei materiali (verifica a taglio o a pressoflessione delle pareti nel loro piano) il fattore di confidenza è stato applicato alle proprietà dei materiali riducendone moduli elastici e resistenze.

Nel caso di analisi che considerano l'equilibrio limite (cinematismi di collasso) il fattore di confidenza è stato applicato alla capacità della struttura, riducendo l'accelerazione corrispondente al collasso.

### 3.8 Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21/01/2019, n. 7 – *“Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*;
- DPCM 09/02/2011 - *“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”*;
- UNI 11119:2004 - *“Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera”*;
- D.lgs 22 Gennaio 2004, n.42 - *“Codice dei beni culturali e del paesaggio”*;
- Legge Regionale 30 ottobre 2008, n.19 - *“Norme per la riduzione del rischio sismico”* e smi (L.R 6 Luglio 2009, n.6 e L.R 23 dicembre 2016, n.25);

## 4 Definizione dei parametri di progetto

### 4.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Per l'opera in esame, la **vita nominale di progetto** definita (§2.4.1 NTC18) come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è pari a  **$V_N = 50$  anni**.

Per la definizione della classe d'uso, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso (§2.4.2 NTC18), è stata assunta la **Classe III** (costruzioni che prevedono affollamenti significativi). Ad essa corrisponde un coefficiente d'uso  **$C_U = 1,5$**  (Tab. 2.4.II NTC18), necessario per la definizione del **periodo di riferimento** per l'azione sismica  **$V_R = C_U \times V_N = 150$  anni**.

### 4.2 Fattore di comportamento

Nelle verifiche dei cinematismi di collasso invece  **$q_{CINE} = 2$**  (C8.7.1.2.1.7 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019).

### 4.3 Definizione dell'azione sismica

In accordo con quanto stabilito dalle NTC2018 al §3.2, l'azione sismica può essere rappresentata attraverso opportuni spettri elastici di progetto definiti, per prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , a partire dai parametri di "pericolosità sismica di base" ( $a_g$ ;  $F_0$  e  $T_c^*$ ) e dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che influenzano la risposta sismica locale.

Si utilizza il foglio di calcolo Excel "Spettri-NTC ver.1.03", reso disponibile dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per la valutazione degli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

The screenshot displays the 'FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO' (Phase 1: Identification of Site Hazard) window. It includes input fields for coordinates (Longitude: 11.8078, Latitude: 44.6994) and dropdown menus for Region (Emilia-Romagna), Province (Ferrara), and Municipality (Portomaggiore). A map of Italy shows the location of Portomaggiore. The interface also features a 'Controllo sul reticolo' (Grid Control) section with radio buttons for 'Sito esterno al reticolo' (Site outside the grid) and 'Interpolazione su 3 nodi' (Interpolation on 3 nodes), and a 'superficie rigata' (Ruled surface) option. A small inset map shows the grid nodes around the site.

#### Dati di Input

Comune:	Portomaggiore (FE)
Latitudine:	44°,6994 N
Longitudine:	11°,8078 E
Altitudine:	2 m s.l.m
Zona Sismica:	3 (medio-bassa)
Vita Nominale:	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso:	$C_U = 1,5$
Vita di Riferimento:	$V_R = 75$ anni
Categoria di sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

Figura 36 - Schermata iniziale del foglio di calcolo "Spettri-NTC ver.1.03"

Tabella dei parametri della pericolosità sismica per i diversi stati limite

STATI LIMITE		$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
		[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]
Stati limite di esercizio	SLO	81	45	0,051	2,483	0,270
	SLD	63	75	0,064	2,499	0,281
Stati limite ultimi	SLV	10	712	0,179	2,558	0,276
	SLC	5	1462	0,238	2,493	0,285

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione per quanto riguarda la componente orizzontale è definito attraverso le seguenti espressioni [3.2.2] delle NTC2018:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito, corrispondente allo stato limite considerato;

$S = S_S \cdot S_T$ ; essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab.3.2.IV delle NTC2018) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (Tab.3.2.V delle NTC2018);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro per coefficienti di smorzamento viscoso non convenzionali;

$F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione, corrispondente allo stato limite considerato;

$T_C = C_C \cdot T_c^*$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, essendo  $T_c^*$  uno dei parametri di pericolosità sismica definito al §3.2 delle NTC2018 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tab.3.2.IV delle NTC2018);

$T_B = T_C/3$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D = 4,0 \cdot (a_g / g) + 1,6$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Nel caso dell'edificio in esame si valuteranno le azioni sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), pertanto si riportano i valori dei parametri necessari alla definizione dello spettro di risposta elastico corrispondente.

STATO LIMITE	SLV
$a_g \rightarrow$	<b>0,179 g</b>
$F_0 \rightarrow$	2,558
$T_c^* \rightarrow$	0,276 s
$S_s \rightarrow$	1,712
$C_c \rightarrow$	2,379
$S_T \rightarrow$	1
$S \rightarrow$	1,712
$\eta \rightarrow$	1
$T_B \rightarrow$	0,219 s
$T_c \rightarrow$	0,657 s
$T_D \rightarrow$	2,318 s

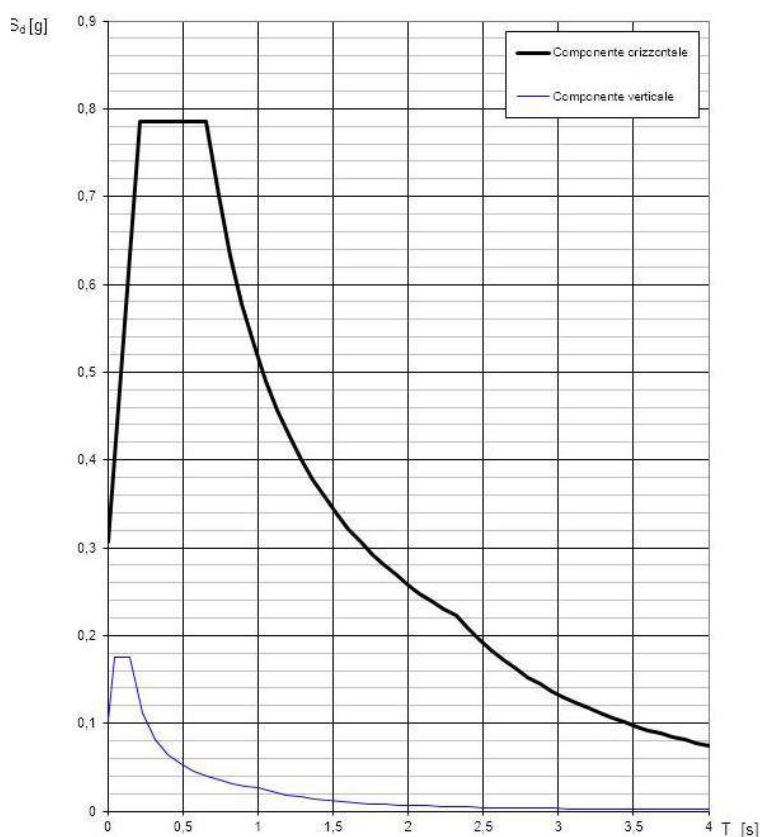


Figura 37 - Spettro di risposta elastico in accelerazione allo SLV

#### 4.4 Definizione dell'azione della neve

In accordo con quanto stabilito dalle NTC2018 al §3.4, il carico provocato dalla neve sulle coperture può essere valutato tramite l'espressione [3.4.1] di seguito riportata:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Il teatro è localizzato a Portomaggiore (FE) ad altitudine di 2 m s.l.m.

Pertanto rientrando nella *Zona II* ed avendo  $a_s = 2 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$  il valore di riferimento del carico della neve al suolo  $q_{sk} = 100 \text{ kg/mq}$ .

La copertura del teatro è caratterizzata da un tetto simmetrico a due falde con un'inclinazione  $\alpha = 23^\circ$ . Si assume, inoltre, che alla neve non sia impedito di scivolare. Di conseguenza il coefficiente di forma della copertura  $\mu_i (23^\circ) = 0,8$  (cfr. Tab.3.4.II delle NTC2018).

La costruzione del Piccolo teatro della Concordia si trova nel centro abitato di Portomaggiore, di conseguenza si ritiene che rientri nella categoria di esposizione topografica "Normale", così come definita nella Tab.3.4. I delle NTC2018. Di conseguenza il coefficiente di esposizione  $C_E = 1$ .

Infine si assume il coefficiente termico  $C_t$ , che tiene conto della riduzione del carico della neve a causa dello scioglimento della stessa, pari ad 1.

Il carico della neve in copertura risulta quindi:

$$q_s = 80 \text{ kg/mq}$$

Tale carico, avente direzione verticale, verrà considerato agente sulla proiezione orizzontale della copertura.

#### 4.5 Definizione dell'azione del vento

L'azione del vento sulla struttura è stata calcolata in accordo a quanto specificato al §3.3 delle NTC2018, attraverso l'espressione [3.3.4]:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento definita dall'espressione [3.3.6] delle NTC2018:

$$q_r = (1/2) \cdot \rho \cdot v_r^2$$

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento definita dall'espressione [3.3.2] delle NTC2018:

$v_r = v_b \cdot c_r = v_b$  (posto un periodo di ritorno  $TR=50$  anni, il coefficiente di ritorno  $c_r=1$ )

$v_b = v_{b,0}$  per  $a_s < a_0$

$v_b = v_{b,0} + k_s \cdot (a_s - a_0)$  per  $0 < a_s < 1500m$

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/mc

$$q_r = (1/2) \cdot 1,25 \text{ kg/mc} \cdot (25 \text{ m/s})^2 = 0,39 \text{ kN/mq}$$

$c_e$  è il coefficiente di esposizione definito al §3.3.7 delle NTC2018 dall'espressione [3.3.7]:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) + [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia assunto pari ad 1.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_T$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

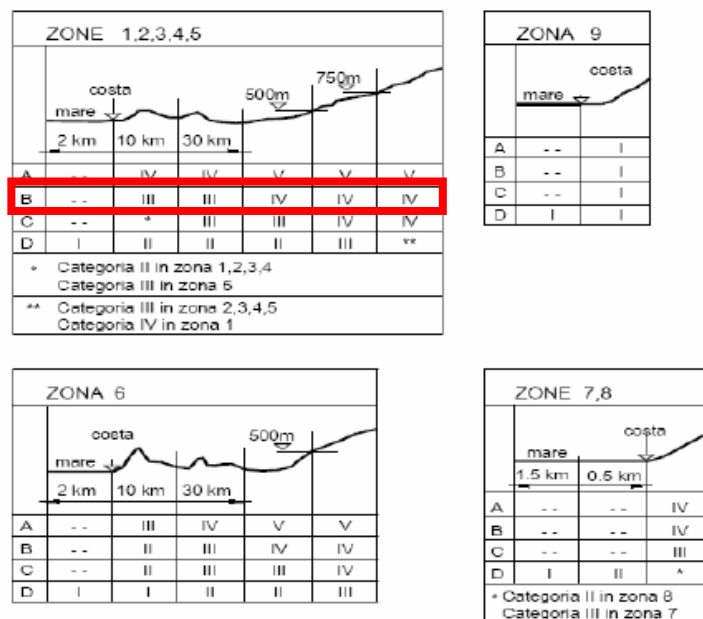
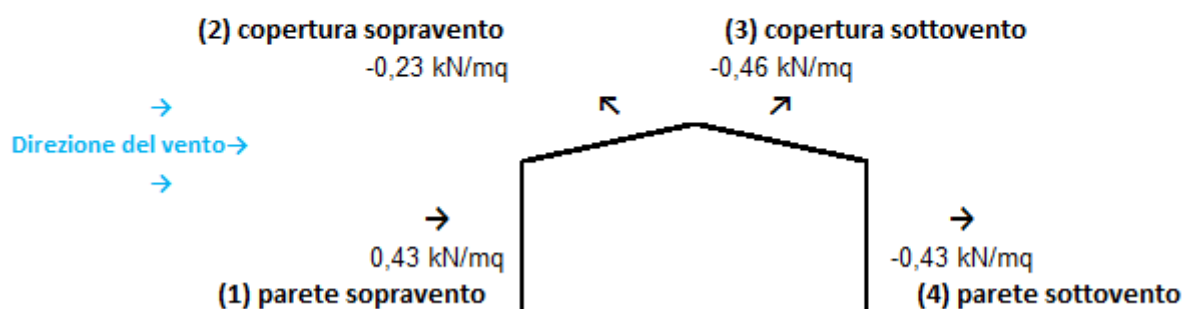


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Poiché la costruzione sorge nell'entroterra (ad una distanza di circa 43 km dal mare) e ad un'altitudine di 2m s.l.m. < 500m s.l.m., e tenendo in considerazione l'area urbana su cui è collocata si è assegnata la classe di rugosità del terreno B, a cui è associata la classe di esposizione del sito IV.

I valori delle pressioni massime per ogni elemento sono le seguenti:

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$C_d$	$C_t$	$C_e$	$C_p$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) par. sopravent.	0,391	1,00	1,00	1,816	0,60	0,43
(2) cop. sopravent.	0,391	1,00	1,00	1,948	-0,30	-0,23
(3) cop. Sottovent.	0,391	1,00	1,00	1,948	-0,60	-0,46
(4) par. sottovent.	0,391	1,00	1,00	1,816	-0,60	-0,43



La costruzione in oggetto, come descritto in precedenza, ha struttura portante in muratura ed è inoltre caratterizzata da dimensioni in pianta prevalenti rispetto a quelle in altezza (rapporto di circa 2:1).

Inoltre, il contesto urbano nel quale l'edificio sorge è costituito da edifici, posti nelle immediate vicinanze, che costituiscono una schermatura nei confronti delle pressioni del vento.

Alla luce di queste considerazioni, si può affermare che la struttura in oggetto non è definibile come snella e che le superfici direttamente esposte alla pressione del vento sono ridotte.

Pertanto, nelle analisi successive, si è scelto di trascurare l'azione del vento. Infatti, per costruzioni di questo tipo (poco snelle e massicce) essa risulta meno gravosa rispetto all'azione sismica che è invece direttamente proporzionale alla massa, che nel caso di strutture in muratura è elevata.





#### 4.6 Definizione delle destinazioni d'uso

Ai fini della definizione dei sovraccarichi agenti sulle strutture del teatro, si individuano le seguenti destinazioni d'uso sulla base delle categorie definite dalle NTC2018 (Tab.3.1.I):

- **Cat. C2:** Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenza ed attesa, aule universitarie e aule magne. (Per la platea e la zona dei palchetti)

$$q_k = 400 \text{ kg/mq}$$

- **Cat. C4:** Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre e palcoscenici. (Per il solaio del palcoscenico)

$$q_k = 500 \text{ kg/mq}$$

- **Cat. C** per Scale comuni, balconi e ballatoi.

$$q_k \geq 400 \text{ kg/mq}$$

- **Cat. H:** Coperture accessibili per la sola manutenzione e riparazione. (Per i sottotetti)

$$q_k = 50 \text{ kg/mq}$$

Per tutte quelle aree, come ad esempio il soffitto della sala teatrale, i sottotetti, la graticcia e le passerelle della torre scenica, che non rientrano in categorie d'uso definite dalla normativa, si procederà alla definizione dei sovraccarichi accidentali caso per caso in funzione dell'effettivo utilizzo e saranno riportate nelle analisi dei carichi corrispondenti.

Ai carichi accidentali sono stati attribuiti i coefficienti di combinazione come definiti dalle NTC2018 alla tab.2.5. I di seguito riportata.

**Tab. 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 4.7 Combinazioni di carico

Al fine delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§2.5.3 NTC18)

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

## 5 Definizione dei materiali esistenti e dei materiali per i nuovi interventi

Come già riportato, sono state svolte due campagne diagnostiche per la caratterizzazione materica e meccanica dei materiali esistenti. I risultati sono riportati nelle relazioni specialistiche allegate al presente progetto. In base a quanto contenuto in tali relazioni, i materiali esistenti sono stati classificati come segue:

### 5.1 Materiali esistenti

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura, sulla base delle indagini svolte, si può con buona approssimazione ricondurre la muratura esistente alla tipologia "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" prevista dalla Tabella C8.5.I. della Circolare 21/01/2019, di seguito riportata.

Tab. C.8.5.I della Circolare n.7/2019

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Avendo definito un livello di conoscenza LC2, sia per i valori medi delle resistenze che dei moduli elastici, si considerano la media degli intervalli delle caratteristiche meccaniche fornite dalla succitata tabella. Si riportano di seguito i valori dei parametri della muratura portante così definiti.

Muratura portante esistente in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza media a compressione	$f_m = 3,4 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (tessitura regolare)	$f_{v0} = 0,09 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico normale	$E = 1500 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale	$G = 500 \text{ N/mm}^2$

**Nel modello di calcolo sono state attribuite le caratteristiche di muratura fessurata.**

Legno massiccio per strutture esistenti Abete S2 (UNI 11035:2-2010):

Per la caratterizzazione delle strutture di legno e l'identificazione della specie legnosa si è fatto riferimento alla norma UNI 11119. Sulla base delle categorie in opera individuate tale norma fornisce i profili di resistenza in termini di tensioni ammissibili. Al fine di correlare le tensioni ammissibili con i valori caratteristici, necessari per le verifiche agli stati limite ultimi, si adotta la metodologia proposta dal documento ReLUI-2014-PR4 "Linee guida ReLUI per la progettazione, esecuzione ed il controllo delle strutture di legno" - APPENDICE D "Strutture esistenti". Secondo tale procedura  $f_k = \sigma_{amm} \cdot \gamma_M \cdot \gamma_{G;Q} / k_{mod}$  (con  $\gamma_M = 1,5$ ;  $\gamma_{G;Q} = (1,3+1,5)/2 = 1,45$  e  $k_{mod} = 0,8$ ). Sulla base di questo procedimento, si definiscono le seguenti classi di resistenza per le strutture esistenti per il legname di categoria I e categoria II rilevati durante le indagini.

Legno massiccio per strutture esistenti Abete S2 (UNI 11035:2-2010):

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5-percentile)	$F_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0mean} = 11800 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{mean} = 740 \text{ N/mm}^2$

Legno massiccio per strutture esistenti Abete S3 (UNI 11035:2-2010):

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 18 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5-percentile)	$F_{c,0,k} = 18 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0mean} = 10500 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{mean} = 660 \text{ N/mm}^2$

**5.2 Materiali previsti dal progetto per gli interventi**

I materiali previsti per gli interventi di consolidamento sono i seguenti:

Acciaio da carpenteria per strutture metalliche S275/S275H

Tensione di snervamento	$f_{y,k} = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione ultima	$f_{t,k} = 430 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Bulloni e viti in acciaio classe 8.8

Tensione di snervamento	$f_{y,b} = 649 \text{ N/mm}^2$
Tensione normale ammissibile	$f_{t,b} = 800 \text{ N/mm}^2$

Acciaio Inox AISI 304 (per gli elementi metallici inseriti nelle murature e all'esterno, per le barre di ancoraggio, piastre e capichiave)

Minimo carico unitario di scostamento dalla proporzionalità	$210 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione minima	$f_{t,b} = 520 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da c.a (B450C)

Tensione di snervamento	$f_{y,k} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione ultima	$f_{t,k} = 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo C12/15 (per magrone)

Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{c,k} = 12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{c,k} = 15 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo: C25/30 (per solette vespai - travi, cordoli e solette di fondazione – solette)

Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{c,k} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Legno massiccio per nuove strutture: C24 (UNI EN 338)

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5 percentile)	$f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{mean} = 690 \text{ N/mm}^2$

Legno massiccio per nuove strutture: C27 (UNI EN 338)

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,0,k} = 27 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (5 percentile)	$f_{c,0,k} = 22 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0mean} = 12000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di taglio	$G_{mean} = 750 \text{ N/mm}^2$

Muratura armata portante: Caratteristiche meccaniche blocchi

Percentuale di foratura	$\phi \leq 45\%$
Resistenza a compressione caratteristica blocco	$f_{bk} \geq 8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano del muro	$f'_{bk} \geq 1.5 \text{ N/mm}^2$

Blocchi di laterizio pieni per chiusura vani

Resistenza a compressione caratteristica blocco	$f_{bk} = 30 \text{ N/mm}^2$
---	------------------------------

Malta per murature esistenti: M5

Resistenza a compressione caratteristica	$f_{mk} = 5 \text{ N/mm}^2$
--	-----------------------------

Malta per nuove murature armate: M10

Resistenza a compressione caratteristica	$f_{mk} = 10 \text{ N/mm}^2$
--	------------------------------

Inoltre è previsto l'impiego di:

- Boiaccia per iniezioni di risarcitura delle lesioni e per inghisaggi a base di calce pozzolanica priva di cemento;
- Resine per inghisaggi tipo Hilti HIT-HY 270 o similare;
- Resine per inghisaggi tipo Hilti HIT-HY 170 o similari,
- Barre elicoidali  $\phi 6$  per connessioni a secco, acciaio AISI 316 ad altissima resistenza.

- Rete bidirezionale per intonaci armati in fibra di basalto (densità  $250 \text{ g/m}^2$  e maglia  $6 \times 6 \text{ mm}$ , resistenza a trazione  $= 60 \text{ kN/m}$ , allungamento a rottura  $1,8 \%$ )
- Lamine pultruse di carbonio per rinforzo gradini in pietra  $f_{fk} = 2500 \text{ N/mm}^2$ ,  $E = 205 \text{ GPa}$ .

## 6 Metodi di Analisi

### 6.1 Categorie di intervento e Criteri di verifica

#### 6.1.1 Categorie di intervento

Le categorie di intervento previste per il piccolo teatro della Concordia di Portomaggiore sono quelle di **adeguamento statico** e di **miglioramento sismico** poiché si tratta di un bene soggetto a vincolo ai sensi del D.Lgs n.42 del 22 gennaio 2004. Quest'ultima categoria è definita come l'insieme di *"interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al §8.4.3 delle NTC18"* (C8.4 della Circolare del 21 gennaio 2019).

Affinché la condizione di **adeguamento statico** della struttura risulti verificata, il fattore di sicurezza  $\xi_{v,i}$  (definito al §C8.3 della Circolare n.7/2019 come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale sopportabile dalla struttura e il valore massimo del sovraccarico verticale che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione) dovrà essere pari a 1.

Al fine di raggiungere la condizione di **miglioramento sismico**, è necessario valutare il fattore di sicurezza sismico  $\xi_E$  definito al §C8.3 della Circolare n.7/2019 come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. Trattandosi di una costruzione di Classe III ma non adibita ad uso scolastico la normativa vigente richiede un incremento del fattore di sicurezza sismico  $\xi_E$  di un valore non minore di 0.1 (C8.4.2 della Circolare del 21 gennaio 2019).

*"La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento di miglioramento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme"* (C8.4.2 della Circolare del 21 gennaio 2019). Pertanto sul modello sono state condotte sia analisi di tipo globale che verifiche dei cinematismi locali.

#### 6.1.2 Criteri di verifica

Le nuove opere in progetto e le strutture esistenti sono state verificate in modo da rispettare i seguenti requisiti:

- *Sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)*, per le condizioni di carico gravitazionali, così come definiti dalle NTC18 al §2.1: "capacità delle strutture di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare danni ambientali e sociali oppure mettere fuori servizio l'opera".
- *Sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)*, per le condizioni di carico gravitazionale, così come definiti dalle NTC18 al §2.1: "capacità di garantire il corretto funzionamento della struttura nelle normali condizioni di esercizio".
- *Sicurezza nei confronti di azioni eccezionali*, per le condizioni di carico in presenza di incendio così come definiti dalle NTC18 al §2.1: "capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto.

Per le strutture esistenti è possibile far riferimento a livelli di sicurezza diversi rispetto alle nuove costruzioni e considerare i soli stati limiti ultimi.

La verifica di sicurezza strutturale nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è stata valutata adottando il **metodo semiprobabilistico** basato sull'impiego dei **coefficienti parziali di sicurezza** (§2.3 delle NTC18). La verifica risulta soddisfatta nel caso in cui l'espressione [2.2.1] delle NTC18 sia vera:

$$R_d \geq E_d$$

- $R_d$  è la resistenza di progetto, a sua volta funzione del valore caratteristico della resistenza dei materiali e delle dimensioni geometriche.
- $E_d$  è il valore di progetto delle sollecitazioni indotte dalle azioni.

Le verifiche effettuate per garantire la stabilità delle strutture possono essere divise in due gruppi:

1. Verifiche per garantire la sicurezza nei confronti delle **sollecitazioni indotte dai carichi di esercizio di tipo gravitazionale** sui vari elementi costruttivi (pesi propri e carichi accidentali indotti dall'uomo e carichi dovuti alla neve). Tutte le verifiche dovranno essere soddisfatte.
  - a. Le verifiche delle strutture murarie sono state condotte utilizzando **3Muri ver.12.1.0.1** della STA DATA di Torino. Le verifiche eseguite sono quelle di pressoflessione per carichi verticali, con il metodo dell'articolazione, così come consentito dalla norma al §4.5.6.2 delle NTC2018. Nel seguito il dettaglio dei parametri calcolati dal software:

Controllo di snellezza :	$h_0/t \leq 20$
	$h_0$ : lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$ $t$ : spessore del muro
Controllo di eccentricità dei carichi:	$e_1/t \leq 0.33$ $e_2/t \leq 0.33$
	$e_1 =  e_s  +  e_a $ ; $e_2 = \frac{e_1}{2} +  e_v $ $e_s$ : eccentricità totale dei carichi verticali; $e_a$ : eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione; $e_v$ : eccentricità dovuta al vento;
Verifica ai carichi verticali:	$N_d \leq \Phi f_d A$
	$N_d$ : carico verticale agente di calcolo alla base del muro; $A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture; $f_d$ : resistenza di calcolo della muratura; $\Phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro.

Le verifiche ottenute sono riportate nel seguito della presente relazione.

Si fa notare che le verifiche per carichi verticali di pressoflessione nel piano e taglio sono state condotte direttamente nelle combinazioni di carico sismiche poiché più gravose data la presenza di sollecitazioni taglianti più elevate.

- b. Le verifiche degli orizzontamenti e delle coperture sono state condotte separatamente e riportate nel seguito della relazione.
  - c. Le verifiche delle fondazioni sono state condotte separatamente e riportate nel seguito della relazione.
2. Verifiche per garantire la sicurezza nei confronti delle **sollecitazioni indotte dal sisma**, sia in termini di **risposta globale** che di **cinematismi locali**.

**Per quanto riguarda le verifiche per i carichi indotti dal sisma è stata preliminarmente effettuata un'analisi della risposta della struttura esistente al fine di individuare le principali vulnerabilità.** Questa, insieme all'osservazione dei principali quadri fessurativi e delle criticità riscontrate in sede di rilievo e di campagne di indagini, ha permesso di **individuare i principali meccanismi di danno locale** da verificare e di conseguenza sono stati definiti gli interventi per impedirne l'attivazione. La verifica di tali cinematismi è stata effettuata con i fogli di calcolo della **Re-Luis CINE\_1.0.4.xls**. L'esito di queste verifiche ha fornito i fattori di sicurezza  $\xi_{CINE,SDF}$  e  $\xi_{CINE,SDP}$ , relativi al comportamento locale rispettivamente nello stato di fatto e nello stato di progetto.

**La verifica della risposta globale al sisma è stata invece condotta mediante la modellazione globale dell'edificio in condizioni ante e post-operam** avvalendosi del software **3Muri ver.12.1.0.1** della STADATA di Torino, eseguendo un'analisi statica non lineare tipo **push-over**. L'analisi ha fornito l'indice di sicurezza sismica, in termini di accelerazione, relativo alla risposta globale nella quale si troverà l'edificio prima e dopo gli interventi di consolidamento previsti dal progetto  $\xi_{GLOBALE,SDF}$  e  $\xi_{GLOBALE,SDP}$ . Infine i risultati della analisi sono stati sintetizzati definendo:

- Fattore di sicurezza sismico **stato di fatto**:  $\xi_{E,SDF} = \min \{ \xi_{CINE,SDF}; \xi_{GLOBALE,SDF} \}$
- Fattore di sicurezza sismico **stato di progetto**:  $\xi_{E,SDP} = \min \{ \xi_{CINE,SDP}; \xi_{GLOBALE,SDP} \}$

Dal confronto di questi due coefficienti è quindi stato desunto il raggiungimento della categoria di intervento di miglioramento sismico.

## 6.2 Analisi statiche non lineari (Push over)

### 6.2.1 Aspetti generali

Sono stati realizzati nel complesso 3 modelli:

1. Modello della struttura allo stato di fatto
2. Modello del nuovo corpo camerini
3. Modello globale della struttura allo stato di progetto comprensivo di corpo camerini.

Il primo, **modello globale SDF**, è servito a valutare la risposta globale della struttura, individuare le pareti in particolari condizione di vulnerabilità ed indirizzare quindi la scelta degli interventi. Dalle analisi svolte è stato desunto quindi un primo fattore di sicurezza della struttura nelle condizioni ante-operam.

Il secondo, **modello parziale del corpo camerini**, è servito a valutare la risposta globale della nuova struttura. Nel modello l'interazione con il teatro è stata valutata imponendo sulla parete in muratura esistente le condizioni di carico di progetto. Invece l'interazione con l'edificio adiacente di altra proprietà è stata completamente annullata avendo previsto la realizzazione di un giunto strutturale di 8 cm.

Il terzo, **modello globale SDP**, è servito a valutare la risposta globale della struttura in seguito agli interventi di progetto. Dalle analisi svolte è stato desunto quindi il fattore di sicurezza della struttura nelle condizioni post-operam.



Le verifiche sismiche dell'edificio sono state condotte mediante analisi statica non lineare (push over). La verifica è operata mediante confronto tra la curva di capacità della struttura per le diverse condizioni di carico previste e la domanda di spostamento calcolata con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In sintesi:

1. La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base. Le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:
  - una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma dei modi di vibrare significativi;
  - una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Tali condizioni di carico sono applicate separatamente lungo le direzioni X e Y, sia in verso positivo sia in verso negativo. Si considerano ulteriori distribuzioni di carico, con una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma (vedi le due tabelle seguenti).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto in un nodo della struttura, detto "nodo di controllo". L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica un decadimento del taglio alla base pari al 20% del suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo del punto di controllo dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Per il tracciamento della curva di capacità si fa riferimento allo spostamento del punto di controllo

2. Si determinano le caratteristiche del sistema bi-lineare equivalente ad un grado di libertà. La curva di capacità del sistema equivalente è tracciata in base al criterio di uguaglianza dell'energia. Essa permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, utilizzando gli spettri di risposta.
3. A partire dal periodo ( $T^*$ ), precedentemente calcolato, si determina la risposta massima in spostamento del sistema equivalente ( $d_{max}^*$ ) attraverso i criteri di uguaglianza in spostamento o di uguaglianza dell'energia, in relazione ai valori di  $T^*$  e  $T_c$ .
4. Si valuta la risposta effettiva dell'edificio attraverso la conversione della risposta del sistema equivalente attraverso il parametro  $\Gamma$  (coefficiente di partecipazione).
5. In ultimo si procede, per gli edifici in muratura, alla verifica globale in termini spostamento (e non alla verifica di singoli elementi), come previsto dalle normative di riferimento.

A causa della forma dell'edificio in esame, non essendo possibile scegliere un solo nodo di controllo in relazione alla massa totale del Teatro, che ricadrebbe nel centro della sala teatrale non permettendo l'esecuzione delle analisi in ogni direzione, si è scinto il problema nelle due direzioni principali X e Y per ottenere delle curve di spostamento accettabili, individuando due nodi di controllo distinti posti rispettivamente in corrispondenza dell'avancorpo, per analisi in direzione X (comprese le eccentricità), e in corrispondenza della torre scenica, per analisi in direzione Y (comprese le eccentricità). In entrambi i casi i nodi considerati sono definiti in corrispondenza dell'ultimo livello.

**N°12 distribuzioni di carico per analisi statica non lineare in direzione X**

Numero verifica (combinazione)	Direzione sisma	Carico sismico (distribuzione forze)	Eccentricità [cm]
1	+X	Uniforme	Assente
2	+X	Distribuzione Modale	Assente
3	-X	Uniforme	Assente
4	-X	Distribuzione Modale	Assente
9	+X	Uniforme	Positiva
10	+X	Uniforme	Negativa
11	+X	Distribuzione Modale	Positiva
12	+X	Distribuzione Modale	Negativa
13	-X	Uniforme	Positiva
14	-X	Uniforme	Negativa
15	-X	Distribuzione Modale	Positiva
16	-X	Distribuzione Modale	Negativa

**N°12 distribuzioni di carico per analisi statica non lineare in direzione Y**

Numero verifica (combinazione)	Direzione sisma	Carico sismico (distribuzione forze)	Eccentricità [cm]
5	+Y	Uniforme	Assente
6	+Y	Distribuzione Modale	Assente
7	-Y	Uniforme	Assente
8	-Y	Distribuzione Modale	Assente
17	+Y	Uniforme	Positiva
18	+Y	Uniforme	Negativa
19	+Y	Distribuzione Modale	Positiva
20	+Y	Distribuzione Modale	Negativa
21	-Y	Uniforme	Positiva
22	-Y	Uniforme	Negativa
23	-Y	Distribuzione Modale	Positiva
24	-Y	Distribuzione Modale	Negativa

Le figure seguenti mostrano lo schema del quarto impalcato e i punti di controllo utilizzati per le analisi statiche non lineari nel modello dello stato di fatto e nel modello dello stato di progetto. Vista l'ipotesi di considerare il sisma nelle due direzioni con due punti di controllo distinti rispettivamente per le direzioni X e Y, si considerano i seguenti nodi di controllo che meglio involuppano lo spostamento medio dell'impalcato nella rispettiva direzione:

### Stato di fatto

- n° 45 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione X;
- n° 30 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione Y.

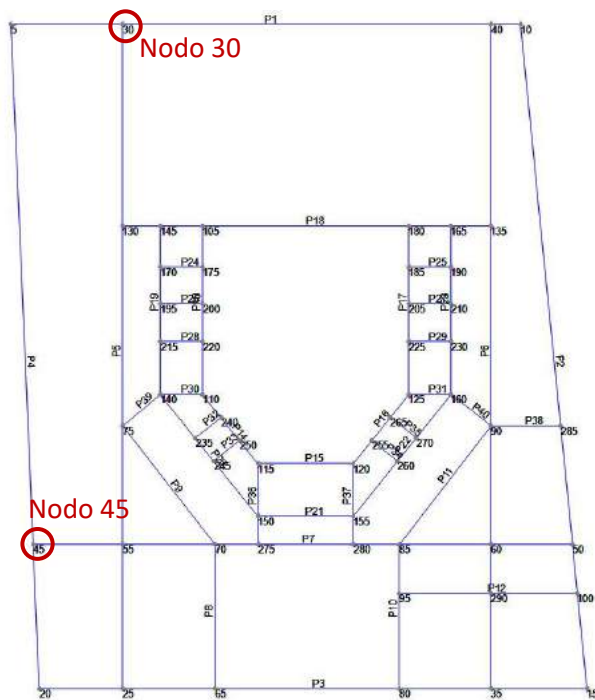


Figura 38 - nodi di controllo pushover - SDF

### Stato di progetto

- n° 25 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione X;
- n° 25 quale “punto di controllo” delle analisi in direzione Y.

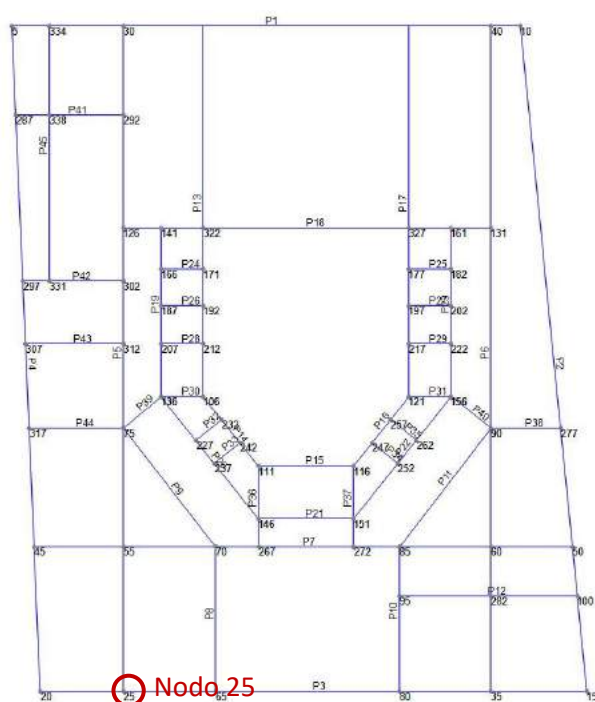


Figura 39 - nodi di controllo pushover -SDP

## 6.2.2 Verifiche condotte

### 1a) Verifiche globali per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV)

- $D_{max,SLV} \leq D_{u,SLV}$

Dove:

$D_{max,SLV}$  spostamento massimo richiesto dalla normativa, individuato dallo spettro elastico.

$D_{u,SLV}$  spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% del valore del taglio massimo alla base.

- $q^* < 3$

Dove:

$q^*$  rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Si è proceduto infine al calcolo di:

$PGA_{SLV}$  accelerazione stimata di salvaguardia della vita;

$\alpha_u = PGA_{SLV} / PGA_{10\%}$  (indicatore di rischio di collasso);

ove  $PGA_{10\%}$  rappresenta l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 10% nella vita di riferimento della costruzione.

1b) Verifiche globali per lo Stato Limite di Danno (SLD)

- $D_{max,SLD} \leq D_{d,SLD}$

Dove:

$D_{max,SLD}$  spostamento massimo richiesto, individuato con lo spettro elastico.

$D_{d,SLD}$  Spostamento massimo allo SLD, corrispondente al minimo valore tra quello di taglio massimo e quello che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Si è proceduto infine al calcolo di:

$PGA_{SLD}$  accelerazione stimata di danno lieve;

$\alpha_e = PGA_{SLD} / PGA_{63\%}$  (indicatore di rischio di inagibilità).

ove  $PGA_{63\%}$  rappresenta l'accelerazione al suolo con probabilità di superamento del 63% nella vita di riferimento della costruzione.

### 6.2.3 Rappresentazione e descrizione del modello di calcolo

Si descrive nel seguito la teoria alla base della modellazione adottata dal software di calcolo 3Muri (vers. 12.1.0.1 Professional, ovvero quella che fa riferimento allo schema di telaio equivalente tridimensionale.

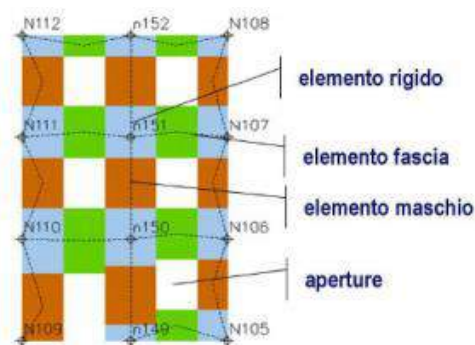


Figura 40 - Discretizzazione delle pareti in macro-elementi

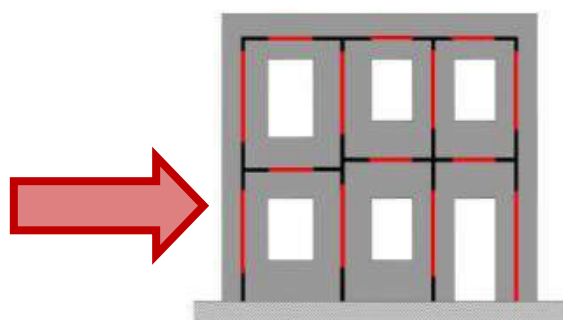


Figura 41 - Individuazione del telaio equivalente

Con riferimento al manuale del software 3Muri si introducono in maniera sintetica le assunzioni alla base della procedura di modellazione.

Le pareti sono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono individuati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. I maschi e le fasce sono contigui alle aperture, mentre i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La formulazione del macroelemento è tale da riprodurre crisi per taglio nella porzione centrale e a pressoflessione alle estremità del pannello, in modo da riprodurre l'evoluzione del danneggiamento sistematicamente rilevata sulle strutture murarie danneggiate da un sisma.

I nodi del modello sono tridimensionali a 5 gradi di libertà (rappresentativi delle tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e delle rotazioni intorno agli assi X e Y) o bidimensionali a 3 gradi di libertà (corrispondenti alle due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). I nodi tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni tra murature ortogonali. I nodi bidimensionali permettono il trasferimento degli stati di sollecitazione tra segmenti adiacenti della parete stessa.

Gli orizzontamenti, modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono soggetti ai carichi accidentali e permanenti. Le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per

questo, l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende valutare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

#### 6.2.4 Principali ipotesi assunte nella creazione del modello

Accanto alle assunzioni che discendono dagli interventi di rinforzo e miglioramento già previsti nel progetto, nella creazione del modello strutturale si adottano le seguenti ipotesi:

- La struttura è considerata incastrata a terra a livello del piano terreno.
- Nel modello allo stato di fatto la **copertura** a falde viene modellata considerando la sua rigidezza effettiva. Nel modello di progetto invece, avendo previsto un irrigidimento del piano di falda, viene considerato come impalcato rigido.
- Nel passaggio dalla struttura reale al modello di calcolo **si è resa necessaria l'assunzione di alcune ipotesi semplificative nella descrizione della geometria del fabbricato**, richieste dalle specificità del software utilizzato e dalle analisi condotte. In particolare **sono stati regolarizzati gli allineamenti in pianta**.
- Alla **muratura esistente** sono state attribuite le **caratteristiche meccaniche desunte dalla tab.C.8.5.I** della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, precedentemente descritta al paragrafo 5.1 di questa relazione, presenti nella libreria del software ed attribuendo un livello di conoscenza LC2.
- Alla **muratura di nuova costruzione**, muratura portante armata, sono state attribuite sia le caratteristiche relative ai blocchi forati di laterizio che all'armatura. Le proprietà di tali materiali sono descritte al paragrafo 5.2 di questa relazione.
- Alle **murature che nello stato di fatto presentano rinforzi** (le murature dell'avancorpo sono rinforzate con betoncino armato) non sono stati associati i coefficienti migliorativi previsti dalla normativa alla tabella C8.5.II della normativa.
- Alle **murature che nello stato di progetto presentano rinforzi diffusi in materiale composito** è stato attribuito il **coefficiente migliorativo di 1,5** previsto dalla normativa per la muratura in mattoni pieni con intonaco armato.
- **I carichi associati ai solai sono assegnati** agli elementi dei solai in termini di  $G_1$ ,  $G_2$  e  $Q_k$ . Sono definiti inoltre i coefficienti di combinazione dei carichi variabili a seconda delle categorie di destinazione d'uso scelte. Il software calcola in automatico i carichi sulle rispettive pareti portanti di competenza tramite opportune percentuali che tengono conto dell'andamento dell'orditura principale e secondaria di ciascun impalcato previsto dal progetto. Si osserva comunque che la parte preponderante del carico e delle masse presenti è associato al peso proprio della muratura.
- La rigidezza degli impalcati è resa mediante la scelta di opportuni moduli elastici coerenti con i materiali previsti in progetto e nell'esistente. Nel modello di progetto, nel caso di impalcati in lamiera grecata e nel caso di interventi volti all'irrigidimento degli impalcati, all'orizzontamento è stato applicato l'attributo di "infinitamente rigido";
- **In corrispondenza di travi effettivamente esistenti o per chiudere il poligono** che definisce alcuni campi di solaio, **sono state inseriti elementi monodimensionali metallici tipo "beam"** con caratteristiche verosimili ma fittizie: esse sono **necessarie per la costruzione del modello geometrico e per l'applicazione dei carichi gravitazionali associati agli impalcati**, ma non interferiscono in alcun modo alla soluzione del problema sismico poiché sono state svincolate le rotazioni alle estremità, pertanto esse

non concorrono a formare un eventuale telaio ma occorrono per distribuire più correttamente carichi e masse verticali. Le azioni sismiche rimangono completamente affidate alle pareti in muratura.

- **Nel modello relativo al solo corpo camerini, gli elementi in acciaio** che costituiscono il telaio sono stati modellati con i reali profili previsti dal progetto. Inoltre per quanto riguarda gli elementi di controvento essi sono stati svincolati alla rotazione in corrispondenza delle loro estremità al fine di simulare un nodo del tipo “cerniera”.

Si precisa infine che, sebbene la struttura non sia completamente isolata degli edifici adiacenti, si reputa comunque significativo adottare una modellazione che consideri l'edificio come a sé stante e considerare l'azione sismica in entrambe le direzioni X e Y.

#### 6.2.5 Fasi di calcolo

Nel seguito sono indicate sinteticamente le fasi di calcolo condotte dal software 3Muri, così come descritte nella documentazione tecnica di supporto al programma.

- Fase 1 La struttura è scarica ed è necessario individuare il nodo di controllo. Si tratta di un punto di solito situato all'ultimo piano che serve come punto di riferimento per la costruzione della curva forza-deformazione. 3Muri automaticamente realizza la media dei valori di spostamento del piano.
- Fase 2 Si applicano le forze che saranno incrementate passo-passo.
- Fase 3 Al crescere delle forze alcuni elementi subiranno un degrado, passando dalla fase elastica alla fase plastica, cioè al limite del comportamento elastico.
- Fase 4 Aumentando ancora le forze ci sarà ulteriore passaggio dalla fase plastica alla rottura vera e propria.
- Fase 5 Gli elementi collassati si propagano man mano che gli elementi maschi e fasce raggiungono lo stato limite.
- Fase 6 Al termine la struttura risulta collassata quando nella curva forza alla base-spostamento si è raggiunto un valore pari a 80% del valore massimo raggiunto (come previsto dalla norma italiana, in generale si osserva che tale criterio varia da normativa a normativa).

### 6.2.6 Modellazione

Le figure seguenti mostrano i tre modelli realizzati per lo studio del comportamento globale della struttura:

1. Modello della struttura allo stato di fatto
2. Modello del nuovo corpo camerini
3. Modello globale della struttura allo stato di progetto comprensivo di corpo camerini.

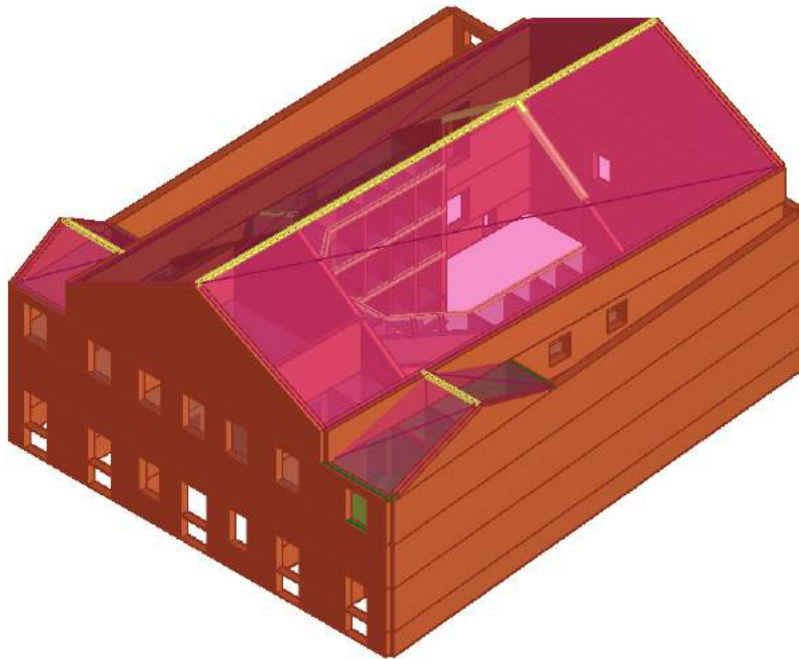


Figura 42 - Vista assometrica del modello globale SDF

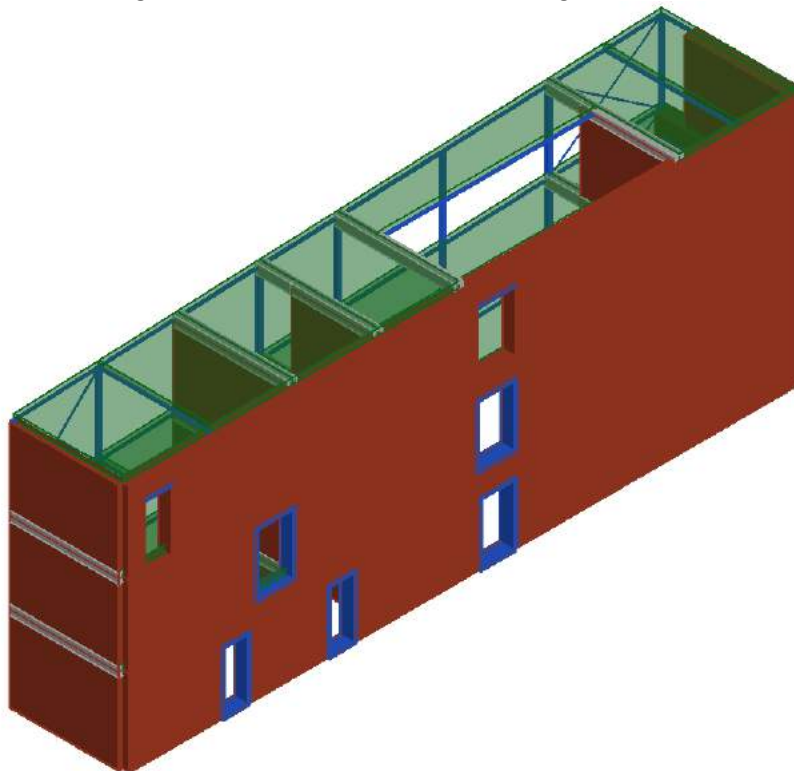


Figura 43 – Vista assometrica del modello parziale del corpo camerini – vista lato teatro

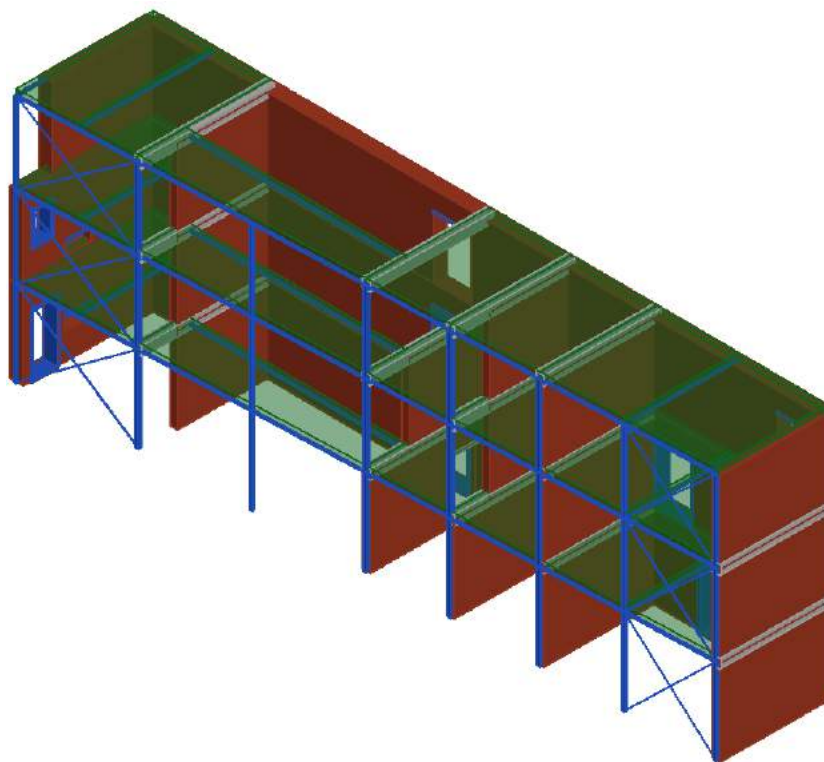


Figura 44 – Vista assonometrica del modello parziale del corpo camerini – vista lato altra proprietà

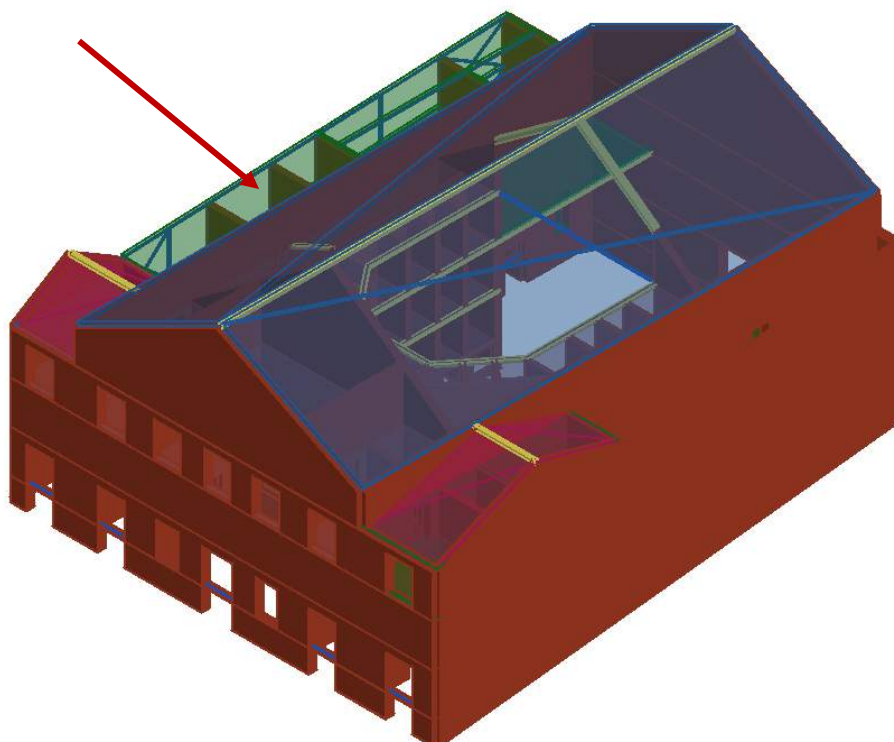


Figura 45 - Vista assonometrica del modello tridimensionale allo Stato di Progetto (si noti il nuovo corpo camerini)

Per brevità si riportano le immagini relative ai diversi livelli del modello globale allo stato di progetto.



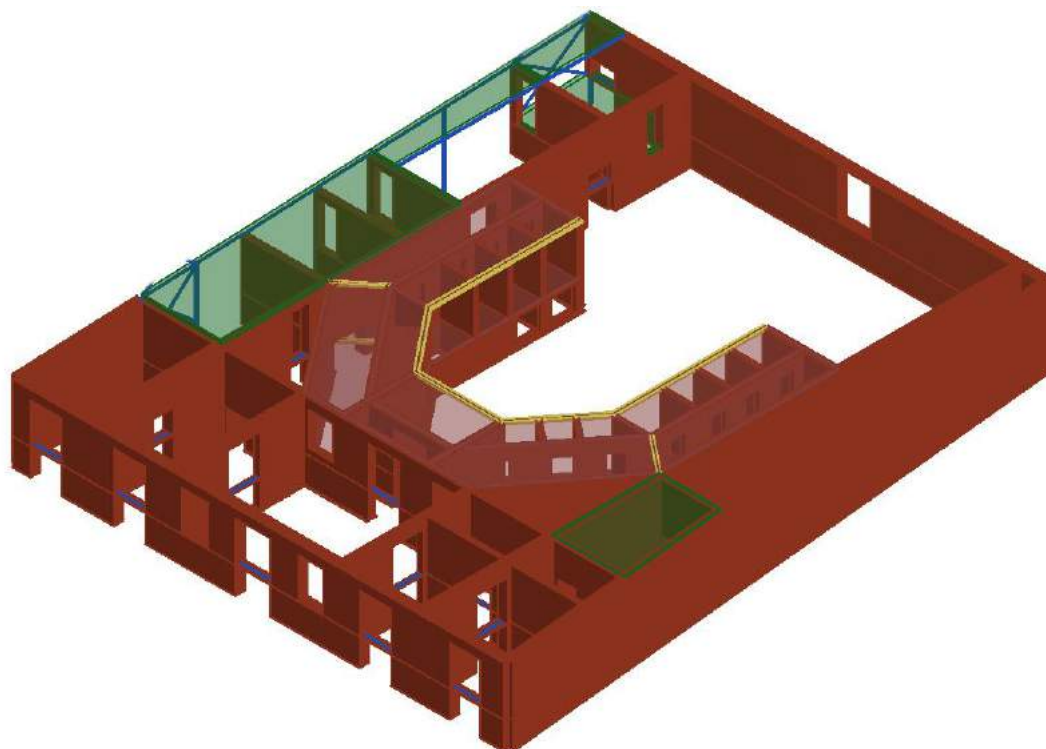


Figura 46 - Vista assonometrica del piano terra /I ordine dei palchi nello stato di Progetto

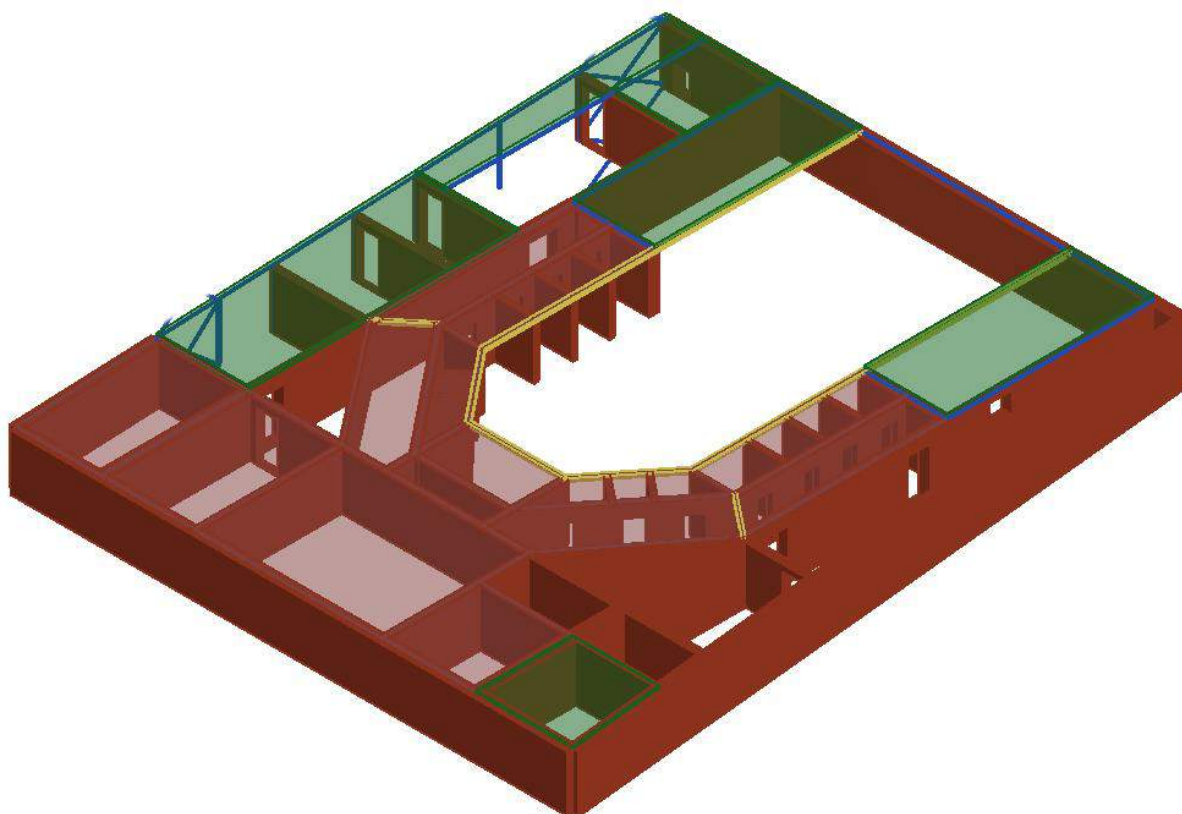


Figura 47 - Vista assonometrica del piano del II ordine dei palchi nello stato di Progetto

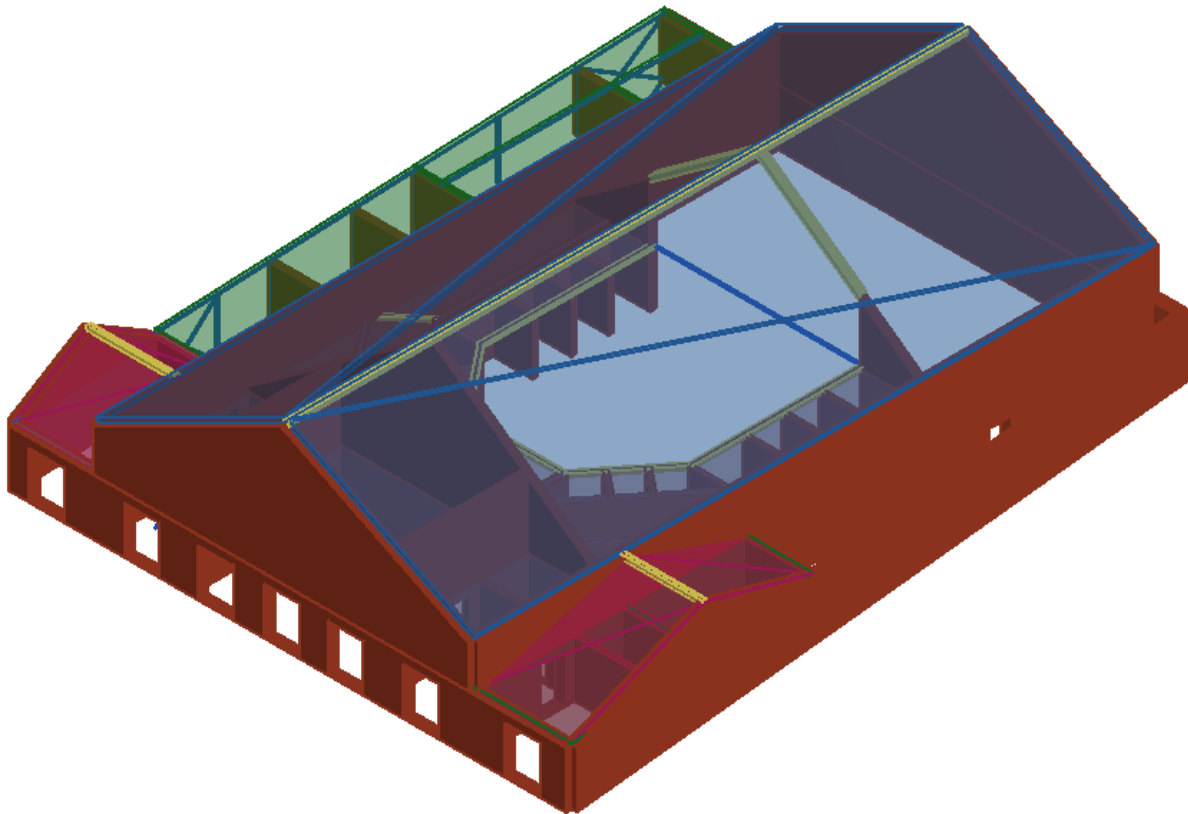


Figura 48 - Vista assonometrica delle piano del III ordine dei palchi e del tetto nello stato di Progetto

Invece di seguito si riportano la mesh generate per due pareti significative nella direzione X e due pareti significative nella direzione Y

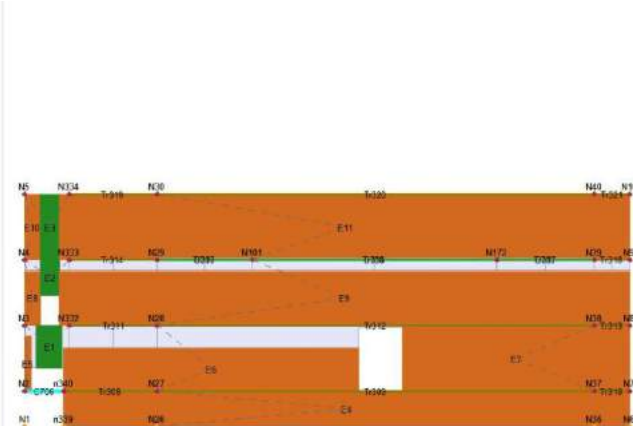
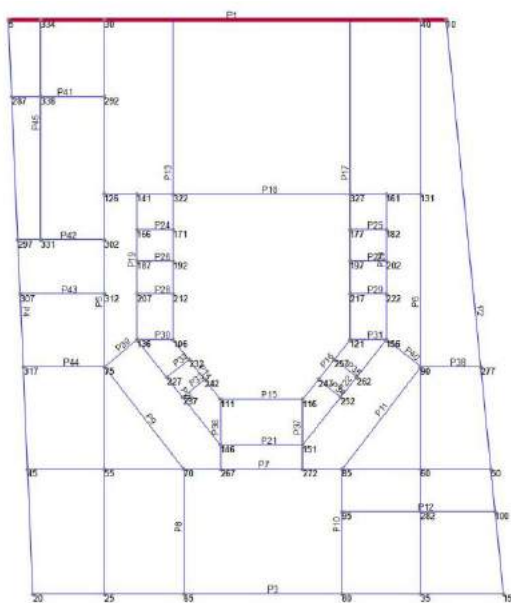


Figura 49 - Mesh della parete P1, in direzione X

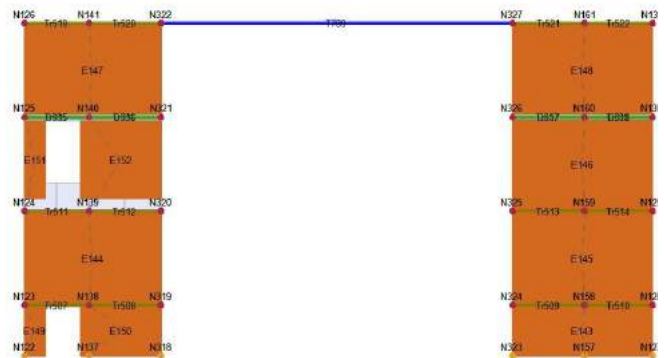
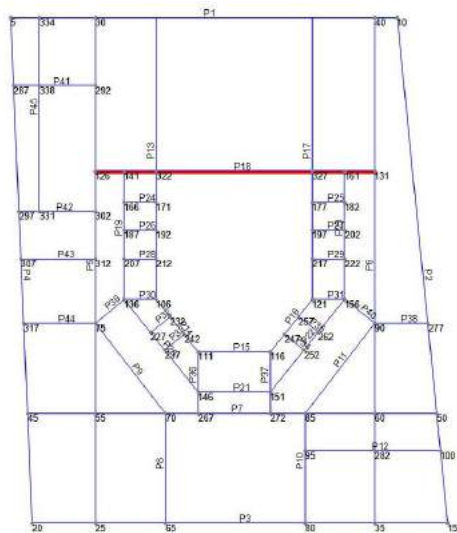


Figura 50 - Mesh della parete del boccascena, in direzione X

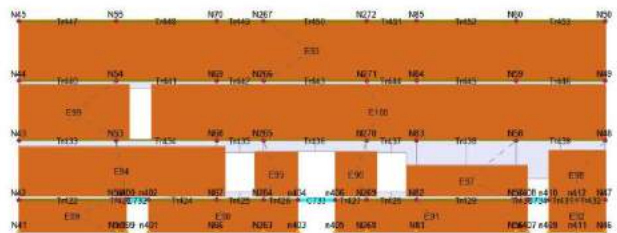
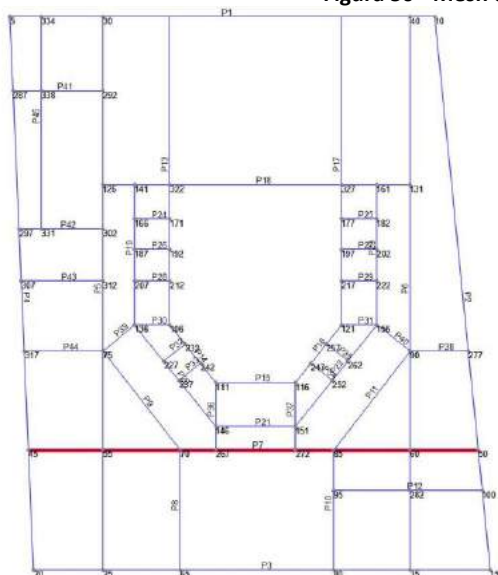


Figura 51 - Mesh della parete tra avancorpo e teatro, in direzione Y

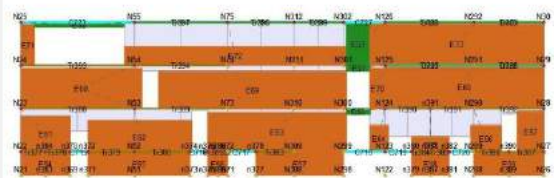
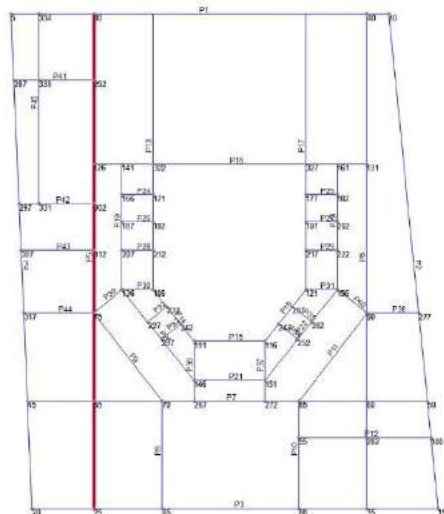


Figura 52 - Mesh della parete tra il teatro ed il corpo camerini, in direzione Y

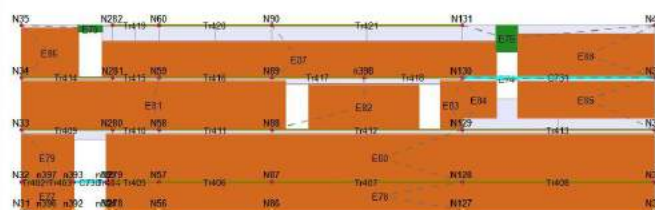
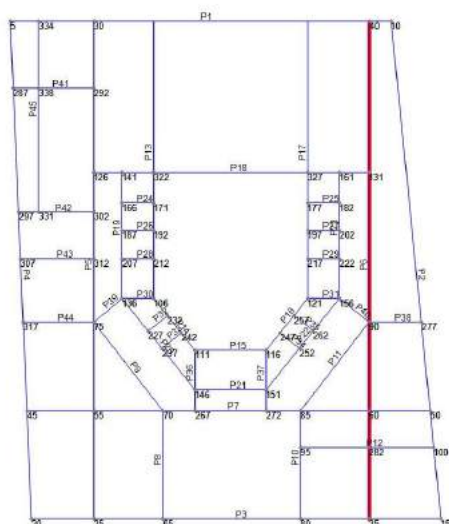
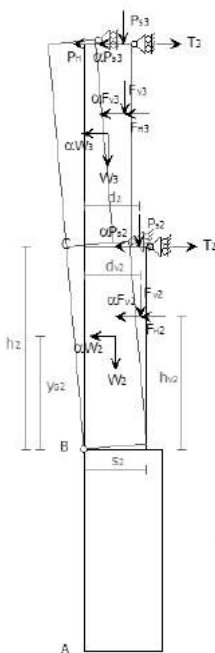


Figura 53 - Mesh della parete laterale verso il cortile nord, in direzione Y

### 6.3 Verifiche di sicurezza fuori piano (meccanismi locali)

Le verifiche locali riguardano il controllo di eventuali cinematismi di porzioni di muratura, che possono interessare limitate porzioni di fabbricato, determinando un precoce raggiungimento del collasso e impedendo il corretto funzionamento scatolare dell'edificio, sottinteso nella valutazione del comportamento strutturale globale come illustrato ai paragrafi precedenti. La verifica è stata condotta attraverso fogli di calcolo Re-Luis CINE\_1.0.4.xls.



La verifica è condotta allo SLV secondo il metodo della “analisi cinematica lineare” che è descritto al par. C8A.4.2.3 della Circolare al D.M. 14/01/2008, con particolare riferimento alle equazioni C8A.4.9 e C8A.4.10.

Nelle verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è stato assunto un fattore di struttura  $q=2$  (C8A.4.2.3). In ogni caso è stato utilizzato un fattore di confidenza FC pari a 1.2.

Vengono proposte alcune verifiche di vulnerabilità di pareti che per morfologia o dettagli strutturali possono essere ritenute le maggiormente vulnerabili all'interno di una medesima tipologia. Il meccanismo risultato più gravoso per la struttura è quello di ribaltamento della parete, come mostrato nella seguente figura.

Il meccanismo di ribaltamento considerato nello stato di fatto, è il ribaltamento semplice di parete monolitica, poiché gli impalcati sono considerati non ammortati sismicamente alle pareti. La figura a fianco mostra il cinematismo relativo a tale meccanismo.

Di base, il calcolo del moltiplicatore di collasso si riferisce al caso di minima resistenza, cioè quello di ribaltamento al piede delle pareti non vincolate da setti murari perpendicolari o da altri presidi quali catene o solai organizzati per fornire un vincolo alle pareti stesse; il dato è molto cautelativo.

La capacità sismica di ciascuna porzione di muratura è stata valutata assegnandovi masse sismiche e carichi verticali in accordo ai seguenti criteri:

- Nella configurazione esistente si è scelto di analizzare la condizione più gravosa e inserire una cerniera cilindrica alla base del fabbricato. Nel foglio di calcolo sono inseriti i carichi verticali associati al peso proprio degli elementi strutturali e degli impalcati.
- La capacità sismica di ogni elemento strutturale in muratura è stata valutata rispetto alle direzioni fuori piano mediante il metodo dell'analisi cinematica lineare (Circolare 02/02/2009 - n. 617, Par. C8A.4.1);
- Le verifiche trascurano conservativamente gli effetti degli attriti presenti.
- Nella configurazione di progetto si è scelto di analizzare sempre un meccanismo di collasso a ribaltamento.
- I meccanismi studiati sono i seguenti:

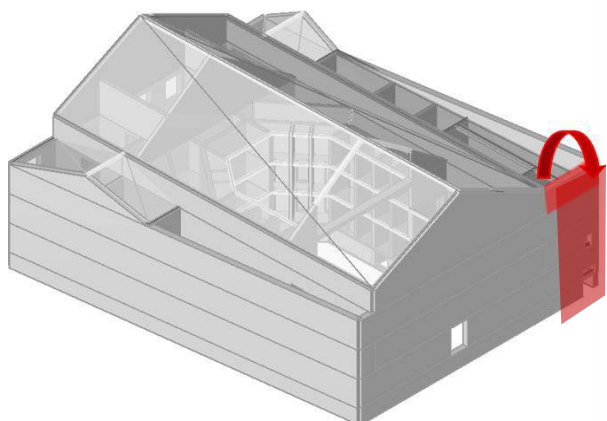


Figura 54 – CINE 1: Parete corpo camerini

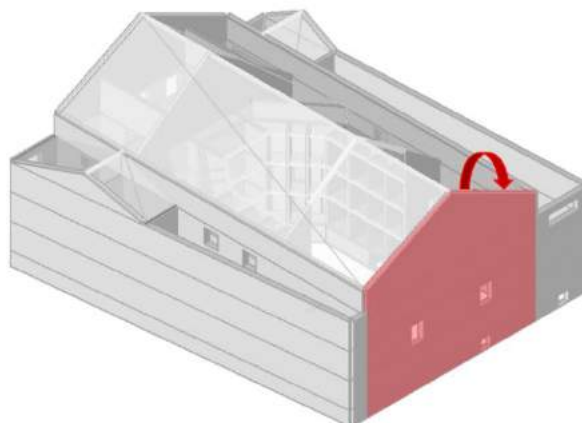


Figura 55 – CINE2: Parete fondo torre scenica

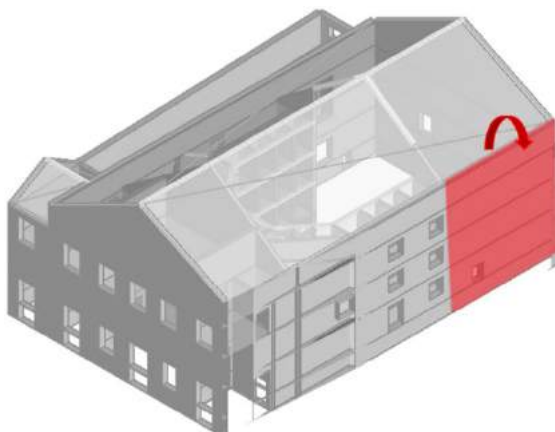


Figura 56 – CINE 3: Parete lato torre scenica

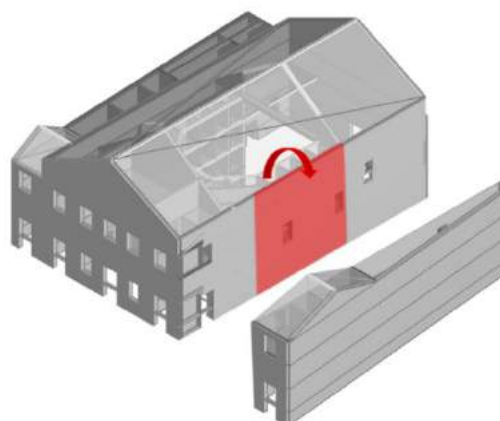


Figura 57 – CINE 4: Parete lato sala teatrale

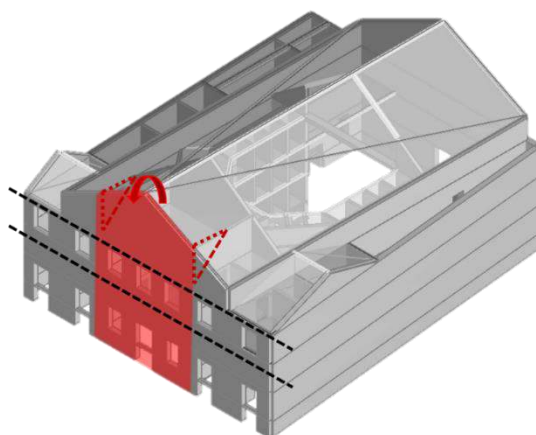


Figura 58 – CINE 5: Parete principale avancorpo



#### **6.4 Suolo e Fondazioni**

Per le informazioni relative alle caratteristiche del suolo si rimanda alla relazione specialistica allegata.

Come descritto nel paragrafo 2 della presente relazione, le fondazioni del teatro sono continue ed in muratura.

L'edificio, anche dopo il sisma, non presenta segni di cedimenti o segni di assestamenti delle fondazioni, non sono introdotte modifiche delle condizioni morfologiche del terreno ed inoltre è stata esclusa la possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazione dovuti alle azioni sismiche.

Tuttavia nella relazione geologica e geotecnica è fatto presente che in condizioni sismiche potrebbe esserci un cedimento fondale di 12-13 cm.

Per tale ragione si è scelto di collegare le fondazioni esistenti con quelle di nuova realizzazione mediante scassi puntuali nella muratura, meglio descritti nel seguito della relazione.

Sono state svolte le verifiche delle strutture di fondazione esistenti, in particolar modo in corrispondenza della parete di fondo della torre scenica, in corrispondenza della quale si verifica l'aumento maggiore dei carichi rispetto alla condizione esistente. Come si descriverà nel paragrafo 7.5 della presente relazione, la connessione con le nuove strutture di fondazione consentirà una condizione di adeguamento.

Infine sono state svolte le verifiche delle nuove strutture di fondazione (travi rovesce e platee) descritte in maniera più estesa nel seguito della relazione.

## 7 Adeguamento strutturale per i carichi di esercizio (sovraccarichi statici indotti dall'uomo e dalla neve)

Per le strutture esistenti la normativa agente prevede, nell'ambito della valutazione della sicurezza, verifiche sia per le azioni gravitazionali che per quelle sismiche. Nello specifico per quanto riguarda i carichi verticali, ovvero i carichi di esercizio indotti dall'uomo e dalla neve, la norma richiede l'adeguamento, ovvero un **fattore di sicurezza  $\xi_{v,i}=1$** .

Di seguito pertanto si riportano le verifiche dei principali elementi strutturali nella condizione di progetto (non essendo richiesto in questo caso, a differenza delle verifiche in ambito sismico, un confronto con la condizione esistente).

Si fa riferimento ai carichi di esercizio ed alle caratteristiche dei materiali indicate nei capitoli precedenti. Per quanto riguarda le analisi dei carichi specifiche, queste verranno riportate di volta in volta prima delle verifiche.

Per quel che riguarda invece la protezione incendi, il progetto ha garantito per le strutture di copertura una resistenza R30 per l'orditura secondaria e una resistenza R60 per l'orditura primaria. Per le strutture dei palchi ai diversi ordini invece si prevede l'affiancamento alla struttura lignea esistente di un'altra struttura supplementare alla prima in acciaio, opportunamente protetta, la cui funzione è quella di garantire la sicurezza per i carichi previsti dalla norma in caso di incendio. Gli orizzontamenti saranno invece protetti dal fuoco con lastre in cartongesso. Per quanto le nuove strutture, in particolare il nuovo corpo camerini, sono state progettate per avere una resistenza al fuoco.

Infine, nella sala teatrale è prevista la realizzazione di un controsoffitto REI con lastre in cartongesso e relativa struttura con doppia orditura in alluminio la quale sarà sostenuta dalle catene delle capriate opportunamente rinforzate con profilati di tipo UPN in acciaio.

Di seguito sono riportati gli interventi di progetto previsti ed alcune verifiche di resistenza suddivise in base alla zona del teatro che interessano.

### 7.1 Coperture

#### 7.1.1 Verifica dei travetti

Sulla base delle indagini svolte durante la campagna diagnostica è stato riscontrato che i travetti della copertura hanno una sezione di 7÷8x8 cm, forma sostanzialmente quadrata ed un interasse di circa 30 cm.

Il progetto prevede la conservazione della copertura attuale. Tutto il sistema di travetti e arcarecci dovrà essere ispezionato e trattato con impregnazione a base di biocidi. Inoltre per quanto riguarda la copertura della torre scenica è prevista ai fini dell'isolamento acustico, l'applicazione all'intradosso di una doppia lastra in cartongesso e tra i travetti di lana di vetro a bassa densità.

Per tutti i travetti è prevista una classe di resistenza di almeno R30. Per semplicità si riportano le analisi dei carichi dei travetti della torre scenica, geometricamente analoghi a quelli della sala teatrale, ma soggetti ad un carico maggiore.

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Manto di copertura	-	-	80
Pianelle in cotto	3	1800	54
Lana di vetro a bassa densità*	10	20	2

Doppia lastra di cartongesso*	2,5	1000	25
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>161</b>
<b>Accidentali da carico neve Qk [kg/mq]</b>			<b>80</b>

\*non presenti in corrispondenza della copertura della sala teatrale

<b>VERIFICA</b>	<b>TRAVETTI (7x8 cm)</b>	<b>i= 30 cm</b>	<b>L= 130 cm</b>
-----------------	--------------------------	-----------------	------------------

<b>CONDIZIONI DI CARICO</b>		
<b>g1k</b>	Carichi permanenti strutturali	0,03 kN/ml
<b>G2k</b>	Carichi permanenti non strutturali	<b>1,61</b> kN/mq
<b>Q1K</b>	Carico accidentale dominante	<b>0,80</b> kN/mq

<b>Combinazioni di carico</b>		
<b>qSLU</b>	stato limite ultimo	<b>1,12</b> kN/ml
<b>qSLE rara</b>	stato limite di esercizio	<b>0,75</b> kN/ml
<b>qA</b>	stato limite per azioni eccezionali	<b>0,51</b> kN/ml

<b>SEZIONE RESISTENTE</b>		
<b>B</b>	Base	<b>7</b> cm
<b>H</b>	Altezza	<b>8</b> cm
<b>L</b>	Luce	<b>130</b> cm
<b>Jy</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	299 cm <sup>4</sup>
<b>Jz</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	229 cm <sup>4</sup>
<b>wy</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	75 cmc
<b>wz</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	65 cmc
<b>A</b>	Area	56 cm <sup>2</sup>

<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE</b>		Legno Massiccio
		Essenza: <b>Abete/Nord S3</b>
<b>fm,k</b>	Resistenza caratteristica a flessione	<b>18,0</b> MPa
<b>ft,0,k</b>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	11,0 MPa
<b>ft,90,k</b>	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
<b>fc,0,k</b>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	<b>18,0</b> MPa
<b>fc,90,k</b>	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
<b>fv,k</b>	Resistenza caratteristica a taglio	<b>3,4</b> MPa
<b>E0,mean</b>	Modulo di elasticità medio // fibre	10500 MPa
<b>E0,05</b>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7000 MPa
<b>E90,mean</b>	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	350 MPa
<b>Gmean</b>	Modulo di taglio medio	660 MPa
<b>ρk</b>	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
<b>ρm</b>	Massa volumica media	450 kg/mc

<b>CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)</b>		
<b>γm</b>	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	<b>1,50</b>
<b>Classe di servizio</b>		<b>1</b>
<b>Durata del carico</b>		<b>media durata</b>
<b>kmod</b>		<b>0,80</b>
<b>kdef</b>	Coefficiente di deformabilità	<b>0,60</b>
<b>kh</b>	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	<b>1,13</b>
<b>km</b>	Coefficiente per redistribuzione tensioni	<b>0,70</b>

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
$l_{ef}$	Lunghezza efficace della trave	130 cm
$\sigma_{m,crit.}$	Tensione di flessione critica	260 MPa
$\lambda_{rel,m}$	Snellezza relativa di trave	0,26 -
$k_{crit,m}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico	
M <sub>yEd</sub>	-0,22 kNm	σ <sub>m,y,d</sub>	2,95 MPa	n° campate	2
V <sub>zEd</sub>	0,84 kN	τ <sub>dz</sub>	0,23 MPa	L <sub>tot</sub>	260 cm
M <sub>zEd</sub>	0,00 kNm	σ <sub>m,z,d</sub>	0,00 MPa	α	24°
V <sub>yEd</sub>	0,00 kN	τ <sub>dy</sub>	0,00 MPa		
N <sub>Ed</sub>	-0,35 kN	σ <sub>c,0,d</sub>	0,06 MPa		

RESISTENZE DI PROGETTO	
$f_{m,d}$	10,9 MPa
$f_{v,d}$	1,81 MPa
$f_{c,0,d}$	9,6 MPa

VERIFICHE DI RESISTENZA			
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018			
$\sigma_{m,d}$	2,95 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	10,89 MPa	F.S	0,27 SODDISFATTA
Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	0,06 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	2,95 MPa	a) F.S	0,27 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,19 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018			
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,23 MPa	F.S	0,12 SODDISFATTA

CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)		
$\gamma_{m,fi}$	Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio	1,0
$k_{fi}$	Coefficiente in funzione del tipo di legno	1,25
$k_{mod,fi}$	Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente	1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO		R 30
B	Base	7 cm
H	Altezza	5 cm
L	Luce di calcolo	130 cm
$w_y$	Modulo di resistenza asse forte	28 cmc
$w_z$	Modulo di resistenza asse debole	40 cmc
$J_y$	Momento d'inerzia asse forte	69 cm4
$J_z$	Momento d'inerzia asse debole	140 cm4
A	Area	34 cm2

SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
$M_{yEd}$	-0,10 kNm	$\sigma_{m,y,d}$	3,57 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	0,38 kN	$\tau_{dz}$	0,17 MPa	$L_{tot}$ 130 cm
$M_{zEd}$	0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$ 24°
$V_{yEd}$	0,00 kN	$\tau_{dy}$	0,00 MPa	
$N_{Ed}$	-0,16 kN	$\sigma_{c,0,d}$	0,05 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO	
$f_{m,d}$	22,50 MPa
$f_{v,d}$	4,25 MPa
$f_{c,0,d}$	22,50 MPa

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO			
Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	0,05 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	3,57 MPa	a) F.S	0,16 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,11 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018			
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,17 MPa	F.S	0,04 SODDISFATTA

### 7.1.2 Verifica delle terzere

Sulla base delle indagini svolte durante la campagna diagnostica è stato riscontrato che le terzere della copertura sono della tipologia “uso Trieste” hanno una sezione nominale di 14÷18x16÷18 cm ed un interasse di circa 144 cm.

Per tutte le terzere è prevista una classe di resistenza di almeno R60. Si riporta per semplicità l'analisi dei carichi della terza sopra la sala caratterizzata da una luce maggiore (3.22 m), ovvero quella maggiormente sollecitata.

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Manto di copertura	-	-	80
Pianelle in cotto	3	1800	54
Lana di vetro a bassa densità*	10	20	2
Doppia lastra di cartongesso*	2,5	1000	25
Incidenza travetti (sez. 7x8 cm, i=30cm)	8	415	8
Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]			169
Accidentali da carico neve Qk [kg/mq]			80

\*non presenti in corrispondenza della copertura della sala teatrale



VERIFICA	TERZERE (14x16 cm)	i= 144 cm	L= 296 cm
----------	--------------------	-----------	-----------

CONDIZIONI DI CARICO		
g1k	Carichi permanenti strutturali	0,10 kN/ml
G2k	Carichi permanenti non strutturali	1,69 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante	0,80 kN/mq

Combinazioni di carico		
qSLU	stato limite ultimo	5,51 kN/ml
qSLE rara	stato limite di esercizio	3,69 kN/ml
qA	stato limite per azioni eccezionali	2,54 kN/ml

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	15 cm
H	Altezza	16 cm
L	Luce	296 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	4949 cm4
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	4065 cm4
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	619 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	561 cmc
A	Area	232 cm2

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete/Nord S2
fm,k	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
ft,0,k	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
ft,90,k	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
fc,0,k	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
fc,90,k	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
fv,k	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
E0,mean	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E0,05	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E90,mean	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
Gmean	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρk	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
ρm	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γm	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		media durata
kmod		0,80
kdef	Coefficiente di deformabilità	0,60
kh	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
km	Coefficiente per redistribuzione tensioni	0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
<b>per elementi inflessi (travi)</b>		
$l_{ef}$	Lunghezza efficace della trave	296 cm
$\sigma_{m,crit.}$	Tensione di flessione critica	276 MPa
$\lambda_{rel,m}$	Snellezza relativa di trave	0,30 -
$k_{crit,m}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico	
M <sub>yEd</sub>	5,52 kNm	σ <sub>m,y,d</sub>	8,92 MPa	n° campate	1
V <sub>zEd</sub>	7,46 kN	τ <sub>dz</sub>	0,48 MPa	L <sub>tot</sub>	296 cm
M <sub>zEd</sub>	2,46 kNm	σ <sub>m,z,d</sub>	4,38 MPa	α	24°
V <sub>yEd</sub>	3,32 kN	τ <sub>dy</sub>	0,21 MPa		
N <sub>Ed</sub>	0,00 kN	σ <sub>c,0,d</sub>	0,00 MPa		

RESISTENZE DI PROGETTO		
$f_{m,d}$	13,3 MPa	
$f_{v,d}$	2,13 MPa	
$f_{c,0,d}$	11,2 MPa	
VERIFICHE DI RESISTENZA		
<b>Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018</b>		
$\sigma_{m,d}$ 8,92 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$ 13,33 MPa	F.S. 0,67	SODDISFATTA
<b>Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018</b>		
$\sigma_{c,0,d}$ 0,00 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$ 8,92 MPa	a) F.S. 0,90	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$ 4,38 MPa	b) F.S. 0,70	SODDISFATTA
<b>Taglio - [4.4.8] NTC2018</b>		
$\tau_{dy}$ 0,21 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$ 0,48 MPa	F.S. 0,25	SODDISFATTA

Si prevede la protezione delle terzere con prodotto AITHON PV33 o similare per garantire una resistenza al fuoco pari a R60 ( $k_{bmax}=0.649$  per un dosaggio 1150 g/mq). La sezione resistente efficace risulta:

SEZIONE RIDOTTA PER INCENDIO		R 60
Tipo esposizione		3 lati
Presenza di trattamento intumescente?		SI
$k_{bmax}$	Prodotto intumescente	0,649 -
$\beta n$	Velocità carbonazione legno massiccio	0,80 mm/min
	Velocità carbonazione legno massiccio con protezione	0,52 mm/min
$t$	Tempo di esposizione	60 min
$k_0=1$	per $t>20$ min	1
$d_0$	Profondità zona alterata	7 mm
$def$	Profondità di sezione efficace demolita	38 mm
$Beff$	Base ridotta	7 cm
$Heff$	Altezza ridotta	12 cm

Si riporta di seguito la verifica della sezione ridotta e protetta:

CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)		
$\gamma_{m,fi}$	Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio	1,0
$k_{fi}$	Coefficiente in funzione del tipo di legno	1,25
$k_{mod,fi}$	Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente	1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO		R 60
B	Base	7 cm
H	Altezza	12 cm
L	Luce di calcolo	296 cm
$w_y$	Modulo di resistenza asse forte	170 cmc
$w_z$	Modulo di resistenza asse debole	96 cmc
$J_y$	Momento d'inerzia asse forte	1036 cm <sup>4</sup>
$J_z$	Momento d'inerzia asse debole	329 cm <sup>4</sup>
A	Area	84 cm <sup>2</sup>

SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO				
Sollecitazioni		Tensioni	Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	2,54 kNm	$\sigma_{m,y,d}$	14,94 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	3,43 kN	$\tau_{dz}$	0,61 MPa	$L_{tot}$ 296 cm
$M_{zEd}$	1,13 kNm	$\sigma_{m,z,d}$	11,80 MPa	$\alpha$ 24°
$V_{yEd}$	1,53 kN	$\tau_{dy}$	0,27 MPa	
$N_{Ed}$	0,00 kN	$\sigma_{c,0,d}$	0,00 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO	
$f_{m,d}$	31,25 MPa
$f_{v,d}$	5,00 MPa
$f_{c,0,d}$	26,25 MPa

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO				
Flessione semplice - [4.4.5] NTC2018				
$\sigma_{m,y,d}$	14,94 MPa	a) F.S	0,74	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	11,80 MPa	b) F.S	0,71	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$	0,27 MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,61 MPa	F.S	0,13	SODDISFATTA

### 7.1.3 Verifica delle capriate della torre scenica

Durante la campagna indagini del 2020 svolta da Expin, è stato rilevato sulle capriate in corrispondenza della torre scenica la presenza di attacchi superficiali di insetti xilofagi, pertanto tutte gli elementi della capriata dovranno essere trattati con impregnanti a base di biocidi. Inoltre si è rilevata la presenza di una testa ammalorata in corrispondenza della prima capriata a partire dal muro di fondo della torre scenica. Pertanto si prescrive l'ispezione accurata di tutte le testate in corrispondenza delle parti interne alla muratura ed eventualmente la realizzazione di un intervento di rinforzo delle stesse tramite cuffie in acciaio.

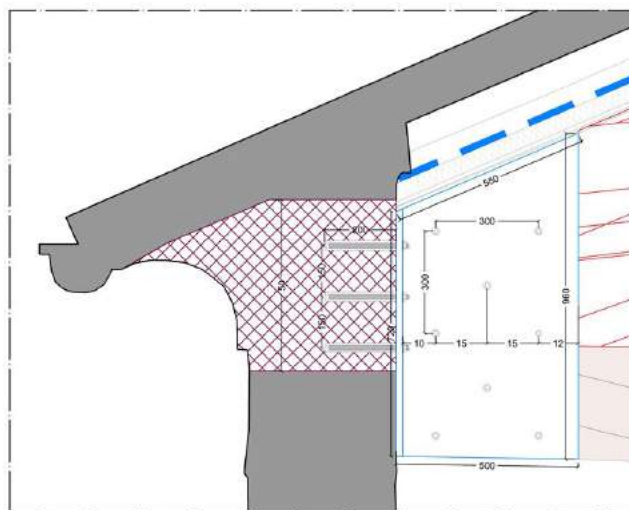
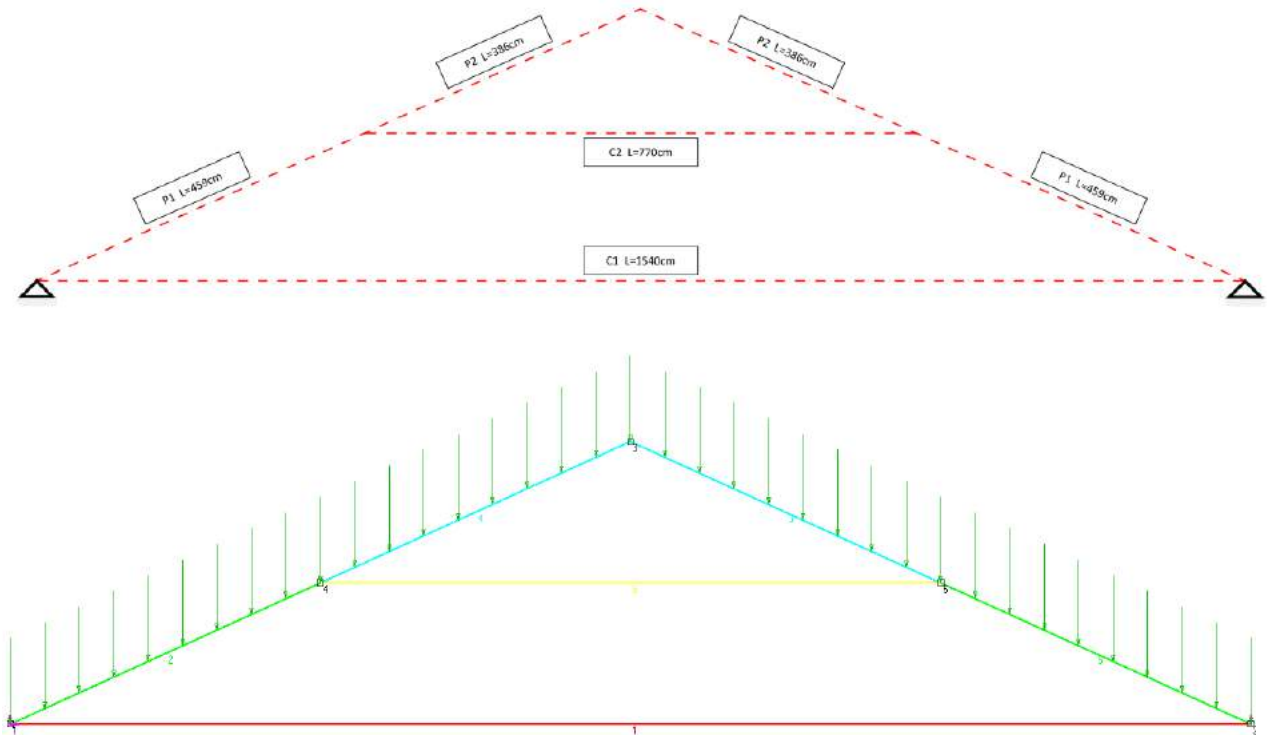


Figura 59 -Intervento di rinforzo delle teste delle capriate (concept progettuale e dettaglio tipologico)

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi sulle capriate della torre scenica.

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Manto di copertura	-	-	80
Pianelle in cotto	3	1800	54
Lana di vetro a bassa densità*	10	20	2
Doppia lastra di cartongesso*	2,5	1000	25
Incidenza travetti (sez. 7x8 cm, i=30 cm)	8	415	8
Incidenza terzere (sez. 14x16 cm, i=144 cm)	16	415	7
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>176</b>
<b>Accidentali da carico neve Qk [kg/mq]</b>			<b>80</b>

Si riporta di seguito le verifiche degli elementi principali delle capriate. In particolare si verifica la capriata tipo della torre scenica, sia in condizioni di stato limite ultimo che in presenza di incendio. Il carico dovuto alla copertura, visto il passo fitto delle terzere, è considerato come carico distribuito sui puntoni nella capriata.





VERIFICA CAPRIATA		
VERIFICA	CAPRIATA_CATENA C1	i= 296 cm L= 1540 cm

CONDIZIONI DI CARICO		
G2k	Carichi permanenti non strutturali	1,76 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante	0,80 kN/mq

Combinazioni di carico		
qSLU	stato limite ultimo	11,37 kN/ml
qSLE rara	stato limite di esercizio	7,58 kN/ml
qA	stato limite per azioni eccezionali	5,21 kN/ml

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	25 cm
H	Altezza	30 cm
L	Luce	1540 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	56250 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	39063 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	3750 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	3125 cmc
A	Area	750 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete/Nord S2
f <sub>m,k</sub>	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
f <sub>t,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
f <sub>t,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
f <sub>c,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
f <sub>c,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
f <sub>v,k</sub>	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
E <sub>0,mean</sub>	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E <sub>0,05</sub>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E <sub>90,mean</sub>	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
G <sub>mean</sub>	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρ <sub>k</sub>	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
ρ <sub>m</sub>	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		breve durata
k <sub>mod</sub>		0,90
k <sub>def</sub>	Coefficiente di deformabilità	0,60
k <sub>h</sub>	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
k <sub>m</sub>	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

SOLLECITAZIONI MASSIME				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
M <sub>yEd</sub>	6,43 kNm	σ <sub>m,y,d</sub>	1,71 MPa	n° campate 1
V <sub>zEd</sub>	3,32 kN	τ <sub>dz</sub>	0,07 MPa	L <sub>tot</sub> 1540 cm
M <sub>zEd</sub>	0,00 kNm	σ <sub>m,z,d</sub>	0,00 MPa	α 0°
V <sub>yEd</sub>	0,00 kN	τ <sub>dy</sub>	0,00 MPa	
N <sub>Ed</sub>	179,00 kN	σ <sub>t,0,d</sub>	2,39 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO		
$f_{m,d}$	15,0	MPa
$f_{v,d}$	2,40	MPa
$f_{t,0,d}$	9,0	MPa

VERIFICHE DI RESISTENZA				
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018				
$\sigma_{t,0,d}$	2,39 MPa	VERIFICA		
$\sigma_{m,y,d}$	1,71 MPa	a) F.S	0,38	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,35	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,07 MPa	F.S	0,03	SODDISFATTA

CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)		
$\gamma_{m,fi}$	Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio	1,0
$k_{fi}$	Coefficiente in funzione del tipo di legno	1,25
$k_{mod,fi}$	Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente	1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO		R 60
B	Base	14 cm
H	Altezza	25 cm
L	Luce di calcolo	1540 cm
$w_y$	Modulo di resistenza asse forte	1401 cmc
$w_z$	Modulo di resistenza asse debole	800 cmc
$J_y$	Momento d'inerzia asse forte	17157 cm <sup>4</sup>
$J_z$	Momento d'inerzia asse debole	5602 cm <sup>4</sup>
A	Area	343 cm <sup>2</sup>

SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
$M_{yEd}$	5,41 kNm	$\sigma_{m,y,d}$	3,86 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	2,60 kN	$\tau_{dz}$	0,11 MPa	$L_{tot}$ 1540 cm
$M_{zEd}$	0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$ 24°
$V_{yEd}$	0,00 kN	$\tau_{dy}$	0,00 MPa	
$N_{Ed}$	86,50 kN	$\sigma_{t,0,d}$	2,52 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO		
$f_{m,d}$	31,25	MPa
$f_{v,d}$	5,00	MPa
$f_{t,0,d}$	18,75	MPa

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO				
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018				
$\sigma_{t,0,d}$	2,52 MPa	VERIFICA		
$\sigma_{m,y,d}$	3,86 MPa	a) F.S	0,14	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,10	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,11 MPa	F.S	0,02	SODDISFATTA

VERIFICA CAPRIATA		
VERIFICA CAPRIATA_CATENA C2	i= 296 cm	L= 770 cm

CONDIZIONI DI CARICO		
G2k	Carichi permanenti non strutturali	1,76 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante	0,80 kN/mq

Combinazioni di carico		
qSLU	stato limite ultimo	11,37 kN/ml
qSLE rara	stato limite di esercizio	7,58 kN/ml
qA	stato limite per azioni eccezionali	5,21 kN/ml

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	22 cm
H	Altezza	28 cm
L	Luce	770 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	40245 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	24845 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	2875 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	2259 cmc
A	Area	616 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete/Nord S2
fm,k	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
ft,0,k	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
ft,90,k	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
fc,0,k	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
fc,90,k	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
fv,k	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
E0,mean	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E0,05	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E90,mean	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
Gmean	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρk	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
ρm	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γm	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		breve durata
kmod		0,90
kdef	Coefficiente di deformabilità	0,60
kh	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
km	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

SOLLECITAZIONI MASSIME				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
M <sub>yEd</sub>	2,04 kNm	σ <sub>m,y,d</sub>	0,71 MPa	n° campate 1
V <sub>zEd</sub>	1,36 kN	τ <sub>dz</sub>	0,03 MPa	L <sub>tot</sub> 770 cm
M <sub>zEd</sub>	0,00 kNm	σ <sub>m,z,d</sub>	0,00 MPa	α 0°
V <sub>yEd</sub>	0,00 kN	τ <sub>dy</sub>	0,00 MPa	
N <sub>Ed</sub>	-120,50 kN	σ <sub>c,0,d</sub>	1,96 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO			
$f_{m,d}$	15,0 MPa		
$f_{v,d}$	2,40 MPa		
$f_{t,0,d}$	9,0 MPa		
VERIFICHE DI RESISTENZA			
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018			
$\sigma_{t,0,d}$	1,96 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	0,71 MPa	a) F.S	0,26 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,25 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018			
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,03 MPa	F.S	0,01 SODDISFATTA

CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)		
$\gamma_{m,fi}$	Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio	1,0
$k_{fi}$	Coefficiente in funzione del tipo di legno	1,25
$k_{mod,fi}$	Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente	1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO		R 60
B	Base	11 cm
H	Altezza	23 cm
L	Luce di calcolo	770 cm
$w_y$	Modulo di resistenza asse forte	928 cmc
$w_z$	Modulo di resistenza asse debole	454 cmc
$J_y$	Momento d'inerzia asse forte	10441 cm <sup>4</sup>
$J_z$	Momento d'inerzia asse debole	2496 cm <sup>4</sup>
A	Area	248 cm <sup>2</sup>

SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
$M_{yEd}$	1,21 kNm	$\sigma_{m,y,d}$	1,30 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	1,05 kN	$\tau_{dz}$	0,06 MPa	$L_{tot}$ 770 cm
$M_{zEd}$	0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$ 24°
$V_{yEd}$	0,00 kN	$\tau_{dy}$	0,00 MPa	
$N_{Ed}$	-59,00 kN	$\sigma_{c,0,d}$	2,38 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO	
$f_{m,d}$	31,25 MPa
$f_{v,d}$	5,00 MPa
$f_{t,0,d}$	18,75 MPa

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO			
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018			
$\sigma_{t,0,d}$	2,38 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	1,30 MPa	a) F.S	0,06 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,05 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018			
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,06 MPa	F.S	0,01 SODDISFATTA

VERIFICA CAPRIATA		
VERIFICA CAPRIATA_PUNTONE 1	i= 296 cm	L= 423 cm

CONDIZIONI DI CARICO		
G2k	Carichi permanenti non strutturali	1,76 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante	0,80 kN/mq

Combinazioni di carico		
qSLU	stato limite ultimo	11,37 kN/ml
qSLE rara	stato limite di esercizio	7,58 kN/ml
qA	stato limite per azioni eccezionali	5,21 kN/ml

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	22 cm
H	Altezza	55 cm
L	Luce	423 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	305021 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	48803 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	11092 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	4437 cmc
A	Area	1210 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete/Nord S2
fm,k	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
ft,0,k	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
ft,90,k	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
fc,0,k	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
fc,90,k	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
fv,k	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
E0,mean	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E0,05	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E90,mean	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
Gmean	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρk	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
ρm	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γm	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		breve durata
kmod		0,90
kdef	Coefficiente di deformabilità	0,60
kh	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
km	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
l <sub>ef</sub>	Lunghezza efficace della trave	423 cm
σ <sub>m,crit.</sub>	Tensione di flessione critica	129 MPa
λ <sub>rel,m</sub>	Snellezza relativa di trave	0,44 -
k <sub>crit,m</sub>	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni			Tensioni	Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	22,53	kNm	$\sigma_{m,y,d}$	2,03	MPa
$V_{zEd}$	27,70	kN	$\tau_{dz}$	0,34	MPa
$M_{zEd}$	0,00	kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00	MPa
$V_{yEd}$	0,00	kN	$\tau_{dy}$	0,00	MPa
$N_{Ed}$	-205,20	kN	$\sigma_{c,0,d}$	1,70	MPa
				n° campate	1
				$L_{tot}$	423 cm
				$\alpha$	0°

RESISTENZE DI PROGETTO				
$f_{m,d}$	15,0	MPa		
$f_{v,d}$	2,40	MPa		
$f_{c,0,d}$	12,6	MPa		
VERIFICHE DI RESISTENZA				
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018				
$\sigma_{m,d}$	2,03	MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	15,00	MPa	F.S	0,14 SODDISFATTA
Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018				
$\sigma_{c,0,d}$	1,70	MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	2,03	MPa	a) F.S	0,15 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	MPa	b) F.S	0,11 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$	0,00	MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,34	MPa	F.S	0,14 SODDISFATTA

CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)			
$\gamma_{m,fi}$	Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio		1,0
$k_{fi}$	Coefficiente in funzione del tipo di legno		1,25
$k_{mod,fi}$	Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente		1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO			R 60
B	Base		11 cm
H	Altezza		50 cm
L	Luce di calcolo		423 cm
$w_y$	Modulo di resistenza asse forte		4492 cmc
$w_z$	Modulo di resistenza asse debole		998 cmc
$J_y$	Momento d'inerzia asse forte		111180 cm4
$J_z$	Momento d'inerzia asse debole		5490 cm4
A	Area		545 cm2

SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO					
Sollecitazioni			Tensioni	Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	12,02	kNm	$\sigma_{m,y,d}$	2,68	MPa
$V_{zEd}$	13,80	kN	$\tau_{dz}$	0,38	MPa
$M_{zEd}$	0,00	kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00	MPa
$V_{yEd}$	0,00	kN	$\tau_{dy}$	0,00	MPa
$N_{Ed}$	-98,80	kN	$\sigma_{c,0,d}$	1,81	MPa
				n° campate	1
				$L_{tot}$	423 cm
				$\alpha$	24°



RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO		
$f_{m,d}$	31,25 MPa	
$f_{v,d}$	5,00 MPa	
$f_{c,0,d}$	26,25 MPa	

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO			
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018			
$\sigma_{m,d}$	2,68 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	31,25 MPa	F.S	0,09 SODDISFATTA
Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	1,81 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	2,68 MPa	a) F.S	0,09 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,06 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018			
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,38 MPa	F.S	0,08 SODDISFATTA

VERIFICA CAPRIATA		
CAPRIATA_PUNTONE 2	i= 296 cm	L= 386 cm

CONDIZIONI DI CARICO		
G2k	Carichi permanenti non strutturali	1,76 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante	0,80 kN/mq

Combinazioni di carico		
qSLU	stato limite ultimo	11,37 kN/ml
qSLE rara	stato limite di esercizio	7,58 kN/ml
qA	stato limite per azioni eccezionali	5,21 kN/ml

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	22 cm
H	Altezza	26 cm
L	Luce	386 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	32223 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	23071 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	2479 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	2097 cmc
A	Area	572 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete/Nord S2
fm,k	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
ft,0,k	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
ft,90,k	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
fc,0,k	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
fc,90,k	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
fv,k	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
E0,mean	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E0,05	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E90,mean	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
Gmean	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρk	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
ρm	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γm	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		breve durata
kmod		0,90
kdef	Coefficiente di deformabilità	0,60
kh	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
km	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
l <sub>ef</sub>	Lunghezza efficace della trave	386 cm
σ <sub>m,crit.</sub>	Tensione di flessione critica	300 MPa
λ <sub>rel,m</sub>	Snellezza relativa di trave	0,29 -
k <sub>crit,m</sub>	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni			Tensioni	Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	18,47	kNm	$\sigma_{m,y,d}$	7,45 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	24,20	kN	$\tau_{dz}$	0,63 MPa	$L_{tot}$ 386 cm
$M_{zEd}$	0,00	kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$ 0°
$V_{yEd}$	0,00	kN	$\tau_{dy}$	0,00 MPa	
$N_{Ed}$	-73,70	kN	$\sigma_{c,0,d}$	1,29 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO					
$f_{m,d}$	15,0	MPa			
$f_{v,d}$	2,40	MPa			
$f_{c,0,d}$	12,6	MPa			
VERIFICHE DI RESISTENZA					
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018					
$\sigma_{m,d}$	7,45	MPa	VERIFICA		
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	15,00	MPa	F.S	0,50	SODDISFATTA
Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018					
$\sigma_{c,0,d}$	1,29	MPa	VERIFICA		
$\sigma_{m,y,d}$	7,45	MPa	a) F.S	0,51	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	MPa	b) F.S	0,36	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018					
$\tau_{dy}$	0,00	MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,63	MPa	F.S	0,26	SODDISFATTA

CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)			
$\gamma_{m,fi}$	Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio		1,0
$k_{fi}$	Coefficiente in funzione del tipo di legno		1,25
$k_{mod,fi}$	Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente		1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO			R 60
B	Base		11 cm
H	Altezza		21 cm
L	Luce di calcolo		386 cm
$w_y$	Modulo di resistenza asse forte		770 cmc
$w_z$	Modulo di resistenza asse debole		413 cmc
$J_y$	Momento d'inerzia asse forte		7897 cm4
$J_z$	Momento d'inerzia asse debole		2274 cm4
A	Area		226 cm2

SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO					
Sollecitazioni			Tensioni	Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	8,64	kNm	$\sigma_{m,y,d}$	11,21 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	11,28	kN	$\tau_{dz}$	0,75 MPa	$L_{tot}$ 386 cm
$M_{zEd}$	0,00	kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$ 24°
$V_{yEd}$	0,00	kN	$\tau_{dy}$	0,00 MPa	
$N_{Ed}$	-34,37	kN	$\sigma_{c,0,d}$	1,52 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO	
$f_{m,d}$	31,25 MPa
$f_{v,d}$	5,00 MPa
$f_{c,0,d}$	26,25 MPa

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO			
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018			
$\sigma_{m,d}$	11,21 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	31,25 MPa	F.S	0,36 SODDISFATTA
Pressoflessione - [4.4.7] NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	1,52 MPa	VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	11,21 MPa	a) F.S	0,36 SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,25 SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018			
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,75 MPa	F.S	0,15 SODDISFATTA

#### 7.1.4 Verifica delle capriate della sala teatrale

Durante la campagna indagini del 2020 svolta da Expin è stato rilevato che le capriate della sala teatrale si trovano in un migliore stato di conservazione. Tuttavia, la loro funzione oltre a quella di sostegno delle orditure di copertura è anche quella di sostenere il nuovo soffitto in listelli che andrà a sostituire nella parte centrale il controsoffitto in arelle e gesso crollato. Inoltre, al di sopra del soffittone è previsto un diaframma REI il quale graverebbe sulle catene delle capriate con un carico flessionale eccessivo ed incompatibile per il caratteristico funzionamento a trazione di questi elementi. Per questa ragione si prevede di rinforzare le catene delle capriate della sala teatrale con profilati UPN240 su ambo i lati, sui quali graverà il carico derivante dal nuovo diaframma REI e della nuova passerella per la manutenzione del sottotetto.

#### ANALISI DEI CARICHI

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Manto di copertura	-	-	80
Pianelle in cotto	3	1800	54
Incidenza travetti (sez. 7x8 cm, i=30cm)	8	415	8
Incidenza terzere (sez. 14x16 cm, i=144cm)	16	415	7
Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]			149
Accidentali da carico neve Qk [kg/mq]			80

Si riporta di seguito la verifica della sola catena inferiore delle capriate della sala teatrale, in quanto gli altri elementi sono di dimensioni analoghe a quelli delle capriate della torre scenica e sottoposti a condizioni di carico meno gravose.

I carichi aggiuntivi in corrispondenza delle catene delle capriate saranno:

Soffittone	h [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Listelli (sez. 3x5 cm, i=8cm)	5	600	11,3
Travetti (sez. 7x9,5 cm i=60 cm)	9,5	450	5
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>16,3</b>

Controsoffitto REI	h [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Doppia orditura struttura in profili a C in alluminio (I orditura i=75cm, II orditura i=40 cm)	50	-	2
Doppia lastra di cartongesso tipo PROMAT	2x2,00	840	34
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>36</b>

Inoltre è prevista la realizzazione nel sottotetto ed al di sopra delle catene delle capriate della sala teatrale di un passerella funzionale alle attività di manutenzione. Tale passerella si estenderà per tutto lo sviluppo longitudinale della sala e poggerà sulla parte centrale della catena per una larghezza di 2,5 m.

Passerella manutenzione	h [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Travetti (sez. 10x12 cm, i =100cm)	12	450	5,4
Tavolato	3	450	13,5
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>18,9</b>
<b>Accidentali per manutenzione Qk [kg/mq]</b>			<b>50</b>

In sintesi i carichi aggiuntivi sulla catena della capriata saranno, considerando un'interasse di 3,20m, pari a:

- $\gamma_{G2} \cdot G2 = 1,5 \cdot (16,3+36) \text{ kg/mq} \cdot 3,20 \text{ m} = 251,4 \text{ kg/ml} = 2,5 \text{ kN/ml}$  agente su tutta la catena;
- $\gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{QK} \cdot Qk = 1,5 \cdot (18,9+50) \text{ kg/mq} \cdot 3,20 \text{ m} = 331 \text{ kg/ml} = 3,3 \text{ kN/ml}$  agente nella parte centrale della capriata per una lunghezza di 2,5m;

Tali carichi si suddivideranno tra la catena lignea esistente ed i profili UPN240 in acciaio posti sui due lati della stessa in base alle loro rigidezze. Adottando uno schema di trave appoggiata-appoggiata il valore della rigidezza flessionale è dato da  $k = 3EJ/L$ .

$$k_{CATENA} = 3 \cdot E_{LEGGNO} \cdot J_{CATENA} / L$$

$$k_{UPN240} = 3 \cdot E_{ACCIAIO} \cdot J_{UPN240} / L$$

$$K_{tot} = k_{CATENA} + 2 \cdot k_{UPN240} = (3E_{LEGGNO} \cdot J_{CATENA} + 6 \cdot E_{ACCIAIO} \cdot J_{UPN240}) / L$$

con  $E_{LEGGNO} = 11000 \text{ MPa}$ ;  $E_{ACCIAIO} = 210000 \text{ MPa}$ ;  $J_{CATENA} = 27648 \text{ cm}^4$ ;  $J_{UPN240} = 3599 \text{ cm}^4$

Di conseguenza i coefficienti di ripartizione del carico saranno:

$$\delta_{CATENA} = k_{CATENA} / K_{tot} = 17\% ; \delta_{UPN240} = 41,5\%$$

In conclusione si verifica la catena soggetta, oltre ai carichi derivanti dalla copertura, anche ai seguenti carichi distribuiti:

- Carico del soffittone  $\rightarrow 0,17 \cdot 2,5 \text{ kN/ml} = 0,42 \text{ kN/ml}$  agente su tutta la luce

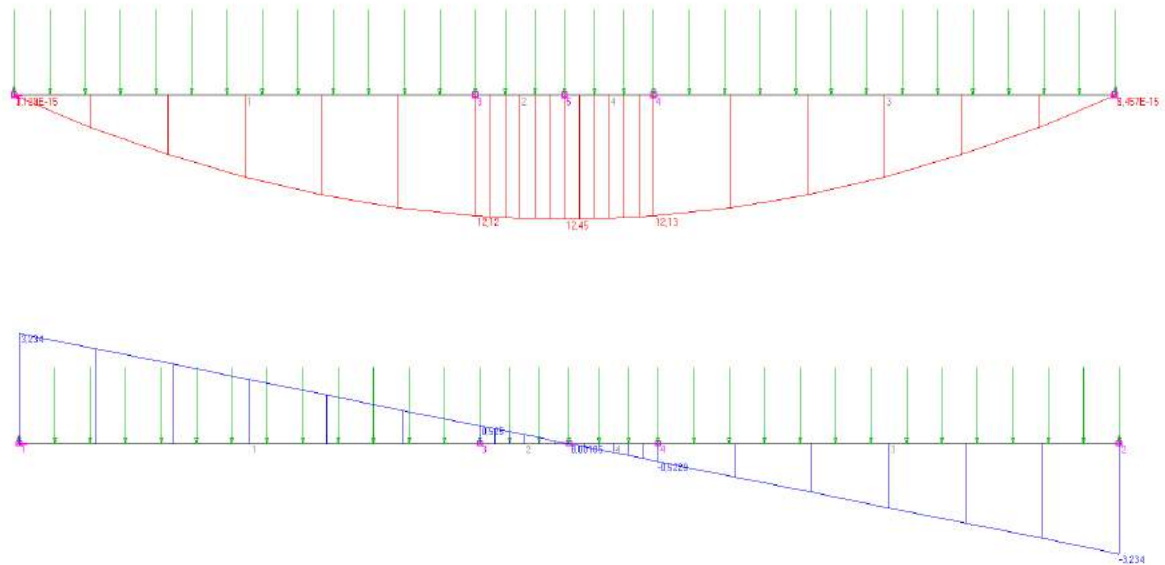


Figura 60 - Digrammi del momento flettente e del taglio sulla catena ( $M_{\max} = 12,45 \text{ kNm}$ ;  $V_{\max} = 3,23 \text{ kN}$ )

- Carico del diaframma REI  $\rightarrow 0,17 \cdot 3,3 \text{ kN/ml} = 0,56 \text{ kN/ml}$  agente in mezzeria su un tratto di 2,5m.

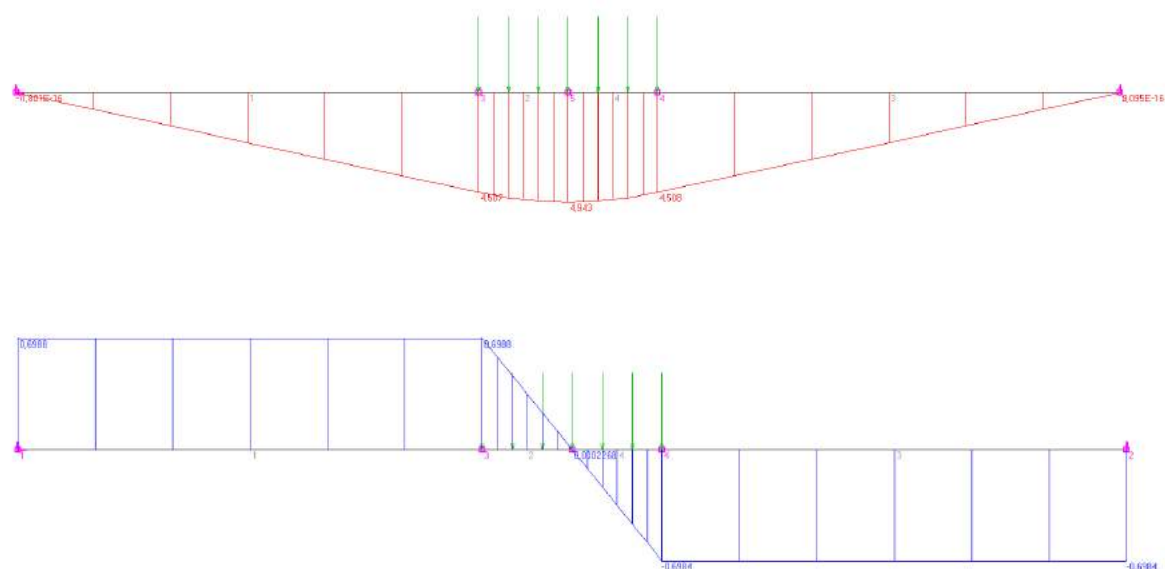


Figura 61 - Digrammi del momento flettente e del taglio sulla catena ( $M_{\max} = 4,9 \text{ kNm}$ ;  $V_{\max} = 0,7 \text{ kN}$ )

Gli effetti dei carichi sopra riportati si sommano alle sollecitazioni indotte dal peso proprio della capriata e dalla copertura, si ottiene dunque la verifica della catena di seguito riportata.



VERIFICA CAPRIATA		
VERIFICA	CAPRIATA_CATENA C1	i= 320 cm      L= 1540 cm

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	24 cm
H	Altezza	25 cm
L	Luce	1540 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	31250 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	28800 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	2500 cm <sup>3</sup>
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	2400 cm <sup>3</sup>
A	Area	600 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete/Nord S2
f <sub>m,k</sub>	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
f <sub>t,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
f <sub>t,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,4 MPa
f <sub>c,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
f <sub>c,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
f <sub>v,k</sub>	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
E <sub>0,mean</sub>	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E <sub>0,05</sub>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E <sub>90,mean</sub>	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
G <sub>mean</sub>	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρ <sub>k</sub>	Massa volumica caratteristica	375 kg/m <sup>3</sup>
ρ <sub>m</sub>	Massa volumica media	450 kg/m <sup>3</sup>

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		media durata
k <sub>mod</sub>		0,90
k <sub>def</sub>	Coefficiente di deformabilità	0,60
k <sub>h</sub>	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
k <sub>m</sub>	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

SOLLECITAZIONI MASSIME		
Sollecitazioni	Tensioni	Geometria schema statico
M <sub>yEd</sub>	23,78 kNm	σ <sub>m,y,d</sub> 9,51 MPa
V <sub>zEd</sub>	6,71 kN	τ <sub>dz</sub> 0,17 MPa
M <sub>zEd</sub>	0,00 kNm	σ <sub>m,z,d</sub> 0,00 MPa
V <sub>yEd</sub>	0,00 kN	τ <sub>dy</sub> 0,00 MPa
N <sub>Ed</sub>	179,00 kN	σ <sub>t,0,d</sub> 2,98 MPa
		n° campate 1
		L <sub>tot</sub> 1540 cm
		α 0°

Le sollecitazioni sopra riportate sono date dalla sovrapposizione dei carichi esistenti (peso proprio, copertura) e quelli di progetto (soffittone, diaframma REI, passerella manutenzione)

RESISTENZE DI PROGETTO	
f <sub>m,d</sub>	15,0 MPa
f <sub>v,d</sub>	2,40 MPa
f <sub>t,0,d</sub>	9,0 MPa

VERIFICHE DI RESISTENZA				
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018				
$\sigma_{t,0,d}$	2,98 MPa	VERIFICA		
$\sigma_{m,y,d}$	9,51 MPa	a) F.S	0,97	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,78	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$	0,00 MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,17 MPa	F.S	0,07	SODDISFATTA

## 7.2 Interventi di progetto nella torre scenica

La torre scenica attualmente è completamente vuota. Restano solo parte di uno dei ballatoi lignei originari e le travi che sostenevano la graticcia. Anche il piano del palcoscenico non è presente e restano solo alcuni pilastri con mensole e travi in legno che sostenevano il tavolato ligneo originale che è andato completamente perso.

Nell'ambito del progetto si prevedono i seguenti interventi:

- Una nuova struttura portante per il piano della graticcia costituita da travi in legno massiccio disposte nel senso longitudinale del teatro che poggeranno sulle murature e su mensole in acciaio, mentre in corrispondenza del boccascena su una nuova trave reticolare in acciaio;
- Una trave reticolare in acciaio a sostituzione dell'attuale struttura lignea che risulta essere poco razionale e inadatta a sorreggere i nuovi carichi per il normale utilizzo della graticcia;

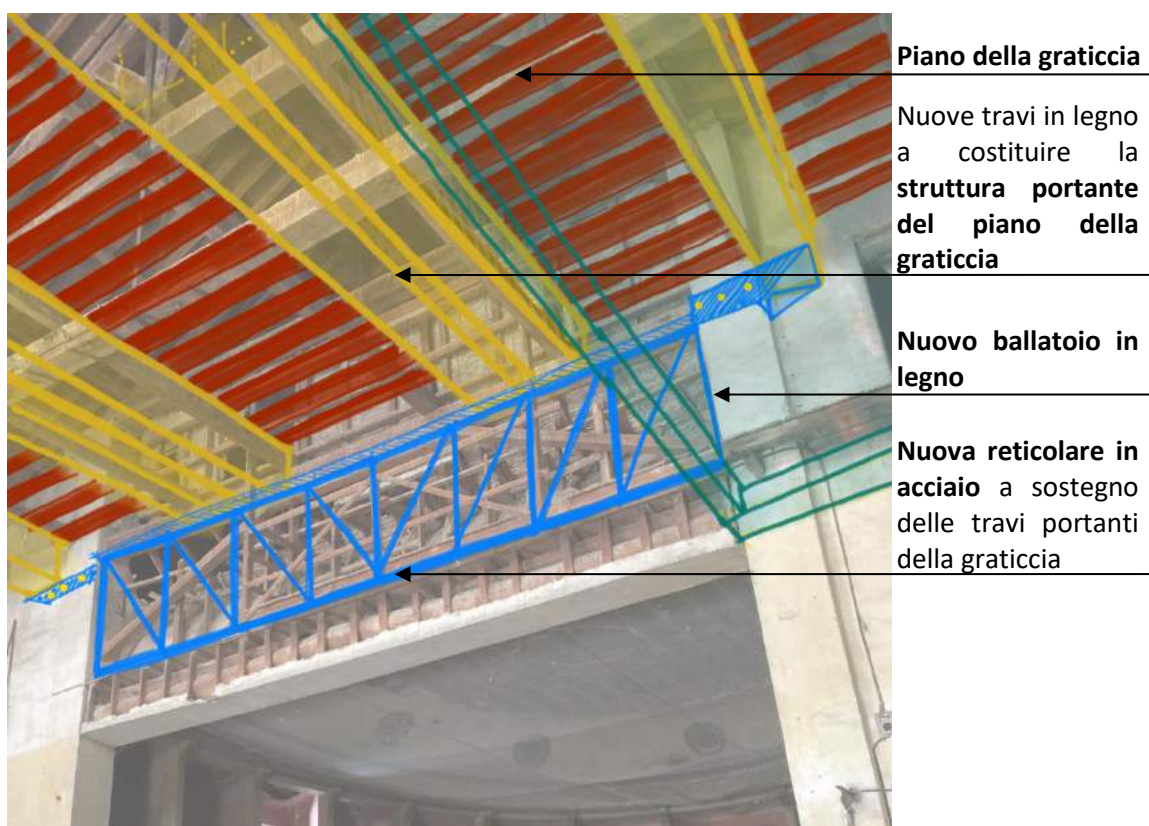


Figura 62 - Interventi nella torre scenica al livello del piano della graticcia

- Due ballatoi in legno massiccio, analoghi dal punto di vista tipologico a quelli esistenti, costituiti da travi e saette ancorate nella muratura e piano costituito da doppio tavolato ligneo ben connesso alla muratura;
- Inoltre la scala storica in corrispondenza della parete di fondo della torre scenica sarà rinforzata con travi in acciaio, mentre i pilastri esistenti, molto esili, saranno inglobati in un pannello di muratura portante.
- Nuova struttura per il piano del palcoscenico costituita da pilastri e travi in acciaio, sulla quale verrà disposta un'orditura di travetti ed un tavolato in legno a costituire il calpestio del palco. Inoltre nel sottopalco è previsto un locale U.T.A con pareti e soletta in c.a.

- In corrispondenza del cortile sul retro del teatro è prevista la realizzazione di una vasca antincendio e di un locale tecnico in c.a.

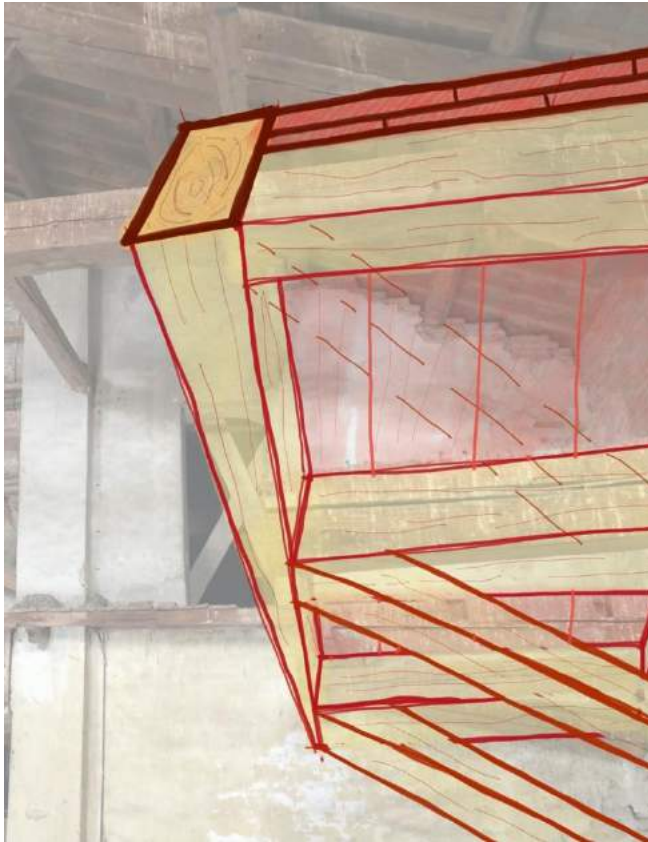


Figura 63 - Nuovo ballatoio della torre scenica

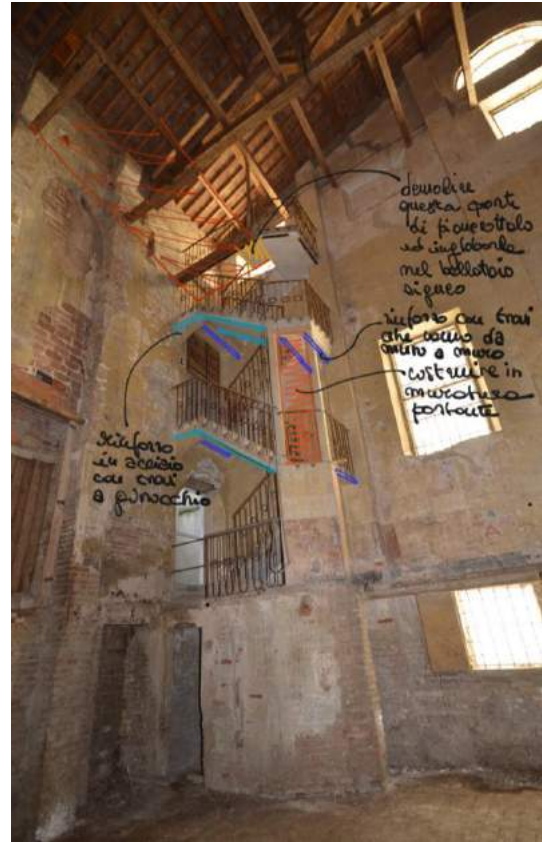


Figura 64 - Intervento di rinforzo della scala storica nella torre scenica



Figura 65 - Stralcio pianta piano terra: Nuova struttura in acciaio del palcoscenico vano U.T.A in c.a. Piano del palcoscenico in travetti e tavolato ligneo. Inoltre in corrispondenza del cortile sul retro si nota la vasca antincendio e il locale tecnico in c.a



7.2.1 Verifica della struttura del palcoscenico

## 7.2.1.1 Analisi dei carichi

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Tavolato ligneo	3	500	15
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>15</b>
Controsoffitto	-	-	50
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>50</b>
<b>Accidentali da utilizzo (cat. C4) [kg/mq]</b>			<b>500</b>

Carichi gravanti sul travetto

Strato	i [m]	Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Peso travetto (sez. 10x10)	0,4	-	4.5
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/ml]</b>			<b>4.5</b>
Tavolato ligneo		15	6
Controsoffitto		50	20
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]</b>			<b>26</b>
<b>Accidentali da utilizzo (cat. C4) [kg/ml]</b>			<b>200</b>

## 7.2.1.2 Verifica impalcato ligneo

VERIFICA TRAVETTI: Legno C24 sez. 10x10, i=40cm

<b>VERIFICA TRAVETTI (10x10 cm)</b>	<b>i= 40 cm</b>	<b>L= 165 cm</b>
-------------------------------------	-----------------	------------------

**note:** Caso in presenza di rimpitratta\_Verifica dello schema con doppia campata

<b>CONDIZIONI DI CARICO</b>		
<b>g1k</b>	Carichi permanenti strutturali	0,04 kN/ml
<b>G2k</b>	Carichi permanenti non strutturali	<b>0,65</b> kN/mq
<b>Q1K</b>	Carico accidentale dominante	<b>5,00</b> kN/mq

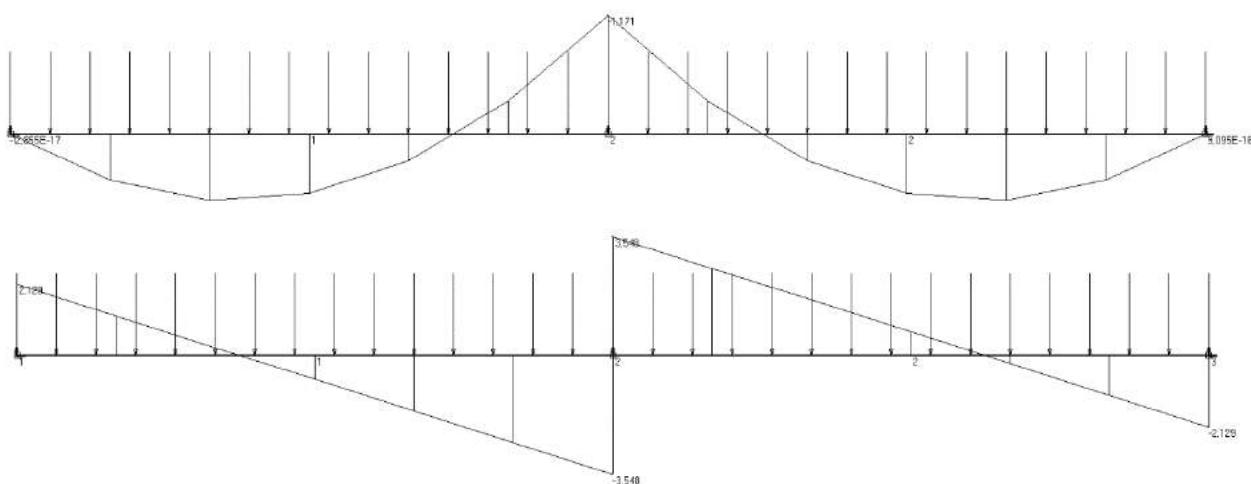
<b>Combinazioni di carico</b>		
<b>qSLU</b>	SLU - Combinazione fondamentale	<b>3,44</b> kN/ml
<b>qSLE rara</b>	SLE- Combinazione rara	<b>2,30</b> kN/ml
<b>qSLE QP</b>	SLE- Combinazione quasi permanente	<b>1,50</b> kN/ml

<b>SEZIONE RESISTENTE</b>		
<b>B</b>	Base	<b>10</b> cm
<b>H</b>	Altezza	<b>10</b> cm
<b>L</b>	Luce campata	<b>165</b> cm
<b>Jy</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	833 cm <sup>4</sup>
<b>Jz</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	833 cm <sup>4</sup>
<b>wy</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	167 cmc
<b>wz</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	167 cmc
<b>A</b>	Area	100 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio	
		Essenza:	C24
$f_{m,k}$	Resistenza caratteristica a flessione	25,0	MPa
$f_{t,0,k}$	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	14,0	MPa
$f_{t,90,k}$	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$ fibre	0,5	MPa
$f_{c,0,k}$	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0	MPa
$f_{c,90,k}$	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$ fibre	2,5	MPa
$f_{v,k}$	Resistenza caratteristica a taglio	2,5	MPa
$E_{0,mean}$	Modulo di elasticità medio // fibre	11000	MPa
$E_{0,05}$	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7400	MPa
$E_{90,mean}$	Modulo di elasticità medio $\perp$ fibre	370	MPa
$G_{mean}$	Modulo di taglio medio	690	MPa
$\rho_k$	Massa volumica caratteristica	375	kg/mc
$\rho_m$	Massa volumica media	420	kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)			
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50	
Classe di servizio		1	
Durata del carico		media durata	
$k_{mod}$		0,80	
$k_{def}$	Coefficiente di deformabilità	0,60	
$k_h$	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,08	
$k_m$	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70	

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'			
per elementi inflessi (travi)			
$l_{ef}$	Lunghezza efficace della trave	165	cm
$\sigma_{m,crit.}$	Tensione di flessione critica	353	MPa
$\lambda_{rel,m}$	Snellezza relativa di trave	0,27	-
$k_{crit,m}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1	-

Figura 66 - Diagramma delle sollecitazioni sul travetto in presenza di rompitratta ( $M_{max} = -1,17$  kNm;  $V_{max} = 3,6$  kN)



SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni			Tensioni	Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	-1,17	kNm	$\sigma_{m,y,d}$	7,02	MPa
$V_{zEd}$	3,60	kN	$\tau_{dz}$	0,54	MPa
$M_{zEd}$	-0,04	kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,24	MPa
$V_{yEd}$	0,13	kN	$\tau_{dy}$	0,02	MPa
$N_{Ed}$	0,00	kN	$\sigma_{c,0,d}$	0,00	MPa
			n° campate 2 L <sub>tot</sub> 330 cm α 0° Note: Deviazione asse sollecitazione rispetto agli assi principali di 2°		

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE					
$f_{m,d}$	14,5	MPa	$u_{ist,max} = L/300$	5,50	mm
$f_{v,d}$	1,33	MPa	$u_{fin,max} = L/200$	8,25	mm
$f_{c,0,d}$	11,2	MPa			

VERIFICHE DI RESISTENZA					
Flessione semplice - [4.4.5] NTC2018					
$\sigma_{m,y,d}$	7,02	MPa	a) F.S	0,50	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,24	MPa	b) F.S	0,36	SODDISFATTA
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018					
$\sigma_{m,d}$	7,02	MPa	VERIFICA		
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	14,46	MPa	F.S	0,49	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018					
$\tau_{dy}$	0,54	MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,02	MPa	F.S	0,41	SODDISFATTA

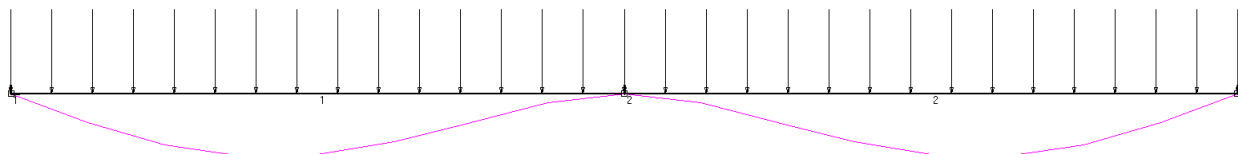


Figura 67 - Deformata del travetto in presenza di rompitratta

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'					
Freccia istantanea [4.4.7] NTC2018					
$u_{inst\_Q\_RARA}$	2,11	mm	VERIFICA		
	< L/300		F.S	0,38	SODDISFATTA
Freccia finale [4.4.7] NTC2018					
$u_{inst\_RARA}$	2,42				
$u_{inst\_QP}$	1,58	mm			
$u_{creep}$	0,95	mm			
$u_{fin\_TOT}$	3,37	mm	F.S	0,41	SODDISFATTA
	< L/200				

### 7.2.1.3 Verifica struttura portante in acciaio

#### Carichi gravanti sulla trave principale

Strato	Luce influenza [m]	Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Peso Trave HEB140	2,75	-	33,7
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/ml]</b>			<b>33,7</b>
Incidenza travetti		11,3	31,1
Tavolato ligneo		15	41,2
Controsoffitto		50	137,5
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]</b>			<b>~210</b>
<b>Accidentali da utilizzo (cat. C4) [kg/ml]</b>			<b>1375</b>

Si riporta di seguito il telaio che si trova nelle condizioni di sollecitazione peggiori.

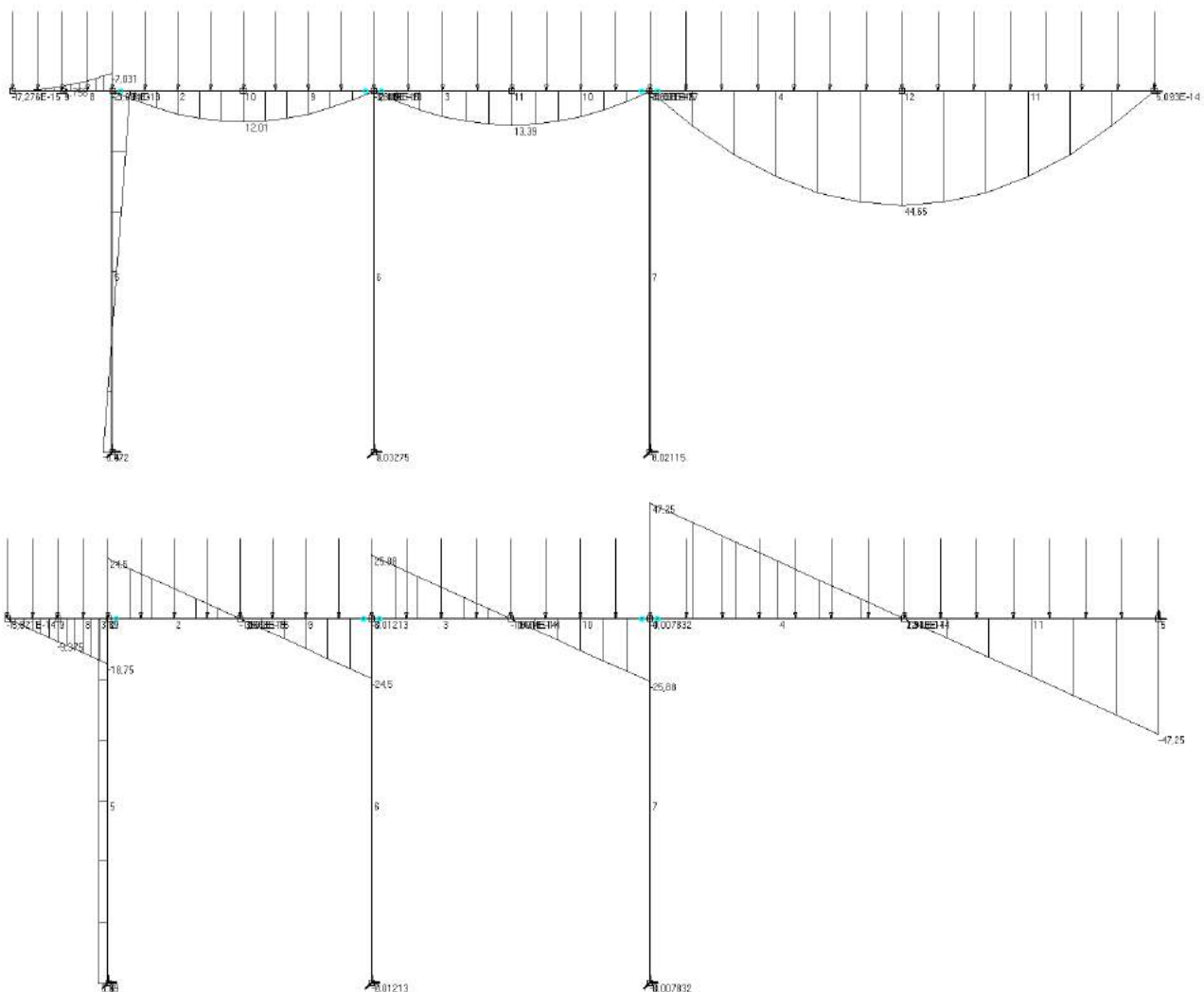


Figura 68 - Diagramma delle sollecitazioni allo stato limite ultimo (Mmax = 44,6 kNm; Vmax = -47,2 kN)

Avendo previsto per i nodi trave colonna dei “nodi cerniera”, la verifica si può ricondurre a quella di una trave in doppio appoggio. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio.

#### VERIFICA TRAVI PRINCIPALI: HEB140 - Acciaio S275

VERIFICA	TRAVE PRINCIPALE	L=	380 cm	L <sub>infl.</sub> =	275 cm
note: Verifica trave in doppio appoggio					
<b>CONDIZIONI DI CARICO</b>					
g1k	Carichi permanenti strutturali				0,34 kN/ml
G2k	Carichi permanenti non strutturali				0,80 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante				5,00 kN/mq
<b>Combinazioni di carico</b>					
qSLU	SLU - Combinazione fondamentale				24,37 kN/ml
qSLE rara	SLE - Combinazione rara				16,29 kN/ml
qSLE QP	SLE - Combinazione quasi permanente				10,79 kN/ml
<b>GEOMETRIA E CARATTERISTICHE INERZIA SEZIONE</b>					
Tipo di Profilo					HEB 140
b	Larghezza				140 mm
h	Altezza				140 mm
W	Peso				34,4 kg/m
A	Area				43,0 cm <sup>2</sup>
Av	Area resistente a Taglio				13,1 cm <sup>2</sup>
Jy	Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale				1509,0 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento di inerzia rispetto all'asse verticale				550,0 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale				215,6 cm <sup>3</sup>
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale				78,6 cm
iy	Raggio di inerzia direzione forte				5,9 cm
iz	Raggio di inerzia direzione debole				3,6 cm
<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO S275(t&lt;40mm)</b>					
f <sub>yk</sub>	Tensione caratteristica di snervamento				275 MPa
f <sub>tk</sub>	Tensione caratteristica di rottura				430 MPa
E	Modulo Elastico				210000 MPa
G	Modulo Elastico tangenziale				81000 MPa
<b>CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)</b>					
Classe	(in funzione della capacità di deformazione in campo plastico)				3
Metodo per il calcolo della Capacità Resistente					(E)
Metodo di Analisi Globale					(E)
γ <sub>M0</sub>	Coeff. di sicurezza parziale materiali				1,05
γ <sub>M1</sub>	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per instabilità)				1,05
γ <sub>M2</sub>	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per sezioni tese, indebolite dai fori)				1,25
<b>SOLLECITAZIONI MASSIME</b>					
M <sub>yEd</sub>	Momento flettente lungo y				44,65 kNm
V <sub>Ed</sub>	Taglio				47,25 kN
<b>RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE</b>					
f <sub>yd</sub>	Tensione di progetto di snervamento				262 Mpa
f <sub>td</sub>	Tensione di progetto di rottura				220 Mpa
f <sub>td</sub>	Tensione di progetto di rottura				344 Mpa
δ <sub>max</sub>	≤L/250				15 mm
δ <sub>2</sub>	≤L/300				13 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA				
Flessione monoassiale - [4.2.12-14] NTC2018				
$M_{Ed}$	44,65 kNm			
$M_{el,Rd}$	56,47 kNm	Mom. resistente di snervamento di progetto		VERIFICA
$M_{b,Rd}$	55,13 kNm	Mom. resistente per fenomeni di instabilità	0,81	SODDISFATTA
Taglio - [4.2.17] NTC2018				
$V_{Ed}$	47 kN			VERIFICA
$V_{C,Rd}$	198 kN	Taglio resistente	0,24	SODDISFATTA
VERIFICHE DI DEFORMABILITA'				
Freccia istantanea [4.4.7] NTC2018				
			VERIFICA	
$\delta_{max\_C.RARA}$	14,00 mm	< L/250	F.S 0,92	SODDISFATTA
$\delta_{2\_Q}$	12,00 mm	< L/300	F.S 0,95	SODDISFATTA

Per quanto riguarda l'instabilità a flessione delle travi principali si ritiene tale verifica superflua in quanto l'ala superiore della HEAB (ovvero quello compressa) può ritenersi sufficientemente vincolata lateralmente dalla presenza al di sopra di essa dell'orditura di travetti.

#### VERIFICA PILASTRI: HEB140 - Acciaio S275

Le condizioni di carico e le caratteristiche della sezione resistente sono analoghe a quelle precedenti, pertanto si riportano di seguito la verifica a pressoflessione del pilastro più sollecitato.

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)				
Classe	(in funzione della capacità di deformazione in campo plastico)			3
Metodo per il calcolo della Capacità Resistente				(E)
Metodo di Analisi Globale				(E)
$\gamma_{M0}$	Coeff. di sicurezza parziale materiali			1,05
$\gamma_{M1}$	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per instabilità)			1,05
$\gamma_{M2}$	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per sezioni tese, indebolite dai fori)			1,25
CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'				
per aste compresse (4.2.4.1.3.1 NTC 2018)				
L	Lunghezza asta			280 cm
$L_0$	Lunghezza libera di inflessione			196 cm
	(cerniera/incastro)			con $\beta = 0,7$
$\lambda$	Snellezza ( $\lambda < 150$ per pilastri principali)			54,4 -
$\lambda_1$	Snellezza critica			86,8 -
	Snellezza adimensionale			0,63 -
$\alpha$	Fattore di imperfezione	con Curva di Instabilità:	c	0,49 -
$\Phi$				0,80 -
$\chi$	Coefficiente riduttivo per instabilità di compressione			0,77 -

SOLLECITAZIONI MASSIME				
$M_{yEd}$	Momento flettente lungo y		3,50	kNm
$V_{Ed}$	Taglio		3,90	kN
$N_{Ed}$	Compressione		43,00	kN

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE				
$f_{yd}$	Tensione di progetto di snervamento		262	Mpa
$f_{td}$	Tensione di progetto di rottura		220	Mpa
$f_{td}$	Tensione di progetto di rottura		344	Mpa

VERIFICHE DI RESISTENZA			
Stati di sforzo piani (travi) - [4.2.4]NTC2018			
$\sigma_{x,Ed}$	26,24 Mpa		
$\sigma_{z,Ed}$	0,00 Mpa		
$\tau_{Ed}$	2,98 Mpa		
$\sigma_{id,Ed}$	26,75 Mpa		
		<b>VERIFICA</b>	
		<b>0,08</b>	<b>SODDISFATTA</b>

Si riporta inoltre la verifica per instabilità a compressione del pilastro.

Compressione - [4.2.9] [4.2.42]NTC2018			
$N_{Ed}$	43 kN		
$N_{c,Rd}$	1125 kN	Resistenza di progetto a compressione	
$N_{b,Rd}$	480 kN	Resistenza di progetto ridotta per instabilità	
		<b>VERIFICA</b>	
		<b>0,09</b>	<b>SODDISFATTA</b>

#### VERIFICA DELLE CONNESSIONI: Connessione Trave-Colonna

Come detto in precedenza, da progetto il vincolo che si è voluto realizzare tra pilastro e trave è del tipo cerniera. Tale condizione, operativamente, si realizza tramite un giunto costituito da squadrette bullonate all'ala della colonna ed all'anima della trave. Si adottano bulloni M12 di classe 8.8 ( $f_{tk} = 800$  MPa) e squadrette 50x80x5mm in acciaio S275 ( $f_{yk}=275$  MPa;  $f_{tk}=430$  MPa). Di seguito si riportano le verifiche, per una massima sollecitazione di taglio pari a  $R=V_{max}=47,25$  kN:

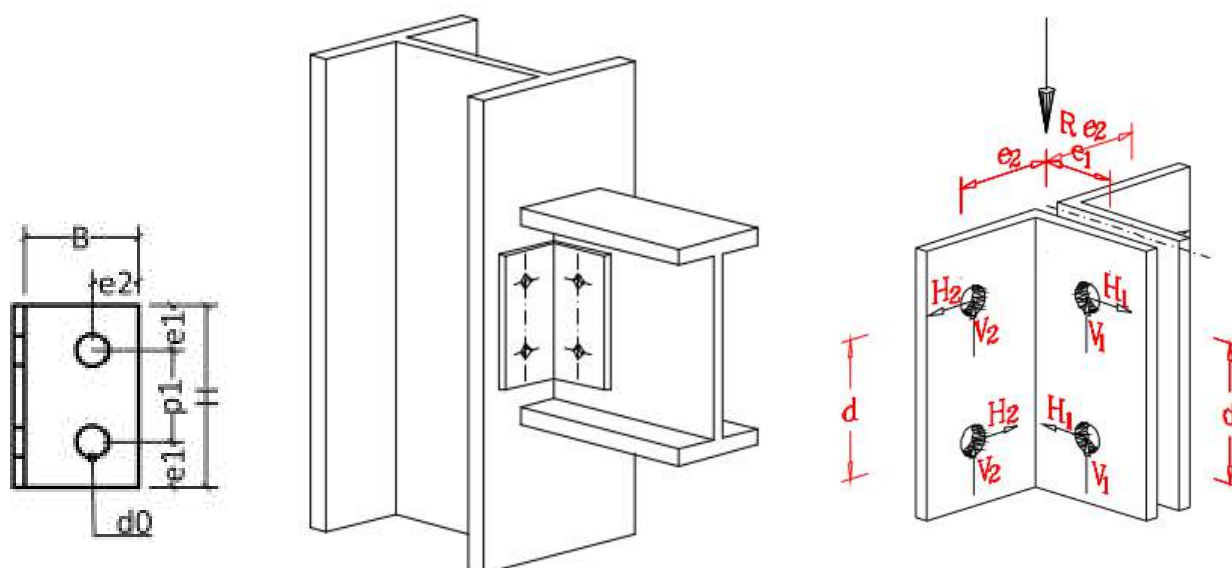


Figura 69 - Dettaglio tipologico giunto trave-colonna e sollecitazioni sui bulloni

#### Dimensionamento squadretta (minimi da normativa):

$$d0 = 12\text{mm} + 1\text{mm} = 13 \text{ mm}$$

$$e1_{min} \geq 1,2 \cdot d0 = 15,6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{e1=20mm}$$

$$e2_{min} \geq 1,2 \cdot d0 = 15,6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{e2=20mm}$$

$$p1_{min} \geq 2,2 \cdot d0 = 28,6 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{p1=40mm}$$

$$\mathbf{H = 80 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{B = 50 \text{ mm}}$$

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI BULLONI:

$$V1 = V2 = R/4 = 47,25 \text{ kN}/4 = 11,8 \text{ kN}$$

$$H1 = H2 = (R/2) * (e/d) = 11,8 \text{ kN}; \text{ con } e1=e2=e=20\text{mm e } d=p1=40\text{mm}$$

$$F_{v,Ed}=F1=F2= \sqrt{2} * 11,8 \text{ kN} = 16,7 \text{ kN} - \text{Forza sollecitante il bullone}$$

VERIFICA A TAGLIO [4.2.63 NTC2018]

$$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{tbk} * A_{res} / \gamma_{M2} = 32,4 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 16,7 \text{ kN}$$

$$(\text{con } f_{tbk}=800 \text{ MPa}; A_{res}(M12)=84,3 \text{ mm}^2; \gamma_{M2}=1,25)$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A RIFOLLAMENTO [4.2.67 NTC2018]

$$F_{b,Rd} = k * \gamma * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 25,8 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 16,7 \text{ kN}$$

$$(\text{con } f_{tk}=430 \text{ MPa}; k = 2,5; \gamma=0,5; d=12\text{mm}; t=5\text{mm}; \gamma_{M2}=1,25)$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DELLE CONNESSIONI: Connessione di Base

La connessione di base delle colonne costituenti la struttura del sottopalco saranno realizzata attraverso una doppia piastra di base in acciaio S275 e tirafondi M16 classe 8.8 ancorati nella sottostante platea di calcestruzzo C25/30.

Si considerano le sollecitazioni più gravose agenti alla base dei pilastri. Per quanto riguarda l'azione sismica, inoltre, si considera il pilastro caratterizzato dall'area di influenza maggiore ( $A_{infl} = 9.1 \text{ mq}$ ).

Il peso sismico complessivo sul pilastro più caricato sarà dato da:

- $g1=0,34 \text{ kN/ml} * 2,80 \text{ m} = 0,95 \text{ kN}$  (peso proprio del pilastro)
- $g1= 0,34 \text{ kN/ml}/2,10 \text{ m} * A_{infl} = 0,2 \text{ kN/mq} * 9,1 \text{ mq} = 1,8 \text{ kN}$  (peso proprio delle travi)
- $g2=0,80 \text{ kN/mq} * 9,1 \text{ mq} = 7,3 \text{ kN}$  (carichi permanenti non strutturali)
- $qk=5 \text{ kN/mq} * 9,1 \text{ mq} = 45 \text{ kN}$

$$P_{SISMICO} = g1+g2+\gamma_{21}qk = (0,95+1,8) \text{ kN} + 7,3 \text{ kN} + 0,6*45\text{kN} = (2,75+7,3+27) \text{ kN} \approx 37 \text{ kN}$$

Tale peso si traduce in una forza statica equivalente sul pilastro pari a:

$$F_{SISMICA} = P_{SISMICO} * S_{ag(PVR)} = 37 \text{ kN} * 0,179[g] = 6,6 \text{ kN}$$

Nell'ipotesi semplificata e a vantaggio di sicurezza si considera lo schema a mensola del pilastro, ottenendo la massima sollecitazione flettente pari a  $M=6,6\text{kN}*2,80\text{m}=18.5 \text{ kNm}$

Il dimensionamento del giunto di base avviene sulla base delle sollecitazioni massime al piede della colonna:

Caratteristica della sollecitazione	N [kN]	M[kNm]
Nmax	61	0
Mmin	43	3,5
Mmax	37	18,5



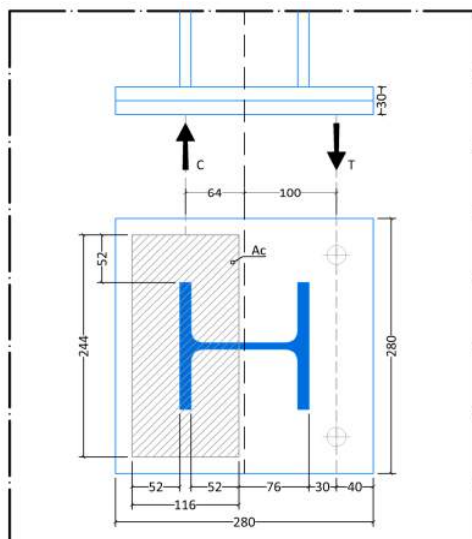


Figura 70 - Schema con geometria piastra di base pilastri

Dimensionamento della piastra di base

L'area efficace in compressione al di sotto della piastra di base è data da:

$$c \leq t * (f_{yd} / (3,0 * f_{jd}))^{0,5}$$

con  $f_{jd} = \beta_j f_{Rdu}$  pari alla resistenza di contatto del giunto e  $\beta_j = 2/3$

Dove  $f_{Rdu}$ , la resistenza ultima a compressione della del calcestruzzo può essere assunta pari a  $f_{Rdu} = 3,0 * f_{cd}$

Nel caso in esame adottando calcestruzzo C25/30 si ha:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{Rdu} = 3 * 14,2 = 42,6 \text{ MPa}$$

$$f_{jd} = (2/3) * 42,6 \text{ MPa} = 28,4 \text{ MPa}$$

La larghezza c della zona di contatto addizionale (sbalzo massimo della piastra rispetto al pilastro) vale:

$$c \leq 30 \text{ mm} * ((275/1,05) / (3,0 * 28,4 \text{ MPa}))^{0,5} = 52,5 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{52 \text{ cm}}$$

Si scelgono le dimensioni efficaci della piastra di base: 280x280x30 mm.

Verifica a pressoflessione

Consideriamo la condizione in cui si ha  $M_{max}$ , le sollecitazioni sono quindi **NEd = 37 kN** e **MEd = 18,5 kNm**.

Si sceglie di adottare 2 tirafondi M16 classe 8.8, disposti come nella Figura 70, aventi resistenza:

$$F_{t,Rd} = 2 * (0,9 * f_{tbk} * A_{res}) / \gamma_{Mb} = 2 * 0,9 * 800 * 157 \text{ mm}^2 / 1,25 = 2 * 90,4 \text{ kN} = 180,8 \text{ kN}$$

La resistenza della zona compressa è:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} * A_c = 28,4 \text{ MPa} * 28304 \text{ mm}^2 = 803,8 \text{ kN}$$

Per l'equilibrio alla traslazione deve risultare  $C - T \geq N_{Ed} = 37 \text{ kN}$ . Poiché risulta  $F_{c,Rd} - F_{t,Rd} = 623 \text{ kN} > N_{Ed}$  la componente di trazione governa l'equazione.

Posto  $T = F_{t,Rd}$  risulta  $C = T + N_{Ed} = 180,8 \text{ kN} + 37 \text{ kN} = 217,8 \text{ kN}$

da cui  $MRd = T \cdot zT + C \cdot zc = 180,8 \text{ kN} \cdot 0,1 \text{ m} + 217,8 \text{ kN} \cdot 0,064 \text{ m} = 32,7 \text{ kNm} > MEd = 18,5 \text{ kNm}$

VERIFICA SODDISFATTA

#### Verifica a flessione della piastra per effetto del momento indotto dai tirafondi

$MEd = Ft, Rd \cdot d = 180,8 \text{ kN} \cdot 0,04 \text{ m} = 7,2 \text{ kNm}$

$MRd = (f_{yd} \cdot w_{el}) / \gamma_{M0} = (275 \text{ MPa} \cdot 42 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) / 1,05 = 11 \text{ kNm} > MEd$

con  $w_{el} = (280 \cdot 30^2) / 6 = 42 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

VERIFICA SODDISFATTA

#### Trasmissione del taglio

L'azione tagliante è trasmessa dalla colonna alla fondazione tramite la resistenza a taglio dei tirafondi. La massima azione tagliante la si ottiene in condizioni sismiche ed è pari a  $VEd = 6,6 \text{ kN}$  e  $TEd = MEd / 0,9d = 18,5 \text{ kNm} / 0,9 \cdot 0,13 \text{ m} = 158 \text{ kN}$ . Si riporta di seguito la verifica a trazione e taglio dei tirafondi. Si affida la trasmissione del taglio ai soli bulloni in zona compressa, ovvero ai 2 M16 classe 8.8:

$Fv, Rd = 2 \cdot 0,5 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 2 \cdot 0,5 \cdot 800 \cdot 157 \text{ mm}^2 / 1,25 = 2 \cdot 50,2 \text{ kN} = 100,4 \text{ kN}$

$Ft, Rd = 180,8 \text{ kN}$

$(Fv, Ed / Fv, Rd + Ft, Ed / 1,4 Ft, Rd) = 6,6 / 100,4 + 158 / 253,1 = 0,68 \leq 1$

VERIFICA SODDISFATTA

Non essendoci una profondità sufficiente per garantire una lunghezza di ancoraggio adeguata per i tirafondi, si adotta un ancoraggio con piastra di estremità, ovvero si prevede la presenza di un rondellone di diametro 100x5 mm, che trasmetta il tiro sfruttando la compressione del calcestruzzo.

#### Resistenza a compressione del calcestruzzo

$Ac \cdot f_{Rdu} = 42,6 \text{ MPa} \cdot 7649 \text{ mm}^2 = 325,8 \text{ kN} > F_{tRd}(1M16) = 90,4 \text{ kN}$

con  $Ac = \pi \cdot (D^2 - \phi^2) / 4 = \pi (100^2 - 16^2) / 4 = 7649 \text{ mm}^2$

#### 7.2.2 Verifica della platea di fondazione nel sottopalco (zona palcoscenico)

Si verifica una striscia di soletta di 2,75 m di larghezza (pari alla luce di influenza del telaio più caricato considerato nelle verifiche al paragrafo precedente) e 0,30 m di altezza come una trave di luce  $L = 8,5 \text{ m}$  soggetta ad un carico uniformemente distribuito dato dalle tensioni sul terreno.

Di seguito si riportano gli scarichi dei singoli pilastri allo SLU:

$N_{PIL.1} = 43 \text{ kN}$        $N_{PIL.2} = 50 \text{ kN}$        $N_{PIL.2} = 73 \text{ kN}$

Il peso proprio della striscia di platea considerata è:

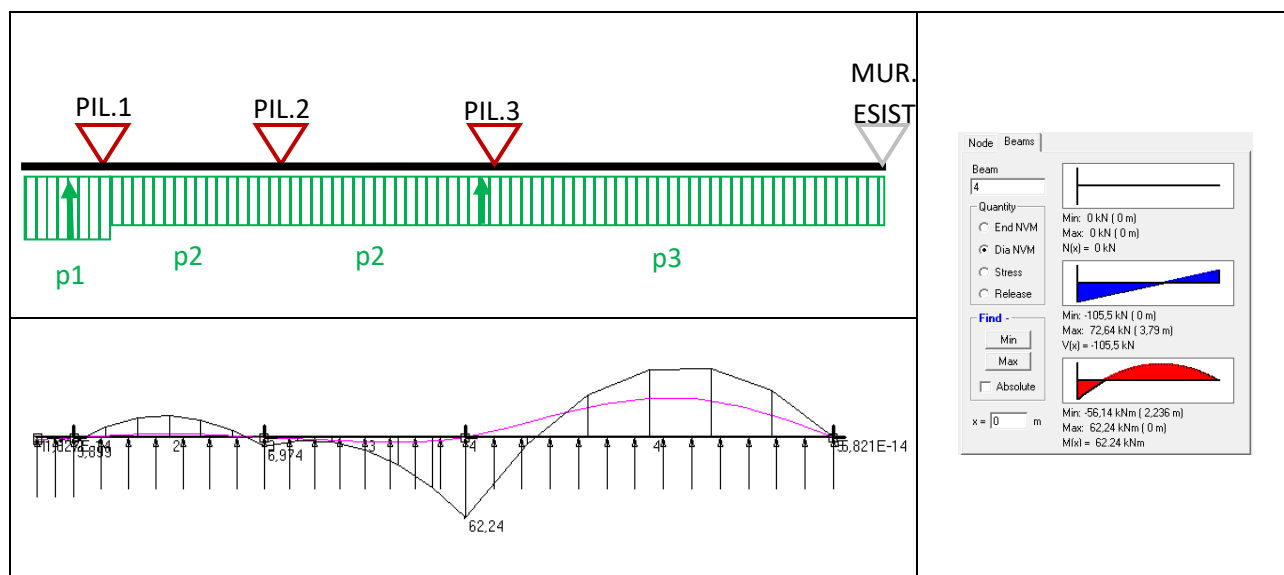
$G1 = 2,75 \cdot 0,25 \cdot 25 \text{ kN/mc} = 17,2$

Si ammette che il carico dato da ogni pilastro si ripartisca uniformemente sulla metà delle campate adiacenti.

$p1, SLU = 1,3 \cdot G1, platea + 43 \text{ kN} / (0,38 + (1,96/2)) \text{ m} = 54 \text{ kN/m}$

$$p_{2,SLU} = 1,3 \cdot G_{1,platea} + 50 \text{ kN} / ((1,96+2,07)/2) \text{ m} = 47 \text{ kN/m}$$

$$p_{2,SLU} = 1,3 \cdot G_{1,platea} + 73 \text{ kN} / ((2,07+3,78)/2) \text{ m} = 47 \text{ kN/m}$$



### Verifica allo SLU per azioni flettenti

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 275 cm ed altezza pari a 30 cm.

L'armatura di calcolo in direzione longitudinale e trasversale è assunta come segue:

- $\phi 12/20$  superiori ( $A_{s,sup} = 14,7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,1\% A_c = 7 \text{ cm}^2$ )
- $\phi 12/20$  inferiori ( $A_{s,inf} = 14,7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,1\% A_c = 7 \text{ cm}^2$ )

Il copriferro netto è assunto pari a 30mm.

Il momento flettente di calcolo è pari a  **$M_{s,d} = 62,4 \text{ kNm}$**

**Titolo :**

**N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	275	30	1	14,70	3
			2	14,70	27

**Sollecitazioni**

S.L.U. **Metodo n**

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$E_{su}$  67,5 %  $E_{c2}$  2 %  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $E_{cu}$  3,5 %  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  14,17 %  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 [?]  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 %  $\tau_{co}$  0,6  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{c1}$  1,829

**M<sub>xRd</sub>** 153,5 kNm

$\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 %  
 $\epsilon_s$  34,48 %  
d 27 cm  
x 2,488 x/d 0,09216  
 $\delta$  0,7

**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Barre**

N°  $\phi$

13 12  
0 8  
0 8  
As 14,70 Calcola  
Inserisci

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

Il momento resistente è  **$MR_d = 211 \text{ kNm} > 62,4 \text{ kNm}$**

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica allo SLU per taglio

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5.1 è stata condotta la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglienti per elementi senza armatura trasversale a taglio.

L'azione tagliente di progetto è  $V_{sd} = 105,5 \text{ kN}$ .

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$b_w = 2750 \text{ mm}$ ;  $d = 270 \text{ mm}$ ;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200\text{mm}/270\text{mm})^{1/2} = 1,86 < 2$ ;

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 14,7 \text{ cm}^2/(275 \cdot 22) \text{ cm}^2 = 0,002 \text{ (0,2\%)}$ ;

$\sigma_{cp} = 0$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_c = 1,5$ ;

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (1,95)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,5 \text{ MPa}$

$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 25)^{1/3} / \gamma_c] \cdot 2750\text{mm} \cdot 270\text{mm}; [0,5 \text{ MPa} \cdot 2750\text{mm} \cdot 270\text{mm}] \} = 423 \text{ kN}$

**$V_{Rd} = 423 \text{ kN} > V_{sd} = 105,5 \text{ kN}$**

VERIFICA SODDISFATTA

## 7.2.2.1 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

*Comb.caratteristica/quasi perm.:*

$p_{1,SLE} = G_{1,platea} + 31 \text{ kN}/(0,38 + (1,96/2))\text{m} = 40 \text{ kN/m}$

$p_{2,SLE} = G_{1,platea} + 36 \text{ kN}/((1,96 + 2,07)/2)\text{m} = 35 \text{ kN/m}$

$p_{2,SLUE} = G_{1,platea} + 52 \text{ kN}/((2,07 + 3,78)/2)\text{m} = 35 \text{ kN/m}$

Le sollecitazioni sono:

**$M_{Ed} = 46,4 \text{ kNm}$**

**$V_{Ed} = 78,6 \text{ kN}$**

Verifica delle tensioni

Si verificano le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio.

*Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls:*  $\sigma_c = 2,27 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$

*Verifica delle tensioni massime di trazione sull'acciaio:*  $\sigma_s = 89,7 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifiche di fessurazione

Si esegue la verifica in condizioni ambientali ordinarie per la combinazione quasi permanente con un limite massimo delle aperture pari a  $w_{\max} = w_2 = 0,3\text{ mm}$  (Armatura poco sensibile).

La verifica è condotta attraverso calcolo indiretto, ovvero limitando la tensione nell'acciaio d'armatura, come consentito dalle NTC2018 paragrafo 4.1.2.2.4.5 e con riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III della circolare esplicativa, di seguito riportate.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4\text{ mm}$	$w_2 = 0,3\text{ mm}$	$w_1 = 0,2\text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4\text{ mm}$	$w_2 = 0,3\text{ mm}$	$w_1 = 0,2\text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione massima nell'acciaio indotta dalle sollecitazioni per la combinazione quasi permanente è pari a  $\sigma_s = 89,7\text{ MPa}$ , quindi il diametro adottato ( $\phi 12$ ) è inferiore a quello massimo utilizzabile ( $\phi 25$ ). Inoltre la spaziatura massima tra le barre  $300\text{ mm} > 200\text{ mm}$  (spaziatura adottata).

## 7.2.2.2 Verifica delle tensioni sul terreno

Si verifica la tensione media del terreno data dal carico della struttura del palcoscenico su di un'impronta di  $2,75 \times 8,5\text{ mq}$ .

$$\text{PSLU} = 148\text{ kN} \rightarrow \sigma_{\text{Terreno}} = 0,01\text{ MPa} = 0,1\text{ Kg/cmq} < \sigma_d = 1,2\text{ Kg/cmq}$$

### 7.2.3 Verifica della struttura del vano UTA nel sottopalco

Si realizza nel sottopalco sul lato verso il cortile nord un nuovo volume nel quale sarà collocata l'Unità di trattamento Aria (UTA). Le dimensioni in pianta del nuovo volume sono di 4,1x6,6 mq per un'altezza di 2,9m.

La struttura sarà realizzata in setti di calcestruzzo armato classe C25/30 XC2 S4 di spessore 20 cm fondati su di una platea di spessore 25 cm. La copertura sarà realizzata in soletta piena di spessore 20 cm.

Il piano di fondazione del nuovo corpo è posto a quota -2,56m, inferiore al livello di falda (-2,44m). Pertanto si dispone la realizzazione di pozzetti di ispezione.

#### 7.2.3.1 Analisi dei carichi

##### Pareti in c.a

Strato	H [m]	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/ml]
Peso proprio	3,1	20	2500	1550
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>				<b>1550</b>
Intonaco	3,1	3	2000	186
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>				<b>186</b>

##### Soletta superiore

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio	20	2500	500
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>500</b>
Incidenza travetti in legno	10		11,3
Tavolato ligneo	3	500	15
Zeppe in legno	variabile		10
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>36,3</b>
<b>Accidentali da utilizzo Qk (Cat. C4) [kg/mlq]</b>			<b>500</b>

#### 7.2.3.2 Verifica pareti laterali

##### Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si verifica, a vantaggio di sicurezza, un modello statico del tipo a appoggio-appoggio di luce pari a 2,90 m, soggetta ai carichi riportati di seguito.

##### *Parete laterale (lungh. unitaria):*

Peso proprio  $G1 = 1550 \text{ kg/ml} \cdot 1,0\text{m} = 1550 \text{ kg} = 15,5 \text{ kN}$

Intonaco  $G2 = 186 \text{ kg/ml} \cdot 1,0\text{m} = 186 \text{ kg} = 1,9 \text{ kN}$

##### *Soletta di copertura:*

Peso proprio  $G1 = 500 \text{ kg/mq} \cdot (1,0 \cdot 6,6) \text{mq} / 2 = 1650 \text{ kg} = 16,5 \text{ kN}$

Finiture: Massetto e pavimentazione  $G2 = 70 \text{ kg/mq} \cdot (1,0 \cdot 6,6) \text{mq} / 2 = 231 \text{ kg} = 2,30 \text{ kN}$

Accidentali  $Q = 400 \text{ kg/mq} \cdot (1,0 \cdot 6,6) \text{mq} / 2 = 1320 \text{ kg} = 13,2 \text{ kN}$

I carichi agenti sulla parete nella combinazione allo SLU sono il peso della parete e della soletta applicato assialmente pari a:



$$\begin{aligned} P,SLU &= 1,3 (G1,parete+ G1,soletta)+1,5(G2,intonaco+G2,finiture) +1,5(Q,soletta) \\ &= (41,6+6,3+19,8) \text{ kN} = \mathbf{67,7 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Inoltre si considera una componente flettente accidentale pari a  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ , con  $e = \max\{L_0/200; 20\text{mm}\}$ .

$$L_0=L=2900\text{mm}; e= \max\{2900/200; 20\text{mm}\} = \max\{14,5 \text{ mm}; 20\text{mm}\} = 20\text{mm}$$

Le sollecitazioni allo SLU sono quindi:

$$N_{Ed} = \mathbf{67,7 \text{ kN}} \quad M_{Ed} = \mathbf{67,7 \cdot 0,02\text{m} = 1,35 \text{ kNm}}$$

Si considera inoltre una sollecitazione flettente accidentale pari a

**Le verifiche sono svolte su di una sezione di 100 cm di larghezza e 20 cm di altezza armata con  $\phi$  12/20 nelle due direzioni sia all'intradosso che all'estradosso.**

La verifica è condotta considerando la parete come un elemento soggetto a compressione assiale. Al fine di considerare la componente flettente accidentale si utilizza per il calcolo della resistenza a compressione la formula [C.4.1.11] riportata nella Circolare esplicativa n.7/2019.

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_{s,tot} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot (1000 \cdot 200) \text{ mm}^2 \cdot 14,17 \text{ MPa} + (5,65+5,65) \text{ mm}^2 \cdot 391,3 \text{ MPa} = 2272 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \mathbf{2272 \text{ kN} > 67,7 \text{ kN}}$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### 7.2.3.3 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

$$\begin{aligned} \text{Comb.caratteristica/quasi perm.: } & (G1,parete+ G1,soletta)+(G2,intonaco+G2,finiture) +(Q,soletta) \\ &= (32+4,2+13,2) \text{ kN} = \mathbf{49,4 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Le sollecitazioni sono:

$$N_{Ed} = \mathbf{49,4 \text{ kN}} \quad M_{Ed} = \mathbf{N_{Ed} \cdot 0,02\text{m} = 1,0 \text{ kNm}}$$

La sezione è tutta compressa, quindi si verificano solo le tensioni sul calcestruzzo

#### Verifica delle tensioni

$$\text{Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls: } \sigma_c = 0,36 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

## 7.2.3.4 Verifica della soletta superiore

## Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si verifica una striscia di soletta di 1,0 m di larghezza e 0,20m di altezza come una trave di luce  $L=6,4\text{m}$  soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot (G_2 + Q) \cdot 1,0\text{m} = [1,3(500)\text{kg/mq} + 1,5 \cdot (36,3 + 500)\text{kg/mq}] \cdot 1,0\text{m} = 1545\text{ kg/m} = 15,5\text{ kN/m}$$

La soletta sarà armata con 1+1 $\phi$ 20/20 nelle due direzioni.

## Verifica per flessione semplice

$$M_{Ed} = 79,4\text{ kNm} < M_{Rd} = 92,3\text{ kNm}$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	3
2	15,71	17

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Barre**  
 N°   $\phi$    
   
   
 As  Calcola  
 Inserisci

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$    
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
☐ Precompresso

## Verifica per taglio

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5.1 è stata condotta la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti per elementi senza armatura trasversale a taglio.

L'azione tagliante di progetto è  $V_{Ed} = 49,6\text{ kN}$ .

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$b_w = 1000 \text{ mm}$ ;  $d = 170 \text{ mm}$ ;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200\text{mm}/170\text{mm})^{1/2} = 2,08 > 2$ , quindi  $k=2$ ;

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 15,71 \text{ cm}^2 / (100 \cdot 17) \text{ cm}^2 = 0,01 (\leq 0,02)$ ;

$\sigma_{cp} = 0$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_c = 1,5$ ;

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (2,0)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,3 \text{ MPa}$

$V_{Rd} = \max\{[0,18 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 25)^{1/3} / 1,5] \text{ MPa} \cdot 1000\text{mm} \cdot 170\text{mm}; [0,3 \text{ MPa} \cdot 1000\text{mm} \cdot 170\text{mm}]\} = 119,3 \text{ kN}$

**$V_{Rd} = 1119,3 \text{ kN} > V_{sd} = 49,6 \text{ kN}$**

VERIFICA SODDISFATTA

#### 7.2.3.5 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

*Comb.caratteristica/quasi perm.:*  $q, SLE = 10,4 \text{ kN/ml}$

Le sollecitazioni sono:

**$M_{Ed} = 53,3 \text{ kNm}$**

**$V_{Ed} = 33,3 \text{ kN}$**

#### Verifica delle tensioni

Si verificano le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio.

*Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls:*  $\sigma_c = 7,88 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$

*Verifica delle tensioni massime di trazione sull'acciaio:*  $\sigma_s = 196,3 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

VERIFICA SODDISFATTA

#### Verifiche di fessurazione

Si esegue la verifica in condizioni ambientali ordinarie per la combinazione quasi permanente con un limite massimo delle aperture pari a  $w_{\max} = w_2 = 0,3\text{mm}$  (Armatura poco sensibile).

La verifica è condotta attraverso calcolo indiretto, ovvero limitando la tensione nell'acciaio d'armatura, come consentito dalle NTC2018 paragrafo 4.1.2.2.4.5 e con riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III della circolare esplicativa, di seguito riportate.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione massima nell'acciaio indotta dalle sollecitazioni per la combinazione quasi permanente è pari a  $\sigma_s=196,3$  MPa, quindi il diametro adottato ( $\phi 20$ ) è inferiore a quello massimo utilizzabile ( $\phi 25$ ). Inoltre la spaziatura massima tra le barre 250mm > 200mm (spaziatura adottata).

#### 7.2.4 Verifica della platea di fondazione nel sottopalco (zona vano UTA)

##### 7.2.4.1 Analisi dei carichi

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio	25	2500	625
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>625</b>
Gruppo UTA (300 kg in 5,2mq)	-	-	60
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>60</b>
<b>Accidentali da utilizzo (Manutenzione) Qk [kg/mq]</b>			<b>50</b>

##### 7.2.4.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si verifica una striscia di soletta di 1,0 m di larghezza e 0,25m di altezza come una trave di luce  $L= 6,4$ m soggetta ad un carico uniformemente distribuito dato dalle tensioni sul terreno.

Parete longitudinale:  $G1 = 1550 \text{ kg/ml} \cdot (6,4\text{ml}) = 9920 \text{ kg} = 99,2 \text{ kN}$

$G2 = 186 \text{ kg/ml} \cdot (6,4\text{ml}) = 1190,4 \text{ kg} = 11,9 \text{ kN}$

Soletta superiore:  $G1 = 500 \text{ kg/mq} \cdot (4,1 \cdot 6,6)\text{mq} = 14520 \text{ kg} = 145 \text{ kN}$

$G2 = 36,3 \text{ kg/mq} \cdot (4,1 \cdot 6,6)\text{mq} = 1054 \text{ kg} = 10,5 \text{ kN}$

$Q = 500 \text{ kg/mq} \cdot (4,1 \cdot 6,6)\text{mq} = 14520 \text{ kg} = 145 \text{ kN}$

Soletta inferiore:  $G1 = 625 \text{ kg/mq} \cdot (4,1 \cdot 6,6)\text{mq} = 16912,5 = 169 \text{ kN}$

$G2$  (gruppo UTA) = 300 kg = 3kN

$Qk = 50 \text{ kg/mq} \cdot (4,1 \cdot 6,6)\text{mq} = 1452 \text{ kg} = 14,5 \text{ kN}$

PSLU, vano UTA =  $1,3 \cdot (99,2 + 145 + 169) \text{ kN} + 1,5 \cdot [(11,9 + 10,5 + 3) + 14,5] \text{ kN} = 597 \text{ kN}$

qSLU, vano UTA =  $597 \text{ kN} / (4,1 \cdot 6,6 \text{ m}) \cdot 1,0 \text{ m} = 22,1 \text{ kN/m}$

La soletta sarà armata con 1+1φ20/20 nelle due direzioni.

Nella verifica si considera un certo grado di incastro per cui il momento viene considerato pari  $M = qL^2/10$ .

Verifica a flessione semplice

**MEd = 90,5 kNm < MRd = 123 kNm**

**Titolo :**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	3
2	15,71	22

**Sollecitazioni**  
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

**N<sub>Ed</sub>**  **kN**  
**M<sub>xEd</sub>**  **kNm**  
**M<sub>yEd</sub>**  **kNm**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm]  xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
**ε<sub>su</sub>**  ‰ **ε<sub>c2</sub>**  ‰  
**f<sub>yd</sub>**  N/mm² **ε<sub>cu</sub>**  ‰  
**E<sub>s</sub>**  N/mm² **f<sub>cd</sub>**  N/mm²  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>**  **f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>**  ?  
**ε<sub>syd</sub>**  ‰ **σ<sub>c,adm</sub>**  N/mm²  
**σ<sub>s,adm</sub>**  N/mm² **τ<sub>co</sub>**  N/mm²  
**τ<sub>c1</sub>**  N/mm²

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

**σ<sub>c</sub>**  N/mm²  
**σ<sub>s</sub>**  N/mm²  
**ε<sub>c</sub>**  ‰  
**ε<sub>s</sub>**  ‰  
**d**  cm  
**x**  **x/d**   
**δ**

**N° rett.**   
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>**  cm **Col. modello**  
☐ Precompresso

Verifica a Taglio

**VEd = 70,7 kN**

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

**b<sub>w</sub> = 1000 mm; d = 220 mm;**

**k = 1 + (200/d)<sup>1/2</sup> ≤ 2 = 1 + (200mm/220mm)<sup>1/2</sup> = 1,95;**

$$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d) = 15,71 \text{ cm}^2 / (100 \cdot 22) \text{ cm}^2 = 0,01 (< 0,02)$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,5;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (1,95)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \max\{[0,18 \cdot 1,95 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 25)^{1/3} / 1,5] \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm}\}; [0,5 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm}]\}$$

$$V_{Rd} = 150 \text{ kN} > V_{sd} = 70,7 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### 7.2.4.3 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

$$\text{Comb. caratteristica/quasi perm.: PSLE, vano UTA} = (99,2 + 145 + 169) \text{ kN} + (11,9 + 10,5 + 3) \text{ kN} + 14,5 \text{ kN} = 453 \text{ kN}$$

$$q_{\text{SLE, vano UTA}} = 453 \text{ kN} / (4,1 \cdot 6,6 \text{ m}) \cdot 1,0 \text{ m} = 16,7 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni sono:

$$M_{Ed} = 68,4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 53,4 \text{ kN}$$

#### Verifica delle tensioni

Si verificano le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio.

$$\text{Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls: } \sigma_c = 6,54 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Verifica delle tensioni massime di trazione sull'acciaio: } \sigma_s = 189 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### Verifiche di fessurazione

Si esegue la verifica in condizioni ambientali ordinarie per la combinazione quasi permanente con un limite massimo delle aperture pari a  $w_{max} = w_2 = 0,3 \text{ mm}$  (Armatura poco sensibile).

La verifica è condotta attraverso calcolo indiretto, ovvero limitando la tensione nell'acciaio d'armatura, come consentito dalle NTC2018 paragrafo 4.1.2.2.4.5 e con riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III della circolare esplicativa, di seguito riportate.

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-



**Tabella C4.1.III** -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_s = 0,4$ mm	$w_s = 0,3$ mm	$w_s = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione massima nell'acciaio indotta dalle sollecitazioni per la combinazione quasi permanente è pari a  $\sigma_s=189$  MPa, quindi il diametro adottato ( $\phi 20$ ) è inferiore a quello massimo utilizzabile ( $\phi 25$ ). Inoltre la spaziatura massima tra le barre  $250\text{mm} > 200\text{mm}$  (spaziatura adottata).

#### 7.2.4.4 Verifica delle tensioni sul terreno

Si verifica la tensione media del terreno data dal carico del vano UTA su di un impronta di  $4,1 \times 6,6$  mq.

$$\text{PSLU, vano UTA} = 597 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{Terreno}} = 0,02 \text{ MPa} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_d = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$$

### 7.2.5 Verifica ballatoi torre scenica

I ballatoi previsti da progetto lungo i due lati corti della torre scenica avranno una duplice funzione. Oltre infatti a garantire l'utilizzo della graticcia e della meccanica di scenica, avranno anche la funzione di controventamento orizzontale delle due pareti trasversali della torre scenica.

La struttura portante dei ballatoi sarà costituita da mensole, costituite da corrente orizzontale e saetta inclinata. Il piano di calpestio invece sarà realizzato con un doppio assito incrociato a 45° e connesso alla muratura tramite piatti in acciaio e spinotti.

Oltre ai carichi dovuti ai pesi permanenti su tali mensole agiscono i carichi accidentali di utilizzo per il ballatoio e quelli derivanti dai bilancini luci motorizzati, quest'ultimi pari a circa 150 kg concentrati.

#### ANALISI DEI CARICHI

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Doppio assito incrociato	(2,5+2,5) cm	600	30
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>30</b>

Inoltre si ricava il peso a metro lineare della balaustra:

Strato	Interasse mensole [cm]	q[kg/ml]	Q [kg]
Balaustra	130	25	32,5
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg]</b>			<b>32,5</b>
<b>Accidentali per utilizzo ballatoi (cat.C4) Q<sub>1</sub>[kg/mq]</b>			<b>400</b>
<b>Accidentali per bilancini motorizzati Q<sub>2</sub>[kg]</b>			<b>150</b>

Si individuano due condizioni di carico, entrambe allo stato limite ultimo, così definite:

1. Carichi permanenti (strutturali e non strutturali) e accidentali da utilizzo (cat. C4);
2. Carichi permanenti (strutturali e non strutturali) e accidentali dovuti ai bilancini motorizzati;

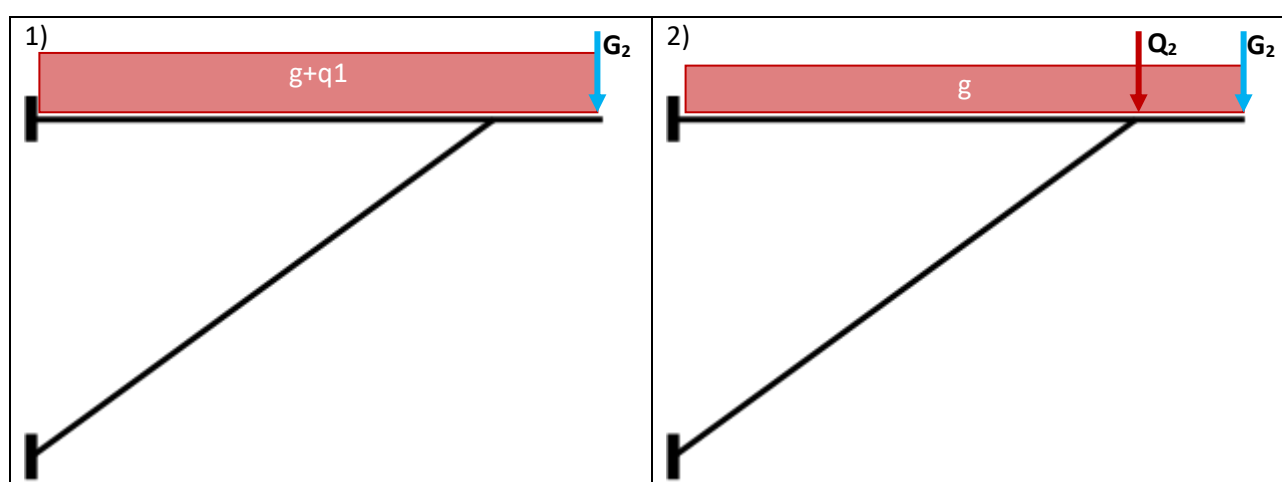


Figura 71 - Schema statico di calcolo della mensola del ballatoio

Le condizioni di sollecitazione più gravose si ottengono nel caso 1. Nel seguito si riportano le verifiche del corrente orizzontale e del puntone diagonale.

## VERIFICA CORRENTE ORIZZONTALE: Legno C24 sez. 15x20

SEZIONE RESISTENTE		
B	Base	15 cm
H	Altezza	20 cm
L	Luce	210 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	10000 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	5625 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	1000 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	750 cmc
A	Area	300 cm <sup>2</sup>
CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: C24
f <sub>m,k</sub>	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
f <sub>t,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
f <sub>t,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	4,0 MPa
f <sub>c,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
f <sub>c,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,6 MPa
f <sub>v,k</sub>	Resistenza caratteristica a taglio	3,4 MPa
E <sub>0,mean</sub>	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
E <sub>0,05</sub>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
E <sub>90,mean</sub>	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	390 MPa
G <sub>mean</sub>	Modulo di taglio medio	740 MPa
ρ <sub>k</sub>	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
ρ <sub>m</sub>	Massa volumica media	420 kg/mc

Combinazioni di carico		
q <sub>SLU</sub>	SLU - Combinazione fondamentale	8,55 kN/ml
q <sub>SLE rara</sub>	SLE- Combinazione rara	5,72 kN/ml
q <sub>SLE QP</sub>	SLE- Combinazione quasi permanente	3,64 kN/ml

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		media durata
k <sub>mod</sub>		0,80
k <sub>def</sub>	Coefficiente di deformabilità	0,60
k <sub>h</sub>	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,00
k <sub>m</sub>	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
l <sub>ef</sub>	Lunghezza efficace della trave	210 cm
σ <sub>m,crit.</sub>	Tensione di flessione critica	333 MPa
λ <sub>rel,m</sub>	Snellezza relativa di trave	0,27 -
k <sub>crit,m</sub>	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni			Tensioni		Geometria schema statico
M <sub>yEd</sub>	-1,90	kNm	σ <sub>m,y,d</sub>	1,90 MPa	n° campate 1
V <sub>zEd</sub>	6,60	kN	τ <sub>dz</sub>	0,33 MPa	L <sub>tot</sub> 210 cm
M <sub>zEd</sub>	0,00	kNm	σ <sub>m,z,d</sub>	0,00 MPa	α 0°
V <sub>yEd</sub>	0,00	kN	τ <sub>dy</sub>	0,00 MPa	
N <sub>Ed</sub>	12,19	kN	σ <sub>t,0,d</sub>	0,41 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE				
$f_{m,d}$	13,3 MPa	$u_{ist,max} = L/300$	7,00 mm	
$f_{v,d}$	1,81 MPa	$u_{fin,max} = L/200$	10,50 mm	
$f_{t,0,d}$	8,0 MPa			
VERIFICHE DI RESISTENZA				
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018				
$\sigma_{m,d}$	1,90 MPa	VERIFICA		
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	13,33 MPa	F.S	0,14	SODDISFATTA
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018				
$\sigma_{t,0,d}$	0,41 MPa	VERIFICA		
$\sigma_{m,y,d}$	1,90 MPa	a) F.S	0,19	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,15	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$	0,33 MPa	VERIFICA		
$\tau_{dz}$	0,00 MPa	F.S	0,18	SODDISFATTA
VERIFICHE DI DEFORMABILITA'				
Freccia istantanea [4.4.7] NTC2018				
$u_{inst\_Q\_RARA}$	0,30 mm	$< L/300$	VERIFICA	
			F.S	0,04 SODDISFATTA
Freccia finale [4.4.7] NTC2018				
$u_{inst\_C\_RARA}$	0,40			
$u_{inst\_C\_QP}$	0,20 mm			
$u_{creep}$	0,12 mm			
$u_{fin\_TOT}$	0,52 mm	$< L/200$	F.S	0,05 SODDISFATTA

**VERIFICA PUNTONE DIAGONALE: Legno C24 sez. 15x20**

Le caratteristiche della sezione resistente e delle caratteristiche meccaniche sono analoghe a quelle del corrente orizzontale, pertanto si riportano di seguito le sollecitazioni massime e la verifica del puntone compresso.

<b>CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'</b>		
<b>per elementi compressi (colonne)</b>		
$l_0$	Lunghezza libera di inflessione (semincastri)	158 cm <b>con <math>\beta = 0,75</math></b>
$\lambda_{max}$	Snellezza nel piano in cui assume valore massimo	<b>48,5 -</b>
$\lambda_{rel,c}$	Snellezza relativa di colonna	<b>0,80 -</b>
$\beta_c$	Coefficiente di imperfezione	0,20
$k$		0,87
$k_{crit,c}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di colonna	<b>0,83</b>

<b>SOLLECITAZIONI MASSIME</b>				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
$M_{yEd}$	<b>0,00</b> kNm	$\sigma_{m,y,d}$	<b>0,00</b> MPa	$n^\circ$ campate <b>1</b>
$V_{zEd}$	<b>0,00</b> kN	$\tau_{dz}$	<b>0,00</b> MPa	$L_{tot}$ 210 cm
$M_{zEd}$	<b>0,00</b> kNm	$\sigma_{m,z,d}$	<b>0,00</b> MPa	$\alpha$ <b>0°</b>
$V_{yEd}$	<b>0,00</b> kN	$\tau_{dy}$	<b>0,00</b> MPa	
$N_{Ed}$	<b>17,03</b> kN	$\sigma_{c,0,d}$	<b>0,57</b> MPa	

<b>RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE</b>				
$f_{m,d}$	<b>13,3</b> MPa	$u_{ist,max} = L/300$	<b>7,00</b> mm	
$f_{v,d}$	<b>1,81</b> MPa	$u_{fin,max} = L/200$	<b>10,50</b> mm	
$f_{t,0,d}$	<b>11,2</b> MPa			

<b>VERIFICHE DI RESISTENZA</b>				
<b>Compressione - [4.4.3]NTC2018</b>				
$\sigma_{c,0,d}$	<b>0,57</b> MPa	<b>VERIFICA</b>		
$f_{c,0,d}$	<b>11,20</b> MPa	<b>F.S</b>	<b>0,05</b>	<b>SODDISFATTA</b>
<b>Verifica stabilità per Elementi compressi - [4.4.13]NTC2018</b>				
$\sigma_{c,0,d}$	<b>0,57</b> MPa	<b>VERIFICA</b>		
$k_{crit,c} * f_{c,0,d}$	<b>9,27</b> MPa	<b>F.S</b>	<b>0,06</b>	<b>SODDISFATTA</b>

**7.2.6 Verifica della struttura della graticcia della torre scenica**

La graticcia sopra il palcoscenico, nonostante non costituisca un elemento strutturale vero e proprio del teatro, ma semplicemente un elemento della cosiddetta "macchina scenica", riveste comunque una funzione portante di rilievo, in quanto può essere caricata con pesi rilevanti, anche con caratteristiche dinamiche.

La graticcia originaria poggiava su un sistema di travi che a loro volta gravavano sulle catene delle capriate. Nell'ambito del progetto si è previsto di rendere la nuova struttura autonoma rispetto alle capriate per preservarne la loro stabilità.

Il nuovo piano della graticcia previsto da progetto a quota +9.82m, è costituito da doghe miste legno/acciaio e sono composte da un travetto di legno stagionato delle dimensioni 10x10 cm sui cui fianchi laterali viene creato uno scasso per contenere due scatolati 20x60x3 che saranno fissati mediante viti a passo 10cm.

Le condizioni di carico previste ed adottate nella progettazione delle strutture portanti fanno riferimento al progetto della macchina scenica allegato, la cui realizzazione tuttavia fa parte di un secondo lotto di lavori. Pertanto, eventuali modifiche dovranno essere compatibili con le strutture portanti previste.

### Carichi distribuiti

- La capacità di carico uniformemente distribuito minima del piano doghe è di 250 kg/mq.

### Carichi concentrati

- Carico concentrato su ogni travetto di 120 kg (per 12 tiri a mano)
- Carico per tre tiri a stanga con 5 funi ciascuno per un totale di 500 kg, aumentato con coefficiente dinamico pari a 1,3

Con funzione ed appoggi direttamente sulle murature ed indipendenti dalla graticcia sono previste 2 travi HEA200 con ciascuna 9 paranchi (peso 25 kg e portata 250 kg).

Per il sostegno della graticcia il progetto prevede la realizzazione di travi in legno massiccio C24 di sezione 30x40cm, luce netta massima 8.55 m ed appoggio direttamente sulla muratura tramite mensole metalliche o sulla nuova trave reticolare in acciaio in corrispondenza dell'arco di boccascena.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza e deformabilità.

#### 7.2.7 Verifica dei listelli della graticcia

I listelli della graticcia, in legno lamellare di abete, hanno una sezione di 100x100 mm, con delle scanalature per consentire l'alloggio degli scatolati in metallo.

In particolare si considera la condizione più gravosa dovuta all'azione del carico concentrato pari a

$F_d = 1,5 \times 120 \text{ kg} = 180 \text{ kg}$  in due posizioni:

- Posizione 1: In mezzeria rispetto alla campata con luce maggiore;
- Posizione 2: All'estremità a sbalzo del listello della graticcia;

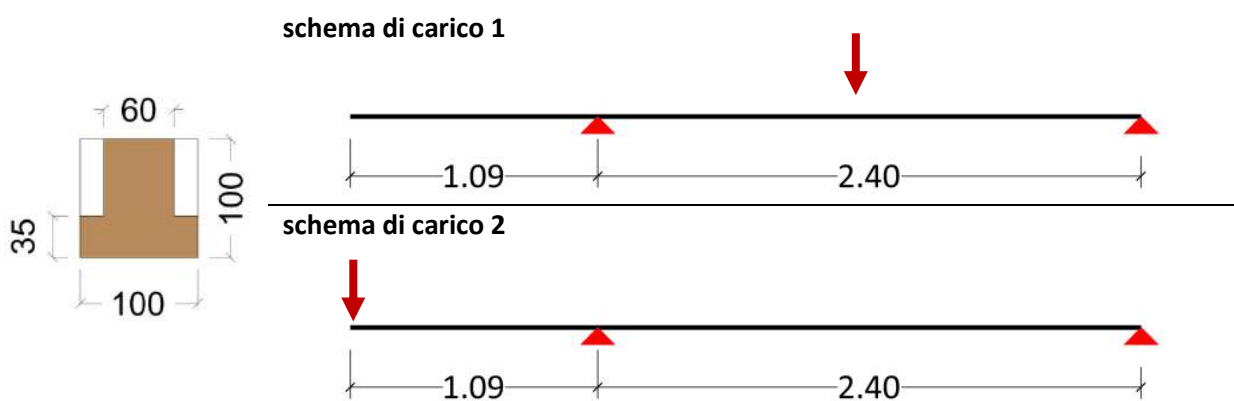


Figura 72 - Sezione e schemi di carico più gravosi per le doghe della graticcia

### Caratteristiche geometriche sezione:

$A = 74 \text{ cm}^2$

$J = 634.2 \text{ cm}^4$

### Sollecitazioni massime:

Le sollecitazioni massime si hanno nello schema di carico 2 e sono:

Si considera la condizione di carico dovuta ai tiri manuali come una condizione di carico di breve durata (inferiore ad una settimana), di conseguenza  $k_{mod}=0.9$ . I listelli della graticcia sono in legno lamellare di abete e hanno le seguenti proprietà meccaniche:

Legno lamellare: GL28h (UNI EN 14080:2013)

Resistenza a flessione (5-percentile)	$f_{m,g,k} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (5 percentile)	$f_{c,0,k} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k} = 3.5 \text{ MPa}$
Modulo elastico parallelo alla fibratura	$E_{0,g,mean} = 12600 \text{ MPa}$
Modulo di taglio	$G_{g,mean} = 650 \text{ MPa}$

#### VERIFICA A FLESSIONE

$$M_{ed,max} = 1.98 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{max} = (M_{ed,max} * y_{max}) / J = (19800 \text{ kg*cm} * 5.6 \text{ cm}) / 634.2 \text{ cm}^4 = 175 \text{ kg/cm}^2 = 17.5 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = (k_{mod} * f_{m,k} * k_h) / \gamma_m = 0.9 * 28 \text{ MPa} * 1.1 / 1.45 = 19.1 \text{ MPa}$$

**Quindi il fattore di sicurezza è  $0.92 < 1$**

#### VERIFICA A TAGLIO

$$V_{ed,max} = 1.8 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = (V_{ed,max} * S_r) / (J * b_r) = (180 \text{ kg} * 61.25 \text{ cm}) / (634.2 \text{ cm}^4 * 6 \text{ cm}) = 2.9 \text{ kg/cm}^2 = 0.29 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = (k_{mod} * f_{v,k} * k_h) / \gamma_m = 0.9 * 3.5 \text{ MPa} / 1.45 = 2.2 \text{ MPa}$$

**Quindi il fattore di sicurezza è  $0.15 < 1$**

#### 7.2.8 Verifica delle nuove travi in legno a sostegno della graticcia

Le nuove travi sono previste in legno massiccio C27 e con sezione rettangolare, avente dimensioni 30x40 cm e luce massima pari a 8.40m. I carichi permanenti sono dati dal peso delle doghe della graticcia, mentre per i carichi accidentali si considera la condizione di carico peggiore, ovvero quella dovuta al carico distribuito di 250 kg/mq sul piano della graticcia. Si riporta la verifica relativa alla trave con area di influenza maggiore (1,60 x 8,40 m).

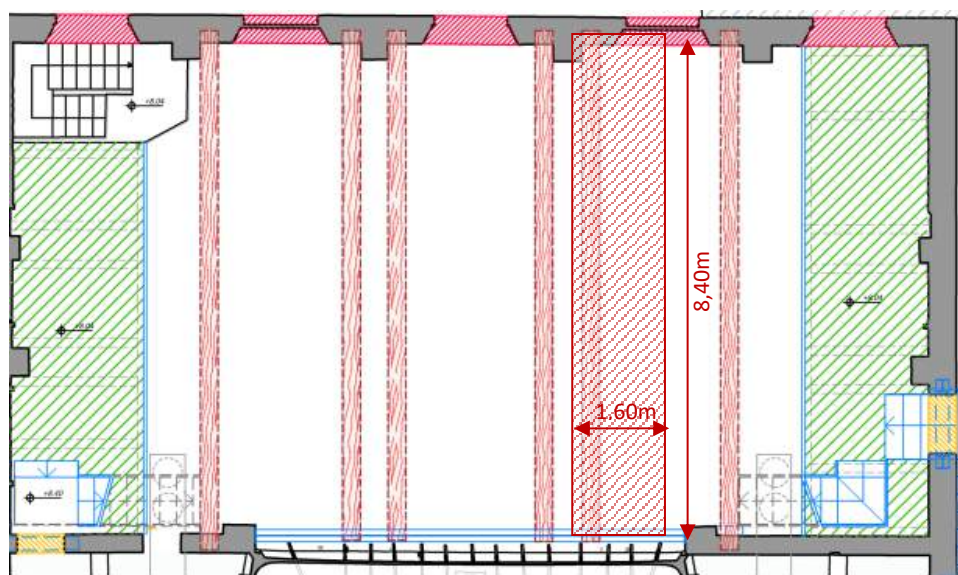


Figura 73 - Struttura portante del piano della graticcia



ANALISI DEI CARICHI

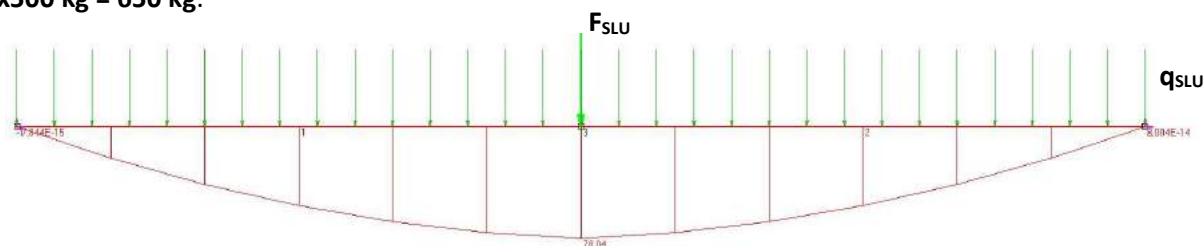
Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Incidenza travetti graticcia	10	-	26.5
Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]			26.5
Accidentali per utilizzo graticcia Qk[kg/mq]			250

Di conseguenza i carichi gravanti sulle travi della graticcia sono:

Permanenti strutturali G1 [kg/ml]	50.4
Permanenti non strutturali G2 [kg/ml]	42.4
Accidentali per utilizzo graticcia Qk[kg/ml]	400

Di conseguenza il carico distribuito sulla singola trave  $q_{SLU} = 730 \text{ kg/m}$ .

Invece il carico dei tiri a stanga è stato schematizzato come un carico concentrato in mezzzeria pari a  $F_{SLU} = 1,3 \times 500 \text{ kg} = 650 \text{ kg}$ .



VERIFICA A FLESSIONE E A TAGLIO dello schema di calcolo di una trave in semplice appoggio.

$$M_{ed, \max} = 78 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{\max} = (M_{ed, \max} / w) = (780000 \text{ kg} \cdot \text{cm} / 8000 \text{ cm}^3) = 97.5 \text{ kg/cm}^2 = 9.75 \text{ MPa}$$

$$f_{m, d} = (k_{\text{mod}} \cdot f_{m, k}) / \gamma_m = 0.8 \cdot 24 \text{ MPa} / 1.5 = 12.8 \text{ MPa}$$

Quindi il fattore di sicurezza è  $0.76 < 1$

VERIFICA A TAGLIO

$$V_{ed, \max} = 33.9 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot V_{ed, \max} / A = (1.5 \cdot 3390 \text{ kg}) / (1200 \text{ cm}^2) = 4.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$f_{v, d} = (k_{\text{mod}} \cdot f_{v, k} \cdot k_h) / \gamma_m = 0.8 \cdot 2.5 \text{ MPa} / 1.5 = 1.3 \text{ MPa}$$

Quindi il fattore di sicurezza è  $0.3 < 1$

VERIFICA DELL'APPOGGIO DELLA TRAVE SULLA MURATURA

L'appoggio delle travi di sostegno alla graticcia verrà realizzata in parte creando un appoggio nella muratura ed in parte su mensole ancorate alle lesene al fine di aumentare la superficie di appoggio della trave stessa.

Così facendo si ottiene una lunghezza di appoggio della trave di  $a=65 \text{ cm}$ , di cui  $a_1=35 \text{ cm}$  all'interno della muratura e  $a_2=30 \text{ cm}$  al di sopra della mensola in acciaio.

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLA MURATURA

Si considera la muratura soggetta ad una compressione uniforme pari a:

$$\sigma_c = V_{ed,max} / (a_1 x b) = 3390 \text{ kg} / (35 \times 30) \text{ cmq} = 3,2 \text{ kg/cmq} = 0,32 \text{ MPa} < f_d = f_m / 3 = 3,4 \text{ MPa} / 3 = 1,13 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A FLESSIONE DELLA MENSOLA IN ACCIAIO S275

La piastra può essere considerata come soggetta ad una pressione uniformemente distribuita pari a

$$\sigma_v = V_{ed,max} / (a_2 x b) = 3390 \text{ kg} / (30 \times 30) \text{ cmq} = 3,8 \text{ kg/cmq}$$

Trattandosi di una piastra con un bordo libero si adotta cautelativamente per una striscia unitaria della piastra lo schema di trave appoggiata-appoggiata sollecitata dal momento flettente

$$m_s = (\sigma_v \cdot a_2^2) / 8 = 3,8 \text{ kg/cm} \cdot 900 \text{ cm}^2 / 8 = 427,5 \text{ kg}$$

$$\text{Il momento resistente della fascia unitaria è dato dalla formula: } m_t = f_{yd} \cdot t^2 / 4 = 2619 \text{ kg/cm} \cdot t^2 / 4$$

Dovendo essere  $m_s \leq m_t$  è possibile ricavare lo spessore minimo della piastra, ovvero

$$t = ((4 \cdot 427,5) / 2619)^{0,5} \text{ cm} = 0,8 \text{ cm. Operativa si sceglie di adottare un valore più cautelativo } t = 1,5 \text{ cm}$$

VERIFICA ANCORAGGI NELLA MURATURA

Si verifica ora la mensola in acciaio, in particolare gli spinotti che collegano la mensola alla lesena, i quali devono resistere a taglio, tali spinotti sono passanti e pertanto sorreggono il carico delle azioni taglianti di entrambe le travi che vi concorrono.

$$V_{tot} = 2 \cdot V_{ed,max} = 67,8 \text{ kN}$$

Ipotizzando di utilizzare barre M16, con acciaio di classe almeno 8.8, la **resistenza ultima a taglio** sarà:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 157 \text{ mm} \cdot 800 \text{ MPa} / 1,25 = 60 \text{ kN}$$

Invece la **resistenza a rifollamento**  $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 430 \text{ MPa} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} / 1,25 = 41,25 \text{ kN}$$

(con  $k=2,5$ ;  $\alpha=0,2$ ;  $d=16 \text{ mm}$  - diametro nominale della barra;  $f_{tk}=430 \text{ MPa}$  resistenza a rottura della piastra,  $t=15 \text{ mm}$  - spessore della piastra)

Di conseguenza il numero di spinotti deve essere dimensionato sulla base del valore  $V_{ut} = \min \{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = 41,25 \text{ kN}$ .

Il numero di spinotti necessario sarà dunque pari a  $V_{tot} / V_{ut} = 67,8 \text{ kN} / 41,3 = 1,6$ . Operativamente si sceglie di disporre 2 barre M16 passanti all'interno della lesena.

7.2.9 Verifica della nuova reticolare di acciaio in corrispondenza del boccascena7.2.9.1 Verifica della struttura della reticolare

La nuova reticolare in acciaio, posta in corrispondenza dell'apertura del boccascena, ha la funzione di sostenere la nuova struttura della graticcia descritta nei paragrafi precedenti. Tale trave reticolare, del tipo Mohnie, si compone di:

- Corrente superiore in 2L100x10;
- Diagonali e montanti in 2L80x8;
- Corrente inferiore in 2L100x10;

I carichi ai quali essa è soggetta sono, oltre a quelli derivanti dal peso proprio, quelli derivanti dalle travi lignee

a sostegno della graticcia, ovvero da quattro carichi concentrati pari alle reazioni vincolari delle travi stesse. Tali carichi sono stati schematizzati come 2 carichi concentrati agenti nei nodi, come mostrato nello schema incastro-incastro, ottenuto disponendo i vincoli come di seguito riportato:

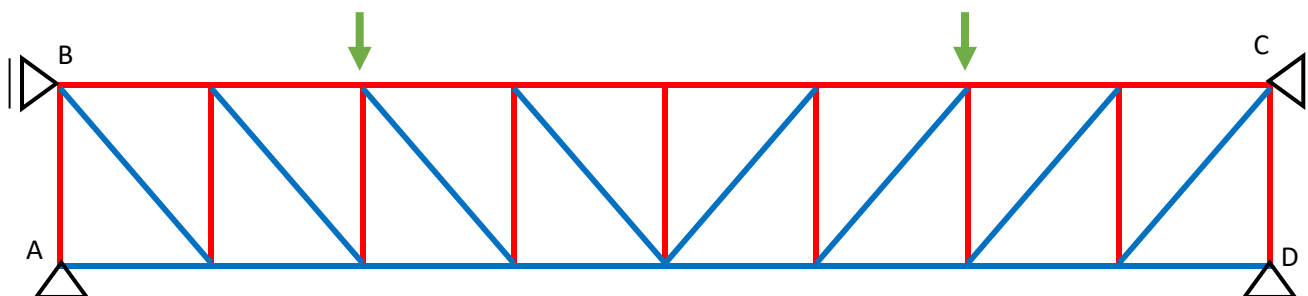


Figura 74 - Schema statico della reticolare (rosso: elementi compressi; blu: elementi tesi)

I carichi concentrati applicati avranno ciascuno un valore pari ad  $F = 2 \times V_{Ed\_trave\ graticcia} = 2 \times 33,9 \text{ kN}$ .

I nodi tra i montanti/correnti e diagonali/correnti sono considerati come nodi cerniera. L'entità delle sollecitazioni di tipo flessionale sono trascurabili, mentre prevalgono le sollecitazioni di tipo assiale. Si riportano di seguito le verifiche delle aste più sollecitate.

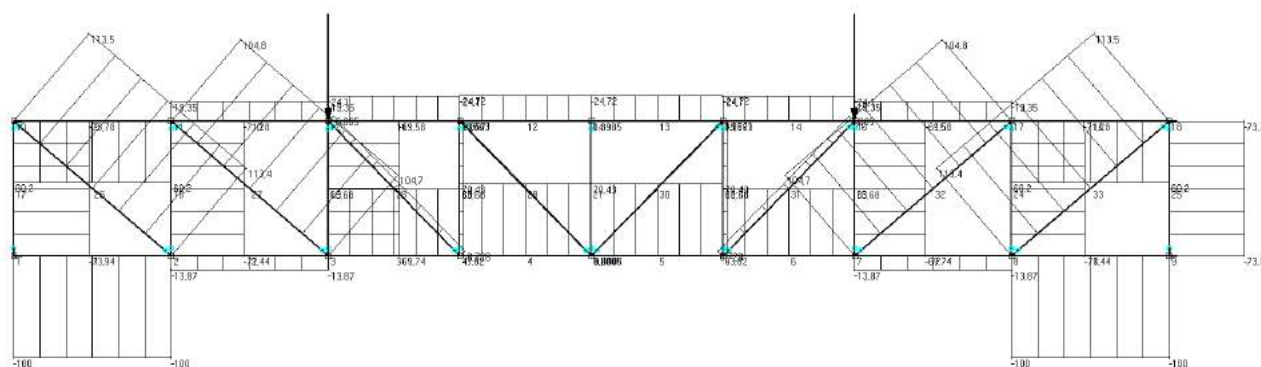


Figura 75 - Diagramma delle sollecitazioni assiali sulla trave reticolare

Come si può osservare il corrente superiore ed i montanti verticali sono sollecitati a compressione, mentre il corrente inferiore e le diagonali sono sollecitate a trazione.

#### VERIFICA DEL CORRENTE SUPERIORE: 2L100X10, ACCIAIO S275

$N_{Ed} = 60,2 \text{ kN}$  (trazione)

Area del singolo profilo L100x10  $A = 19,20 \text{ cm}^2$

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 262 \text{ MPa} > \sigma_{xEd} = N_{Ed}/2A = 15,6 \text{ MPa}$

VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICA DEL CORRENTE INFERIORE: 2L100X10, ACCIAIO S275

$N_{Ed} = 100 \text{ kN}$  (compressione)

Area del singolo profilo L100x10  $A = 19,20 \text{ cm}^2$

Raggi di inerzia della sezione  $i_y = 3,04 \text{ cm}$ ;  $i_z = 3,04 \text{ cm}$

Lunghezza  $L = 98 \text{ cm}$ ;

Lunghezza libera di inflessione  $l_0 = \beta \cdot L = 49 \text{ cm}$  (con  $\beta=0,5$  nel caso di incastro-incastro)

Snellezza massima dell'asta  $\lambda = l_0/i_{min} = 49/3,04 = 16$  (per il singolo profilo)

Coefficiente riduttivo per instabilità degli elementi compressi  $\chi=1,01$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 523 \text{ kN} > N_{Ed} = 50 \text{ kN (sul singolo profilo)}$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DEL MONTANTE COMPRESSO: 2L80X8, ACCIAIO S275

$$N_{Ed} = 73,8 \text{ kN (compressione)}$$

$$\text{Area del singolo profilo L80x8} = 12,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Raggi di inerzia della sezione } i_y = 2,42 \text{ cm; } i_z = 2,42 \text{ cm}$$

$$\text{Lunghezza } L = 84 \text{ cm;}$$

$$\text{Lunghezza libera di inflessione } l_0 = \beta \cdot L = 84 \text{ cm (con } \beta=1 \text{ nel caso di doppia cerniera)}$$

$$\text{Snellezza massima dell'asta } \lambda = l_0 / i_{\min} = 84 / 2,42 = 34,7$$

Coefficiente riduttivo per instabilità degli elementi compressi  $\chi=0,93$

$$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 299,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 36,9 \text{ kN (sul singolo profilo)}$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DEL DIAGONALE TESO: 2L80X8, ACCIAIO S275

$$N_{Ed} = 113,5 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{Area del singolo profilo L80x8} = 12,30 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 262 \text{ MPa} > \sigma_{xEd} = N_{Ed} / A = 46,1 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Le condizioni di vincolo ipotizzate in fase di calcolo (cerniera in A e D e carrello ad asse orizzontale in B e C, rappresentati in Figura 74) saranno realizzate come segue:

Il vincolo orizzontale in sommità (nodi B e C) sarà realizzato mediante 2 barre filettate  $\phi 24$  ( $A=353 \text{ mm}^2$ ) in acciaio inox AISI 304 saldate al corrente superiore (una per ogni profilo) ed iniettate nella muratura per una lunghezza minima di 50cm. Tali barre saranno sollecitate da un tiro massimo pari a 146,4 kN, ovvero la reazione vincolare dei carrelli in B e C.

Verifica delle connessioni

$$N_{Ed} = 146,4 \text{ kN (trazione)}$$

$$\text{Area } \phi 24 = 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 276 \text{ MPa} > \sigma_{xEd} = N_{Ed} / 2A = 207,3 \text{ MPa}$$

La lunghezza di ancoraggio<sup>1</sup> necessaria per la singola barra è ottenuta in funzione dell'aderenza all'interfaccia barra/malta. La lunghezza di ancoraggio minima  $l_b$  sarà data da:

<sup>1</sup> Giuriani, E. (2017). *Consolidamento degli edifici storici: restauro e recupero*. UTET scienze tecniche.

$l_b = F_{su} / \tau_{bu} * \pi * \phi_s^* = 73,2 \text{ kN} * 10^3 / 2 \text{ MPa} * \pi * 24 \text{ mm} = 486 \text{ mm}$  (dove  $F_{su}$  è posto uguale alla trazione agente sulla singola barra,  $\tau_{bu}$  è un valore sperimentale e  $\phi_s$  è il diametro della barra adottata).

Il valore di taglio massimo trasferito agli appoggi (in A e D), pari a circa 74 kN, verrà ripartito attraverso spinotti  $\phi 16$  inghisati nella muratura con passo 15 cm.

Il trasferimento dei flussi di taglio verrà garantito connettendo alla muratura i due montanti estremi della reticolare che fungeranno da dima per l'inserimento degli spinotti. Ipotizzando di utilizzare spinotti M16, con acciaio di classe almeno 8.8, si può ipotizzare un valore cautelativo ricavato dalla letteratura [Giuriani, 2004] della resistenza ultima di progetto pari a  $V_{ud} = 13 \text{ kN}$ , ovvero affinché la verifica sia soddisfatta saranno necessari:

$$n_{\text{spinotti}} = 74 \text{ kN} / 13 \text{ kN} = 5,7 \sim 6 \text{ spinotti}$$

Considerando la lunghezza del montante pari a  $L = 90 \text{ cm}$ , il passo secondo cui disporli sarà  $s = 90 \text{ cm} / 6 = 15 \text{ cm}$ .

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento agli elaborati grafici allegati.

I montanti saranno saldati al corrente superiore ed al corrente inferiore, invece gli elementi diagonali saranno ancorati tramite giunzioni bullonate. Si adotteranno dei fazzoletti di acciaio saldati ai montanti ed ai correnti e su di essi saranno bullonati gli elementi diagonali. Il dimensionamento è effettuato sulla base della massima sollecitazione di trazione agente sui diagonali, ovvero 113,5 kN.

Ipotizzando di utilizzare 2 bulloni M16, con acciaio di classe almeno 8.8, sul singolo bullone agirà una  $F_{v,d} = 113,5 \text{ kN} / 2 \approx 57 \text{ kN}$

la **resistenza ultima a taglio** sarà:

$$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{tbk} * A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 * 157 \text{ mm}^2 * 800 \text{ MPa} / 1,25 = 60 \text{ kN} > 38 \text{ kN}$$

Invece la **resistenza a rifollamento**  $F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = k * \alpha * f_{tk} * d * t / \gamma_{M2} = 2,5 * 1 * 430 \text{ MPa} * 16 \text{ mm} * 5 \text{ mm} / 1,25 = 68,8 \text{ kN}$$

(con  $k=2,5$  ;  $\alpha=1$  ;  $d=16 \text{ mm}$  - diametro nominale della barra;  $f_{tk}=430 \text{ MPa}$  resistenza a rottura della piastra,  $t=5 \text{ mm}$  - spessore della piastra)

Di conseguenza il numero di spinotti deve essere dimensionato sulla base del valore  $V_{ut} = \min \{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = 41,25 \text{ kN}$ .

Il numero di spinotti necessario sarà dunque pari a  $V_{tot} / V_{ut} = 67,8 \text{ kN} / 41,3 = 1,6$ . Operativamente si sceglie di disporre 2 barre M16 passanti all'interno della lesena.

### 7.2.10 Verifica delle travi porta-paranchi

Per il sostegno dei paranchi della meccanica di scena si prevede l'inserimento all'interno della torre scenica di travi in acciaio HEA200 ordite nella direzione longitudinale del teatro. Tali travi poggeranno da un lato sulla muratura della parete di fondo della torre scenica e dall'altro sulla catena della capriata in corrispondenza del boccascena.

#### VERIFICA DELLE TRAVI HEA200

HEA200 (L=837 cm; E=2100000 kg/cmq; Jx=3692 cm<sup>4</sup>; wx=388,6 cm<sup>3</sup>; fyk =275 MPa)

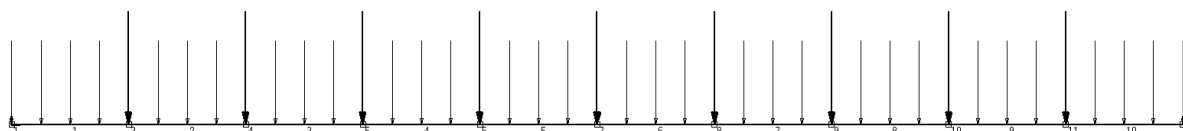
Si verificano le travi per una condizione di carico costituita da 9 paranchi distribuiti in maniera uniforme. Ciascun paranco ha un peso proprio di 50kg ed una portata massima di 250kg.

#### ANALISI DEI CARICHI

Strato	Q [kg]	q[kg/ml]
Peso proprio profilo HEA200		42,3
Peso proprio paranco	50	
<b>Permanenti strutturali G1 [kg] - g1[kg/ml]</b>	<b>50</b>	<b>42.3</b>
Portata massima del paranco	250	
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg] – g2[kg/ml]</b>	<b>250</b>	

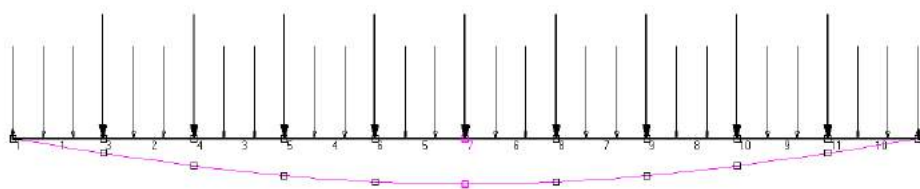
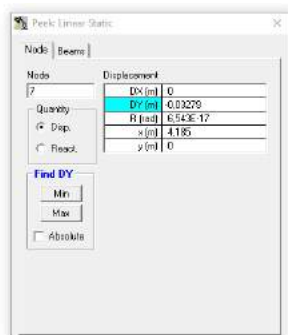
Si verifica la trave per le combinazioni di carico allo SLU e allo SLE costituite dai carichi distribuiti e concentrati di seguito definiti:

- 1)  $q_{SLE} = g_1 = 42,3 \text{ kg/ml} = 0,423 \text{ kg/cm} (= 0,423 \text{ kN/m})$   
 $Q_{SLE} = G_1 + G_2 = 50 + 250 = 300 \text{ kg}$
- 2)  $q_{SLU} = 1,3 * g_1 = 1,3 * 42,3 \text{ kg/ml} = 0,55 \text{ kg/cm}$   
 $Q_{SLU} = 1,3 * G_1 + 1,5 * G_2 = 1,3 * 50 + 1,5 * 250 = 440 \text{ kg}$



Schematizzazione delle condizioni di carico a cui sono soggette le HEA200

#### Verifica Deformabilità



Deformata della trave HEA200 nelle condizioni di carico SLE ( $f_{max} = dy_{(NODO\ 7)} = 3,3 \text{ cm}$ )

$$f_{max} = 3,28 \text{ cm} < L/250 = 837/250 = 3,35 \text{ cm}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

*Verifiche Resistenza*

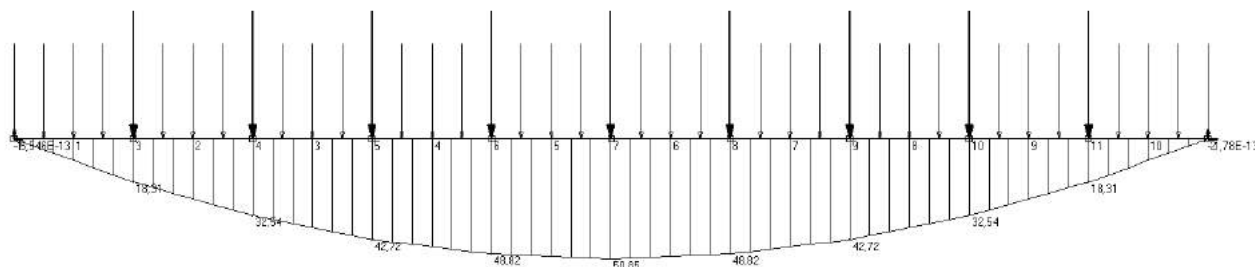


Diagramma del momento flettente sulla HEA200 nelle condizioni di carico SLU ( $M_{sd} = M_{max} = 50,85 \text{ kNm}$ )

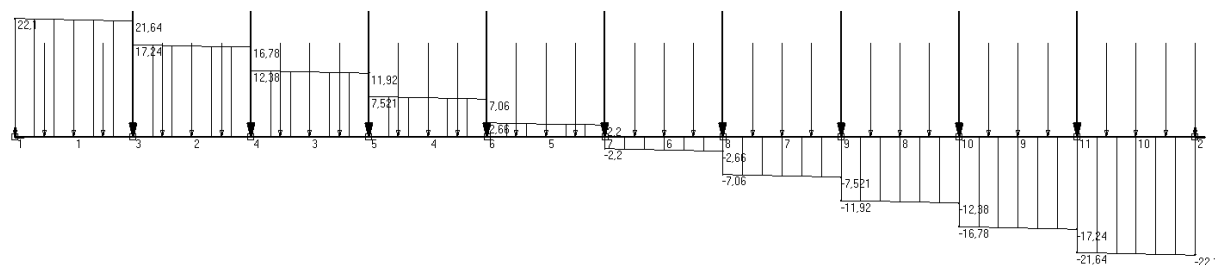


Diagramma del taglio sulla HEA200 nelle condizioni di carico SLU ( $V_{sd} = V_{max} = 22,1 \text{ kN}$ )

$$M_{Rd} = w_x \cdot f_{yk} / \gamma_{M_0} = (388,6 \text{ cm}^3 \cdot 2750 \text{ kg/cmq}) / 1,05 = 101,8 \text{ kNm} > M_{sd} = 50,85 \text{ kNm}$$

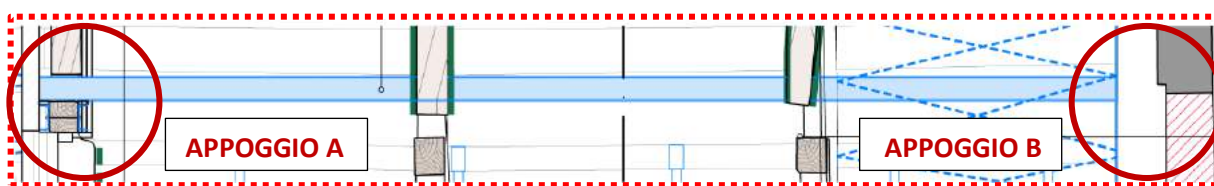
**VERIFICA SODDISFATTA**

$$V_{Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M_0}) = (53,83 \text{ cmq} - 2 \cdot 20,0 \cdot 1,0 \text{ cmq} + (0,65 + 2 \cdot 1,8) \cdot 1,0 \text{ cmq}) \cdot 2750 \text{ kg/cmq} / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 18,1 \text{ cmq} \cdot 1512,1 \text{ kg/cmq} = 273,7 \text{ kN} > V_{sd} = 22,1 \text{ kN}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**



### VERIFICA DEGLI APPOGGI DELLE TRAVI HEA220



Appoggio delle travi portaparanchi

### VERIFICA DELL'APPOGGIO A (Trave sulla catena della capriata)

La catena della capriata in legno collocata in corrispondenza del boccascena di sezione 23x24 cm viene consolidata utilizzando 2 profili UPN200 in acciaio S275 disposti sui due lati e collegati alla trave esistente con bulloni passanti M12/80 cm inghisati con adesivo epossidico tissotropico tipo MAPEWOOD PASTE 140 o similari. Si riporta la verifica della catena nelle condizioni attuali ed in quelle di progetto.

### ANALISI DEI CARICHI

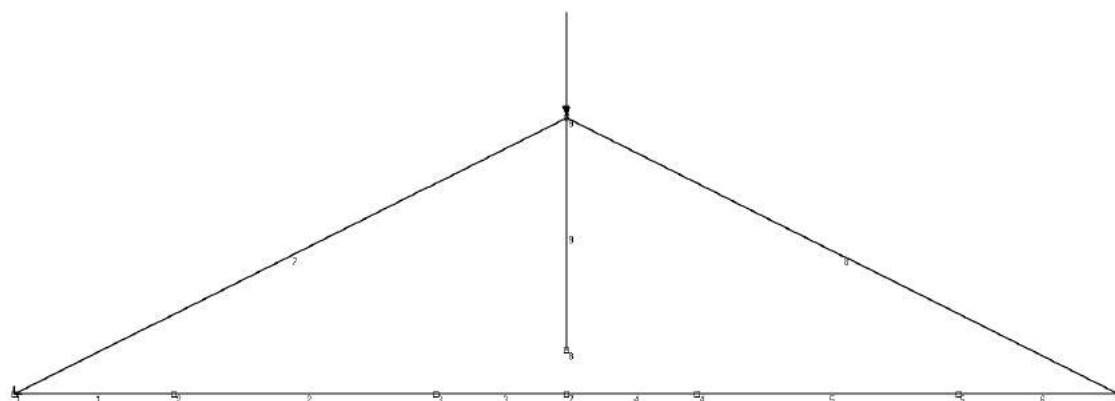
$Linfl(\text{Capriata}) = 3,2 \text{ m}$ ;  $Linfl(\text{puntone}) = 4,25 \text{ m}$ ;

Strato	q[kg/mq]	Q [kg]
Terzere	7,0	
Travetti	8,50	
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/mq]</b>	<b>15.5</b>	<b>210</b>
Pianelle in cotto	54,0	
Manto di copertura	80,0	
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/mq]</b>	<b>134</b>	<b>1822</b>
Neve	80	
<b>Accidentali qk [kg/mq]</b>	<b>80</b>	<b>1088</b>

Tali carichi dovuti alla copertura vengono schematizzati come carichi concentrati sul nodo di colmo. I valori delle combinazioni SLE e SLU sono di seguito definiti:

$$QSLE = 210 + 1822 + 1088 = 3120 \text{ kg} = 31,2 \text{ kN}$$

$$QSLU = 1,3 \cdot 210 + 1,5 \cdot (1822 + 1088) = 4638 \text{ kg} = 46,4 \text{ kN}$$

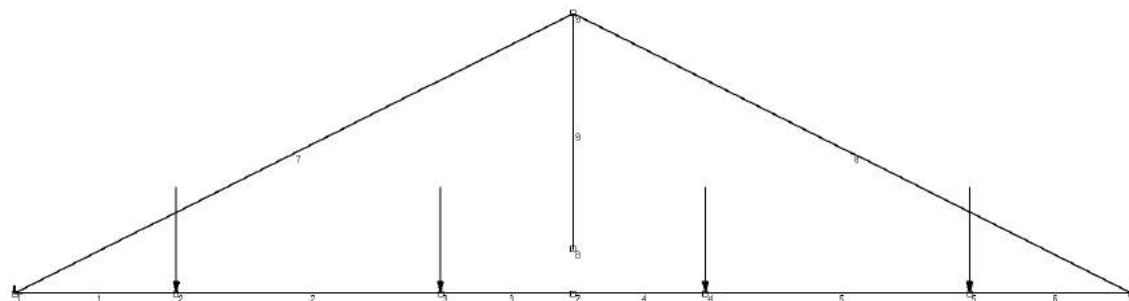


Condizione di carico dovuto alla copertura

Ai carichi precedenti si considera il carico dovuto all'appoggio delle 4 travi in acciaio sulla catena della capriata, ovvero 4 carichi puntuali pari al valore della reazione verticale all'appoggio della trave.

$$P_{\text{PARANCHI SLE}} = V_{sd}(\text{SLE}) = 15,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{PARANCHI SLU}} = V_{sd}(\text{SLU}) = 22,1 \text{ kN}$$



Condizione di carico dovuta alle travi porta-paranchi

Per la determinazione delle sollecitazioni si è utilizzato il software di calcolo telaio 2D di Gelfi. Il peso proprio degli elementi della capriata è stato considerato direttamente dal software.

Si riporta di seguito la verifica della catena in legno nello stato di fatto e nello stato di progetto.

#### VERIFICA DELLA CATENA IN LEGNO (sez. 23x24 cm; L = 740cm)

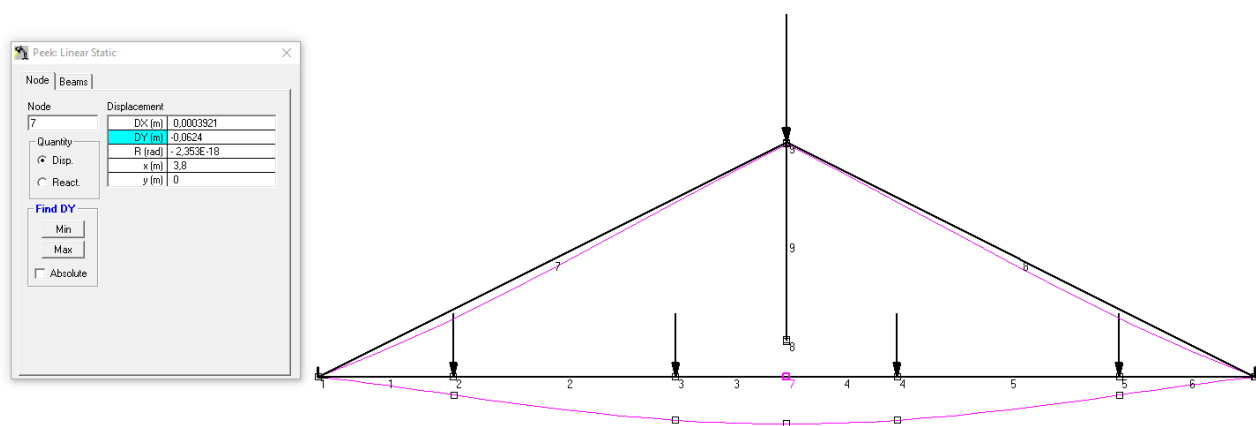
##### Verifiche Resistenza

SOLLECITAZIONI MASSIME					
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico	
$M_{yEd}$	46,48 kNm	$\sigma_{m,y,d}$	21,05 MPa	n° campate	1
$V_{yEd}$	45,50 kN	$\tau_{dy}$	1,24 MPa	$L_{tot}$	760 cm
$M_{zEd}$	0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$	0°
$V_{zEd}$	0,00 kN	$\tau_{dz}$	0,00 MPa		
$N_{Ed}$	83,10 kN	$\sigma_{t,0,d}$	1,51 MPa		

RESISTENZE DI PROGETTO					
$f_{m,d}$	13,3 MPa				
$f_{v,d}$	2,13 MPa				
$f_{t,0,d}$	8,0 MPa				

VERIFICHE DI RESISTENZA					
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018					
$\sigma_{t,0,d}$	1,51 MPa			VERIFICA	
$\sigma_{m,y,d}$	21,05 MPa		a) F.S	1,61	NON SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa		b) F.S	1,14	NON SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018					
$\tau_{dy}$	1,24 MPa			VERIFICA	
$\tau_{dz}$	0,00 MPa		F.S	0,58	SODDISFATTA

### Verifiche Deformabilità



Deformata della capriata nelle condizioni di carico SLE ( $f_{max} = dy(\text{NODO } 7) = 6,24 \text{ cm}$ )

$$f_{max} = 6,24 \text{ cm} > L/250 = 740/250 = 2,96 \text{ cm}$$

**VERIFICA NON SODDISFATTA**

### VERIFICA DELLA CATENA IN LEGNO (sez. 23x24 cm; L = 740cm) RINFORZATA CON DUE PROFILI UPN200

Il carico trasferito dai paranchi si ripartisce tra la catena ed i due profili in acciaio  $P_{\text{PARANCHI}}/3$ .

Quindi si esegue nuovamente la verifica della catena della capriata soggetta ai seguenti carichi concentrati:

$$Q_{\text{SLE}} = 210 + 1822 + 1088 = 3120 \text{ kg} = 31,2 \text{ kN}$$

$$P_{\text{PARANCHI SLE}} = 15,3/3 = 5,1 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{SLU}} = 1,3 \cdot 210 + 1,5 \cdot (1822 + 1088) = 4638 \text{ kg} = 46,4 \text{ kN}$$

$$P_{\text{PARANCHI SLU}} = 22,1/3 = 7,4 \text{ kN}$$

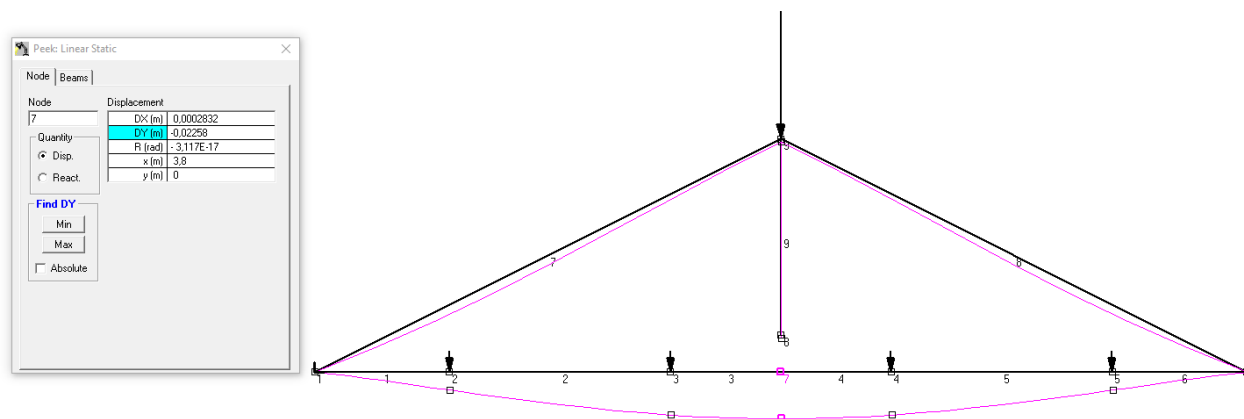
### Verifiche Resistenza

SOLLECITAZIONI MASSIME								
Sollecitazioni			Tensioni			Geometria schema statico		
M <sub>yEd</sub>	16,68	kNm	σ <sub>m,y,d</sub>	7,55	MPa	n° campate	1	
V <sub>yEd</sub>	16,10	kN	τ <sub>dy</sub>	0,44	MPa	L <sub>tot</sub>	760	cm
M <sub>zEd</sub>	0,00	kNm	σ <sub>m,z,d</sub>	0,00	MPa	α	0°	
V <sub>zEd</sub>	0,00	kN	τ <sub>dz</sub>	0,00	MPa			
N <sub>Ed</sub>	60,30	kN	σ <sub>t,0,d</sub>	1,09	MPa			

RESISTENZE DI PROGETTO						
$f_{m,d}$	13,3	MPa				
$f_{v,d}$	2,13	MPa				
$f_{t,0,d}$	8,0	MPa				

VERIFICHE DI RESISTENZA					
Tensoflessione - [4.4.7] NTC2018					
$\sigma_{t,0,d}$	1,09	MPa			VERIFICA
$\sigma_{m,y,d}$	7,55	MPa	a) F.S	0,59	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00	MPa	b) F.S	0,42	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018					
$\tau_{dy}$	0,44	MPa			VERIFICA
$\tau_{dz}$	0,00	MPa	F.S	0,21	SODDISFATTA

### Verifiche Deformabilità



Deformata della capriata rinforzata nelle condizioni di carico SLE ( $f_{max} = dy(\text{NODO } 7) = 2,26 \text{ cm}$ )

$$f_{max} = 6,24 \text{ cm} > L/250 = 740/250 = 2,96 \text{ cm}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### VERIFICA DEGLI UPN200

( $L=740 \text{ cm}$ ;  $E=2100000 \text{ kg/cm}^2$ ;  $J_x=1911 \text{ cm}^4$ ;  $w_x=191 \text{ cm}^3$ ;  $f_{yk}=275 \text{ MPa}$ )

$$q_{SLE} = g_1 = 25,3 \text{ kg/ml} = 0,25 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{PARANCHI } SLE} = 15,3/3 = 5,1 \text{ kN}$$

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot g_1 = 1,3 \cdot 25,3 \text{ kg/ml} = 32,9 \text{ kg/ml} = 0,33 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{PARANCHI } SLU} = V_{sd}(SLU) = 7,4 \text{ kN}$$

### Verifiche Resistenza

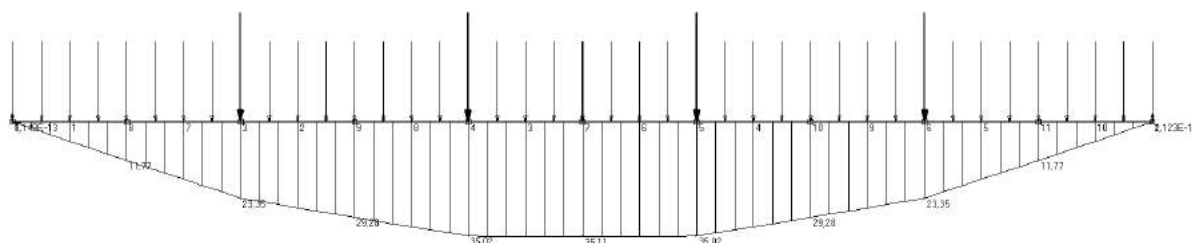


Diagramma del momento flettente sull'UPN200 nelle condizioni di carico SLU ( $M_{sd} = M_{max} = 35,11 \text{ kNm}$ )

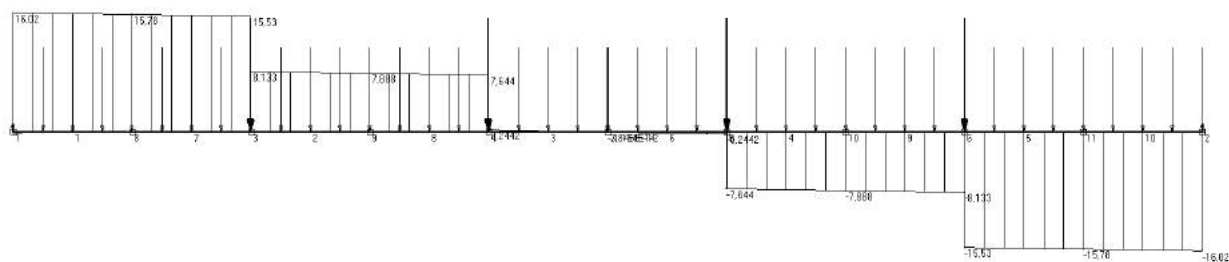


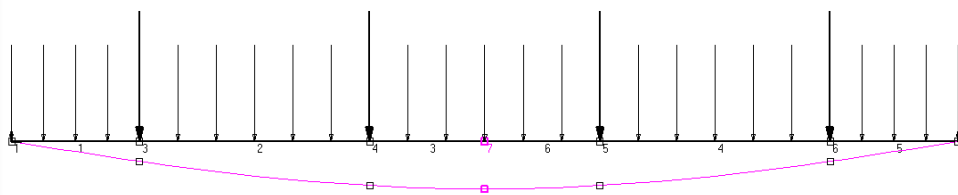
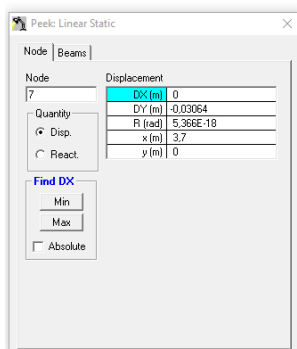
Diagramma del taglio sull'UPN200 nelle condizioni di carico SLU ( $V_{sd} = V_{max} = 16,02 \text{ kN}$ )

$$MR_d = w_x \cdot f_{yk} / \gamma_{M_0} = (191 \text{ cm}^3 \cdot 2750 \text{ kg/cm}^2) / 1,05 = 50 \text{ kNm} > M_{sd} = 35,11 \text{ kNm}$$

$$VR_d = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0} = (32,2 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 7,5 \cdot 1,15 \text{ cm}^2 + (0,85 + 1,15) \text{ cm} \cdot 1,15 \text{ cm}) \cdot 2750 \text{ kg/cm}^2 / \sqrt{3} \cdot 1,05 = 260,8 \text{ kN} > V_{sd} = 16,02 \text{ kN}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### Verifica Deformabilità



Deformata dell'UPN200 ( $f_{max} = dy(\text{NODO } 7) = 3,1 \text{ cm}$ )

$$f_{max} = 3,1 \text{ cm} < 740/200 = 3,7 \text{ cm}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### VERIFICA DELL'APPOGGIO B (Trave sulla muratura)

L'appoggio delle travi di sostegno ai paranchi creando un appoggio nella muratura.

Si considera una lunghezza di appoggio della trave di  $a = 65 \text{ cm}$  all'interno della muratura

### Verifica a Compressione della muratura

Si considera la muratura soggetta ad una compressione uniforme pari a:

$$\sigma_c = V_{sd,max} / (a \cdot b) = 2210 \text{ kg} / (35 \times 20) \text{ cm}^2 = 3,16 \text{ kg/cm}^2 = 0,32 \text{ MPa} < f_d = f_m / 3 = 3,4 \text{ MPa} / 3 = 1,13 \text{ MPa}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

#### VERIFICA DELLE CONNESSIONI

Si riporta di seguito la verifica delle connessioni dei nuovi profili UPN200 alla catena della capriata.

Gli UPN200 saranno collegati alla trave in legno mediante bulloni M12/80 cm, classe di resistenza minima 8.8. I bulloni sono soggetti ad un'azione tagliante pari a

$$n_{ef} = \min [n; n^{0.9} * (a_1/13d)^{1/4}]$$

$n$  = numero di bulloni per fila;  $a_1$  = distanza tra i bulloni;  $d$  = diametro del bullone;

Facendo riferimento ad una lunghezza unitaria si ottiene:

$$n_{ef} = \min [1000\text{mm}/800\text{mm} = 1,25 ; 1,25^{0.9} * (800/13 * 12\text{mm})^{1/4} = 1,83] = 1,25$$

Il valore della resistenza caratteristica a rifollamento in direzione parallela alla fibratura è pari a

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01d) + \rho_k = 0,082 * (1 - 0,01 * 12\text{mm}) * 450\text{kg/m}^3 = 32\text{MPa}$$

Il valore caratteristico della resistenza a rifollamento inclinata ( $\alpha=90^\circ$ ) rispetto alla fibratura è pari a

$$f_{h,\alpha,k} = f_{h,0,k} / (k_{90}\sin^2\alpha + \cos^2\alpha) = 32\text{MPa} / (1,53 * 1 + 0) = 20,9\text{MPa}$$

$$\text{con } k_{90} = 1,35 + 0,015 * d = 1,35 + 0,015 * 12\text{mm} = 1,53$$

Il valore caratteristico della resistenza tagliante del mezzo d'unione (bulloni) è pari a

$$F_v, R_k = \min [a), b)] = 14,1\text{ kN};$$

$$a) \quad 0,5 * f_{h,90,k} * t * d = 0,5 * 20,9\text{MPa} * 230\text{mm} * 12\text{mm} = 28,8\text{ kN} \quad (\text{con } d = \text{base della catena})$$

$$b) \quad 2,3 * (M_{vR,k} * f_{h,90,k} * d)^{1/2} = 2,3 * (0,15\text{ kNm} * 20,9\text{MPa} * 12\text{mm})^{1/2} = 14,1\text{ kN}$$

$$F_{ef,Rk} = n_{ef} * F_v, R_k = 1,25 * 14,1\text{ kN} = 17,6\text{ kN/m} \quad (\text{resistenza effettiva per una lunghezza unitaria})$$

$$F_{sd} = 4,2\text{ kN/m} < 17,6\text{ kN/m}$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 7.3 Interventi di progetto nella sala teatrale

Nella sala teatrale allo stato attuale è presente una pavimentazione provvisoria in legno. La struttura dei palchetti, come descritto al paragrafo 1.2 di questa relazione, sono costituiti da una struttura totalmente in muratura a piano terra mentre ai livelli superiori sul lato verso la sala la muratura è sostituita da telai lignei. Gli impalcati invece sono lignei e costituiti da un'orditura semplice di travetti, un tavolato e da uno strato di sabbia/cemento. In alcuni di essi è stata rilevata la presenza di una pavimentazione in legno.

Nell'ambito del progetto si prevede il rinforzo statico sia della struttura portante che degli impalcati:

- Al piano terra la **muratura dell'emiciclo**, che separa la zona palchi dai corridoi, sarà placcata con intonaco armato (rete in fibra di basalto e matrice a base di malta di calce) al fine di superare la sua vulnerabilità intrinseca dovuta alla tessitura non "a regola d'arte" caratterizzata dalla presenza di soli diatoni.

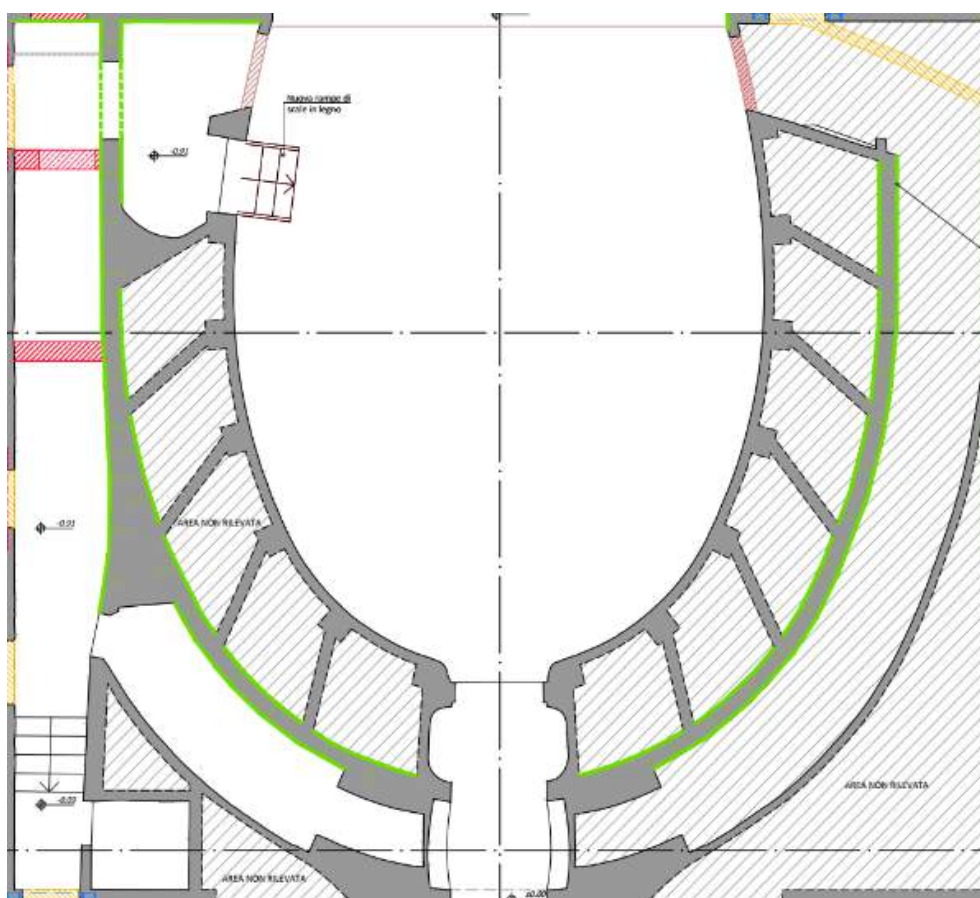


Figura 76 - Stralcio della pianta di piano terra. Rinforzo della muratura dell'emiciclo

- Gli **impalcati dei vari ordini** invece saranno consolidati attraverso il raddoppio dell'orditura di travetti in legno, la costruzione di un nuovo tavolato e la realizzazione di una cappa in cemento leggero, armata e spinottata ai nuovi travetti e alla muratura perimetrale. I nuovi travetti poggeranno su cordoli realizzati con profilati ad L ancorati alle murature. Questo consolidamento oltre al beneficio dal punto di vista statico, migliorerà anche il comportamento in condizioni sismiche garantendo una maggiore rigidezza nel piano e un migliore collegamento con le murature.



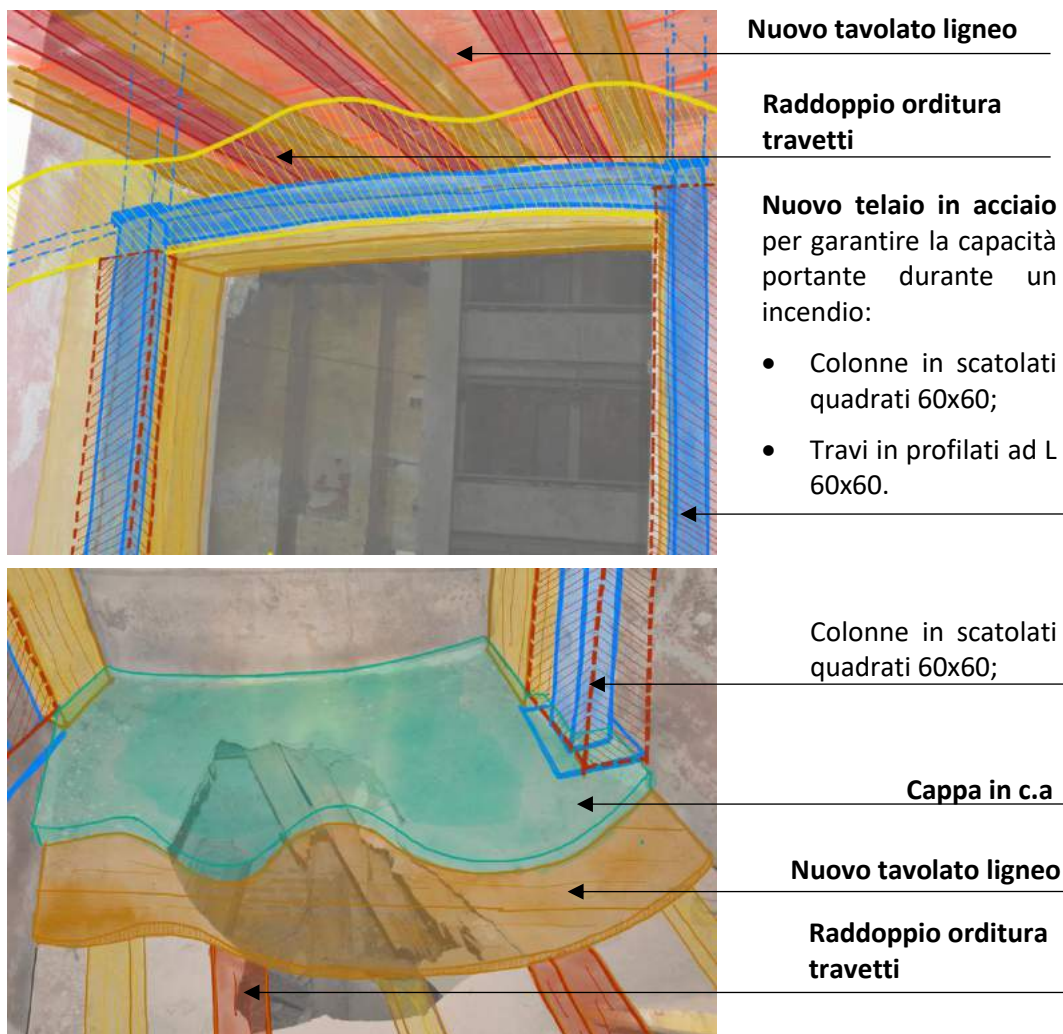


Figura 77 - Consolidamento dei telai lignei dei palchetti (sopra) e degli impalcati (sotto)

- Ai livelli superiori i telai in legno verranno rinforzati in modo particolare per avere un livello di sicurezza statico adeguato nell'eventualità in cui si innesci un incendio. I telai lignei presenti saranno affiancati da **nuovi telai in acciaio** (scatolati quadrati in acciaio e travi calandrate costituite da profilati ad L) la cui funzione sarà quella di garantire la capacità di portare i carichi presenti in condizioni di incendio.
- I **parapetti**, in muratura in foglio, saranno rialzati con struttura in acciaio i quali oltre a garantire l'altezza minima funzionale sono dimensionati anche per sostenere un carico orizzontale di 2 kN/m.
- L'**impalcato di sottotetto** sarà consolidato diversamente. Ovvero, anche in questo caso si prevede il raddoppio dell'orditura di travetti e la sostituzione dei listelli attualmente presenti poiché caratterizzati da una sezione resistente insufficiente. Al di sopra dei travetti sarà quindi disposto un doppio tavolato ligneo incrociato per garantire un comportamento sismo-resistente.
- Le **scale storiche di collegamento** tra i palchi con struttura costituita da lastre di pietra con appoggio nella muratura sono in un avanzato stato di degrado sul lato sinistro e per la maggior parte del loro sviluppo crollata sul lato destro. L'intervento di consolidamento previsto consiste nel rinforzo a flessione delle pedate in pietra con lamine pultruse in materiale composito applicate all'intradosso. A questo si aggiunge l'inserimento di travi in profilati HEA100 in acciaio sulle quali poggeranno dei

cordoli in UPN100 collocati in corrispondenza degli appoggi sulle murature. Laddove le rampe sono crollate si provvederà alla ricostruzione ex-novo adottando la stessa tipologia di intervento di rinforzo prevista per le rampe superstiti e cercando quanto più possibile il recupero delle lastre di pietra eventualmente rinvenute in cantiere.

- La **struttura della platea** originaria era costituita da muretti. Nell'ambito di questo progetto si prevede di realizzare la nuova struttura con pilastri e travi in legno ordite nel senso longitudinale, al di sopra delle quali sarà realizzato un impalcato con doppio tavolato ligneo incrociato a 45° e pavimento in listoni incollato.

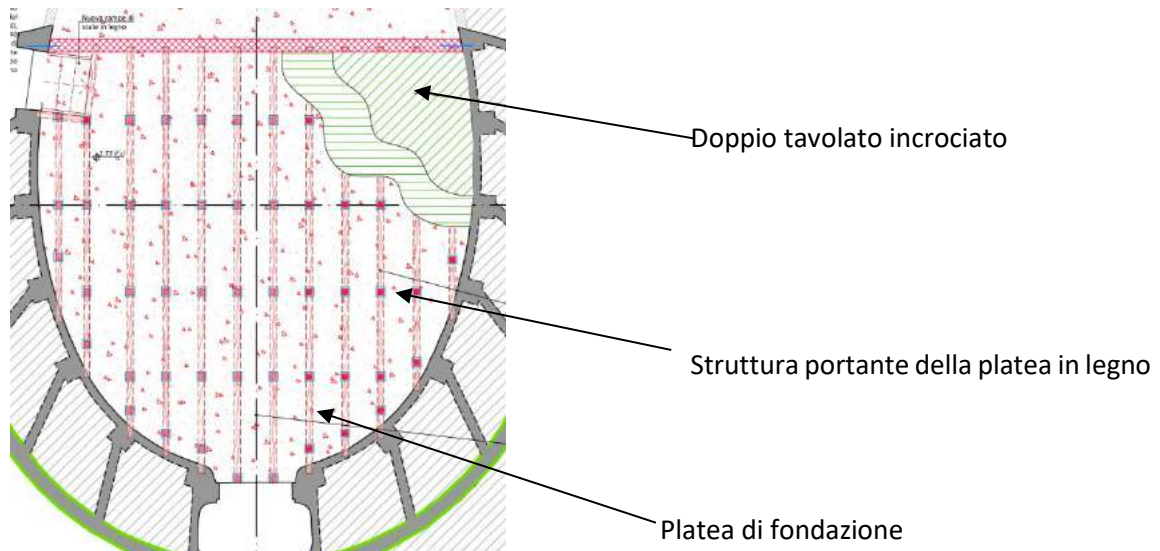


Figura 78 - Consolidamento/Ricostruzione delle scale in pietra tra i vari ordini dei palchi

## 7.3.1 Verifica della struttura della platea

## ANALISI DEI CARICHI SOLAIO PLATEA

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Pavimento	3		20
Doppio tavolato incrociato	(2,5+2,5) cm	500	25
Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]			45
Accidentali da utilizzo (cat C2) [kg/mq]			400

## TRAVI PRINCIPALI

VERIFICA	TRAVE (12x12 cm)	i= 70 cm	L= 200 cm
----------	------------------	----------	-----------

note: Verifica dello schema di trave semplicemente appoggiata

## CONDIZIONI DI CARICO

<b>g1k</b>	Carichi permanenti strutturali	0,06 kN/ml
	Profili in legno	0,02 kN/ml
<b>G2k</b>	Carichi permanenti non strutturali	<b>0,45</b> kN/mq
<b>Q1K</b>	Carico accidentale dominante	<b>4,00</b> kN/mq

## Combinazioni di carico

<b>qSLU</b>	SLU - Combinazione fondamentale	<b>4,78</b> kN/ml
<b>qSLE rara</b>	SLE- Combinazione rara	<b>3,20</b> kN/ml
<b>qSLE QP</b>	SLE- Combinazione quasi permanente	<b>2,08</b> kN/ml

## SEZIONE RESISTENTE

<b>B</b>	Base	<b>12</b> cm
<b>H</b>	Altezza	<b>12</b> cm
<b>L</b>	Luce	<b>200</b> cm
<b>Jy</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	1728 cm <sup>4</sup>
<b>Jz</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	1728 cm <sup>4</sup>
<b>wy</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	288 cmc
<b>wz</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	288 cmc
<b>A</b>	Area	144 cm <sup>2</sup>

## CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE

Legno Massiccio

		Essenza: Abete C24
<b>f<sub>m,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a flessione	<b>25,0</b> MPa
<b>f<sub>t,0,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
<b>f<sub>t,90,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$ fibre	0,4 MPa
<b>f<sub>c,0,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	<b>21,0</b> MPa
<b>f<sub>c,90,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$ fibre	2,6 MPa
<b>f<sub>v,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a taglio	<b>4,0</b> MPa
<b>E<sub>0,mean</sub></b>	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
<b>E<sub>0,05</sub></b>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
<b>E<sub>90,mean</sub></b>	Modulo di elasticità medio $\perp$ fibre	390 MPa
<b>G<sub>mean</sub></b>	Modulo di taglio medio	740 MPa
<b>p<sub>k</sub></b>	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
<b>p<sub>m</sub></b>	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		media durata
$k_{mod}$		0,80
$k_{def}$	Coefficiente di deformabilità	0,60
$k_h$	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,05
$k_m$	Coefficiente per redistribuzione tensioni	0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
$l_{ef}$	Lunghezza efficace della trave	200 cm
$\sigma_{m,crit.}$	Tensione di flessione critica	373 MPa
$\lambda_{rel,m}$	Snellezza relativa di trave	0,26 -
$k_{crit,m}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE		
$f_{m,d}$	13,9 MPa	$u_{ist,max} = L/300$ 6,67 mm
$f_{v,d}$	2,13 MPa	$u_{fin,max} = L/200$ 10,00 mm
$f_{c,0,d}$	11,2 MPa	

SOLLECITAZIONI MASSIME		
Sollecitazioni	Tensioni	Geometria schema statico
$M_{yEd}$ 2,39 kNm	$\sigma_{m,y,d}$ 8,30 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$ 4,78 kN	$\tau_{dz}$ 0,50 MPa	$L_{tot}$ 200 cm
$M_{zEd}$ 0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$ 0,00 MPa	$\alpha$ 0°
$V_{yEd}$ 0,00 kN	$\tau_{dy}$ 0,00 MPa	Note: Le travi sono inclinate di 5°, la flessione può comunque essere considerata semplice
$N_{Ed}$ 0,00 kN	$\sigma_{c,0,d}$ 0,00 MPa	

VERIFICHE DI RESISTENZA		
Flessione semplice - [4.4.5] NTC2018		
$\sigma_{m,y,d}$ 8,30 MPa	a) F.S. 0,60	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$ 0,00 MPa	b) F.S. 0,42	SODDISFATTA
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018		
$\sigma_{m,d}$ 8,30 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$ 13,94 MPa	F.S. 0,60	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018		
$\tau_{dy}$ 0,50 MPa	VERIFICA	
$\tau_{dz}$ 0,00 MPa	F.S. 0,23	SODDISFATTA

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'		
Freccia istantanea [4.4.7] NTC2018		
$u_{inst\_Q\_RARA}$ 2,86 mm < L/300	VERIFICA	
	F.S. 0,43	SODDISFATTA
Freccia finale [4.4.7] NTC2018		
$u_{inst\_C\_RARA}$ 3,27		
$u_{inst\_C\_QP}$ 2,12 mm		
$u_{creep}$ 1,27 mm		
$u_{fin\_TOT}$ 4,54 mm < L/200	F.S. 0,45	SODDISFATTA

## 7.3.1.1 Verifica dell'appoggio della trave sulla muratura

L'appoggio delle travi di sostegno al piano della platea verrà realizzata creando un appoggio nella muratura.

Così facendo si ottiene una lunghezza di appoggio della trave di  $a_{\min}=10$  cm.

VERIFICA A COMPRESSIONE DELLA MURATURA

Si considera la muratura soggetta ad una compressione uniforme pari a:

$$\sigma_c = V_{ed,max} / (a \cdot b) = 478 \text{ kg} / (10 \times 12) \text{ cm}^2 = 3,9 \text{ kg/cm}^2 = 0,39 \text{ MPa} < f_d = f_m / 3 = 3,4 \text{ MPa} / 3 = 1,13 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

PILASTRI

Il pilastro più sollecitato è caratterizzato da un'area di influenza massima  $A_{\text{infl}} = 0,70\text{m} \times 2,00\text{m} = 1,4\text{mq}$  ed un'altezza massima  $H = 95\text{cm}$ . I carichi su di esso agenti sono i seguenti:

ANALISI DEI CARICHI SUL PILASTRO

Strato	Hmax [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg]
Pilastro (sez.12x12 cm)	95	450	6,1
Permanenti strutturali G1 [kg]			6,1
Strato	i [cm]	G [kg/ml]	Q[kg/mq]
Incidenza travi/profili in legno	70	8	11,4
Pavimento	3		20
Doppio tavolato incrociato	(2,5+2,5) cm	500	25
Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]			56,4
Accidentali da utilizzo (cat C2) [kg/mq]			400

Di conseguenza lo sforzo normale di compressione, agente sul pilastro allo stato limite ultimo sarà:

$$N_{ed} = 1,3 \cdot 6,1\text{kg} + 1,5 \cdot (56,4 + 400)\text{kg/mq} \cdot 1,4\text{mq} = (7,9 + 958,4) \text{ kg} = 966,4 \text{ kg} = \mathbf{9,7 \text{ kN}}$$

SEZIONE RESISTENTE		
<b>B</b>	Base	12 cm
<b>H</b>	Altezza	12 cm
<b>L</b>	Luce	95 cm
<b>Jy</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale	1728 cm <sup>4</sup>
<b>Jz</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale	1728 cm <sup>4</sup>
<b>wy</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	288 cm <sup>3</sup>
<b>wz</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	288 cm <sup>3</sup>
<b>A</b>	Area	144 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio
		Essenza: Abete C24
$f_{m,k}$	Resistenza caratteristica a flessione	25,0 MPa
$f_{t,0,k}$	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	15,0 MPa
$f_{t,90,k}$	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$ fibre	0,4 MPa
$f_{c,0,k}$	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	21,0 MPa
$f_{c,90,k}$	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$ fibre	2,6 MPa
$f_{v,k}$	Resistenza caratteristica a taglio	4,0 MPa
$E_{0,mean}$	Modulo di elasticità medio // fibre	11800 MPa
$E_{0,05}$	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7900 MPa
$E_{90,mean}$	Modulo di elasticità medio $\perp$ fibre	390 MPa
$G_{mean}$	Modulo di taglio medio	740 MPa
$\rho_k$	Massa volumica caratteristica	375 kg/mc
$\rho_m$	Massa volumica media	450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	1,50
Classe di servizio		1
Durata del carico		media durata
$k_{mod}$		0,80
$k_{def}$	Coefficiente di deformabilità	0,60
$k_h$	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	1,05
$k_m$	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi compressi (colonne)		
$l_0$	Lunghezza libera di inflessione (incastro-cerniera)	67 cm con $\beta = 0,7$
$\lambda_{max}$	Snellezza nel piano in cui assume valore massimo	27,4 -
$\lambda_{rel,c}$	Snellezza relativa di colonna	0,45 -
$\beta_c$	Coefficiente di imperfezione	0,20
$k$		0,62
$k_{crit,c}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di colonna	0,96

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE			
$f_{m,d}$	13,9 MPa		
$f_{v,d}$	2,13 MPa		
$f_{c,0,d}$	11,2 MPa		
VERIFICHE DI RESISTENZA			
Compressione - [4.4.3]NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	0,67 MPa	VERIFICA	
$f_{c,0,d}$	11,20 MPa	F.S	0,06 SODDISFATTA
Verifica stabilità per Elementi compressi - [4.4.13]NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	0,67 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,c} * f_{c,0,d}$	10,80 MPa	F.S	0,06 SODDISFATTA

Le connessioni tra le travi ed i pilastri saranno realizzate con viti da legno strutturale a tutto filetto ed ad alta resistenza. L'ancoraggio del pilastro alla platea di base avverrà tramite portapilastro a bicchiere in acciaio INOX AISI304. Per ulteriori dettagli consultare gli elaborati grafici allegati.

### 7.3.2 Verifica dei solai dei palchetti

Si riporta di seguito una breve precisazione riguardo a come sono stati determinati i carichi di utilizzo nella zona dei palchetti e dei relativi corridoi. La verifica è condotta nelle condizioni geometriche e di carico dello stato di progetto.

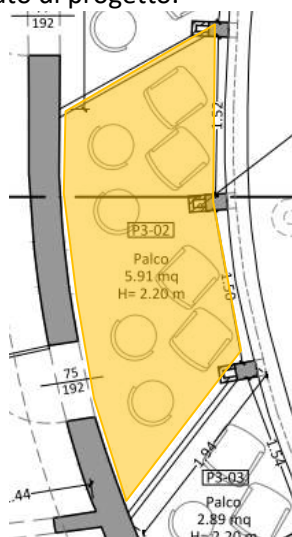


Figura 79 - Layout palchetto di dimensioni maggiori (6mq).

#### Sovraccarichi accidentali zona palchetti

La destinazione d'uso dei palchetti del teatro non risulta riconducibile a nessuna delle categorie per la definizione dei carichi accidentali presenti nella tabella 3.1.II delle NTC18. Per questa ragione la stima di tale carico è stata effettuata seguendo il ragionamento seguente:

Nella zona palchi si considera un numero massimo di 8 persone presenti contemporaneamente nel palco di dimensioni maggiori (circa 6 mq) e di 4 persone in tutti gli altri di dimensioni minori (di circa 3 mq). Ipotizzando un peso complessivo tra suppellettili e spettatori presenti contemporaneamente pari a  $8 \times 100 \text{ kg} = 800 \text{ kg}$  si ottiene un carico da utilizzo pari a:

$$Q_k = 800 \text{ kg} / 6 \text{ mq} = 133 \text{ kg/mq}$$

A favore di sicurezza si considera comunque un carico accidentale pari a  $Q_k = 400 \text{ kg/mq}$

#### ANALISI DEI CARICHI SUI TRAVETTI

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	$Q$ [kg/mq]
Pavimento in legno	1	500	5
Materassino fonoassorbente	3	1500	45
Cappa collaborante in c.a	4	2400	96
Nuovo Tavolato ligneo	2	450	9
Lastre di cartongesso per la protezione dal fuoco	1,5	840	13
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>168</b>
<b>Accidentali da utilizzo nella zona corridoi [kg/mq]</b>			<b>400</b>

#### Carico gravante sul singolo travetto

Strato	i [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	$q$ [kg/ml]
Travetti in legno (7x7 cm)	20	450	2
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/ml]</b>			<b>2</b>
Strato		$Q$ [kg/mq]	$q$ [kg/ml]
Pavimento in legno		5	1
Materassino fonoassorbente		45	9
Cappa collaborante in c.a		96	19.2
Nuovo Tavolato ligneo		9	1.8
Lastre di cartongesso per la protezione dal fuoco		13	2.6
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]</b>			<b>33,6</b>
<b>Accidentali da utilizzo nella zona palchi [kg/ml]*</b>			<b>80</b>



Considerando uno schema statico di appoggio-appoggio ed una luce massima del travetto pari a  $L=1,6$  m le verifiche di resistenza sono le seguenti nella condizione più gravosa, ovvero in corrispondenza del lato dei corridoi. Si osserva inoltre che l'impalcato risulta protetto dal fuoco data la presenza della cappa di calcestruzzo all'estradosso e delle lastre di protezione nei confronti del fuoco all'intradosso.

#### VERIFICA DEI TRAVETTI ESISTENTI (Abete S3 - sez. 7x7cm $i=20$ cm)

VERIFICA	TRAVETTI (7x7 cm)	$i=$ 20 cm	$L=$ 160 cm
----------	-------------------	------------	-------------

note: Verifica dello schema di trave semplicemente appoggiata

CONDIZIONI DI CARICO			
g1k	Carichi permanenti strutturali		0,02 kN/ml
G2k	Carichi permanenti non strutturali		1,68 kN/mq
Q1K	Carico accidentale dominante		4,00 kN/mq

Combinazioni di carico			
qSLU	SLU - Combinazione fondamentale		1,73 kN/ml
qSLE rara	SLE- Combinazione rara		1,16 kN/ml

SEZIONE RESISTENTE			
B	Base		7 cm
H	Altezza		7 cm
L	Luce		160 cm
Jy	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale		200 cm <sup>4</sup>
Jz	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale		200 cm <sup>4</sup>
wy	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale		57 cmc
wz	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale		57 cmc
A	Area		49 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio	
		Essenza:	Abete S3
f <sub>m,k</sub>	Resistenza caratteristica a flessione		18,0 MPa
f <sub>t,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre		11,0 MPa
f <sub>t,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre		0,4 MPa
f <sub>c,0,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre		18,0 MPa
f <sub>c,90,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre		2,6 MPa
f <sub>v,k</sub>	Resistenza caratteristica a taglio		3,4 MPa
E <sub>0,mean</sub>	Modulo di elasticità medio // fibre		10500 MPa
E <sub>0,05</sub>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre		7000 MPa
E <sub>90,mean</sub>	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre		350 MPa
G <sub>mean</sub>	Modulo di taglio medio		660 MPa
ρ <sub>k</sub>	Massa volumica caratteristica		375 kg/mc
ρ <sub>m</sub>	Massa volumica media		450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)			
γ <sub>m</sub>	Coefficiente di sicurezza parziale materiali		1,50
Classe di servizio			1
Durata del carico			media durata
k <sub>mod</sub>			0,80
k <sub>def</sub>	Coefficiente di deformabilità		0,60
k <sub>h</sub>	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione		1,16
k <sub>m</sub>	Coefficiente per ridistribuzione tensioni		0,70

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
$l_{ef}$	Lunghezza efficace della trave	160 cm
$\sigma_{m,crit.}$	Tensione di flessione critica	241 MPa
$\lambda_{rel,m}$	Snellezza relativa di trave	0,27 -
$k_{crit,m}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME		
Sollecitazioni	Tensioni	Geometria schema statico
$M_{yEd}$ 0,55 kNm	$\sigma_{m,y,d}$ 9,70 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$ 1,39 kN	$\tau_{dz}$ 0,42 MPa	$L_{tot}$ 160 cm
$M_{zEd}$ 0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$ 0,00 MPa	$\alpha$ 0°
$V_{yEd}$ 0,00 kN	$\tau_{dy}$ 0,00 MPa	
$N_{Ed}$ 0,00 kN	$\sigma_{c,0,d}$ 0,00 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE			
$f_{m,d}$ 11,2 MPa	$u_{ist,max} = L/300$	5,33 mm	
$f_{v,d}$ 1,81 MPa	$u_{fin,max} = L/200$	8,00 mm	
$f_{c,0,d}$ 9,6 MPa			

VERIFICHE DI RESISTENZA				
Flessione semplice - [4.4.5] NTC2018				
$\sigma_{m,y,d}$ 9,70 MPa $\sigma_{m,z,d}$ 0,00 MPa		VERIFICA		
		a) F.S.	0,87	SODDISFATTA
		b) F.S.	0,61	SODDISFATTA
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018				
$\sigma_{m,d}$ 9,70 MPa $k_{crit,m} * f_{m,d}$ 11,18 MPa		VERIFICA		
		F.S.	0,87	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
$\tau_{dy}$ 0,42 MPa $\tau_{dz}$ 0,00 MPa		VERIFICA		
		F.S.	0,23	SODDISFATTA

VERIFICA DEI NUOVI TRAVETTI (Abete C24 - sez. 7x7cm i=20cm)

A parità di condizioni di carico e dimensioni, le caratteristiche meccaniche dei nuovi travetti sono migliori rispetto a quelle dei travetti esistenti per i quali le verifiche di resistenza, sopra riportate, sono risultate soddisfatte. Di conseguenza, per brevità si omettono le verifiche di resistenza dei nuovi travetti e si riportano solo le verifiche di deformabilità.

<u>CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE</u>		Legno Massiccio
		Essenza: <b>C24</b>
<b>f<sub>m,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a flessione	<b>24,0</b> MPa
<b>f<sub>t,0,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a trazione // fibre	14,0 MPa
<b>f<sub>t,90,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a trazione ⊥ fibre	0,5 MPa
<b>f<sub>c,0,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a compressione // fibre	<b>21,0</b> MPa
<b>f<sub>c,90,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a compressione ⊥ fibre	2,5 MPa
<b>f<sub>v,k</sub></b>	Resistenza caratteristica a taglio	<b>2,5</b> MPa
<b>E<sub>0,mean</sub></b>	Modulo di elasticità medio // fibre	11000 MPa
<b>E<sub>0,05</sub></b>	Modulo di elasticità caratteristico // fibre	7400 MPa
<b>E<sub>90,mean</sub></b>	Modulo di elasticità medio ⊥ fibre	370 MPa
<b>G<sub>mean</sub></b>	Modulo di taglio medio	690 MPa
<b>ρ<sub>k</sub></b>	Massa volumica caratteristica	350 kg/mc
<b>ρ<sub>m</sub></b>	Massa volumica media	420 kg/mc

<u>CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)</u>		
<b>γ<sub>m</sub></b>	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	<b>1,50</b>
<b>Classe di servizio</b>		<b>1</b>
<b>Durata del carico</b>		<b>media durata</b>
<b>k<sub>mod</sub></b>		<b>0,80</b>
<b>k<sub>def</sub></b>	Coefficiente di deformabilità	<b>0,60</b>
<b>k<sub>h</sub></b>	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	<b>1,16</b>
<b>k<sub>m</sub></b>	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	<b>0,70</b>

<u>CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'</u>		
<b>per elementi inflessi (travi)</b>		
<b>l<sub>ef</sub></b>	Lunghezza efficace della trave	160 cm
<b>σ<sub>m,crit.</sub></b>	Tensione di flessione critica	255 MPa
<b>λ<sub>rel,m</sub></b>	Snellezza relativa di trave	<b>0,31</b> -
<b>k<sub>crit,m</sub></b>	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	<b>1</b> -

<u>RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE</u>			
<b>f<sub>m,d</sub></b>	<b>14,9</b> MPa	u <sub>ist,max</sub> = L/300	<b>5,33</b> mm
<b>f<sub>v,d</sub></b>	<b>1,33</b> MPa	u <sub>fin,max</sub> = L/200	<b>8,00</b> mm
<b>f<sub>c,0,d</sub></b>	<b>11,2</b> MPa		

<u>VERIFICHE DI DEFORMABILITA'</u>				
<b>Freccia istantanea [4.4.7] NTC2018</b>				
		<b>VERIFICA</b>		
<b>u<sub>inst_Q_RARA</sub></b>	<b>3,10</b> mm	< L/300	<b>F.S</b>	<b>0,58</b> <b>SODDISFATTA</b>
<b>Freccia finale [4.4.7] NTC2018</b>				
<b>u<sub>inst_C.RARA</sub></b>	4,48			
<b>u<sub>inst_C.QP</sub></b>	3,24 mm			
<b>u<sub>creep</sub></b>	1,95 mm			
<b>u<sub>fin_TOT</sub></b>	<b>6,43</b> mm	< L/200	<b>F.S</b>	<b>0,80</b> <b>SODDISFATTA</b>

7.3.3 Verifica della struttura dei palchetti: Travi e Pilastri

Come detto in precedenza il progetto prevede il raddoppio dell'orditura dei travetti. Tuttavia, i nuovi travetti graveranno sulle nuove travi in acciaio. Di conseguenza si effettua la verifica della trave lignea esistente considerando tutti carichi previsti da progetto ma un interasse pari a quello attuale (40cm). In seguito si riporta la verifica del pilastro ligneo esistente. Tali verifiche sono effettuate secondo la **combinazione dei carichi fondamentale allo stato limite ultimo**.

TRAVI IN LEGNO MASSICCIO di ABETE S2 - Sez. 16X13 cm

Analisi dei carichi gravanti sulla trave

Strato	Luce influenza [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	q[kg/ml]
Trave in legno (16x13 cm)	96	450	9,4
Rivestimento in legno (sp.2cm)			2,8
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/ml]</b>			<b>11,4</b>
Strato		Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Incidenza travetti		10	9,6
Pavimento in legno		5	4,8
Materassino fonoassorbente		45	43,2
Cappa collaborante in c.a		96	92,16
Nuovo Tavolato ligneo		9	8,64
Lastre di cartongesso per la protezione dal fuoco		13	12,48
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]</b>			<b>170,9</b>
<b>Accidentali da utilizzo nella zona palchi [kg/ml]*</b>			<b>192</b>

Si riporta di seguito la verifica delle travi in legno esistenti

VERIFICA	TRAVE (16x13 cm)	i= 96 cm	L= 165 cm
<b>note:</b> Verifica dello schema di trave semplicemente appoggiata			
<b>CONDIZIONI DI CARICO</b>			
<b>g1k</b>	Carichi permanenti strutturali		0,12 kN/ml
<b>G2k</b>	Carichi permanenti non strutturali		<b>1,78</b> kN/mq
<b>Q1K</b>	Carico accidentale dominante		<b>2,00</b> kN/mq
<b>Combinazioni di carico</b>			
<b>qSLU</b>	SLU - Combinazione fondamentale		<b>5,60</b> kN/ml
<b>qSLE rara</b>	SLE- Combinazione rara		<b>3,75</b> kN/ml
<b>SEZIONE RESISTENTE</b>			
<b>B</b>	Base		<b>16</b> cm
<b>H</b>	Altezza		<b>13</b> cm
<b>L</b>	Luce		<b>165</b> cm
<b>Jy</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse orizzontale		2929 cm <sup>4</sup>
<b>Jz</b>	Momento d'inerzia rispetto all'asse verticale		4437 cm <sup>4</sup>
<b>wy</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale		451 cmc
<b>wz</b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale		555 cmc
<b>A</b>	Area		208 cm <sup>2</sup>

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio	
		Essenza:	Abete S2
$f_{m,k}$	Resistenza caratteristica a flessione		25,0 MPa
$f_{t,0,k}$	Resistenza caratteristica a trazione // fibre		15,0 MPa
$f_{t,90,k}$	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$ fibre		0,4 MPa
$f_{c,0,k}$	Resistenza caratteristica a compressione // fibre		21,0 MPa
$f_{c,90,k}$	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$ fibre		2,6 MPa
$f_{v,k}$	Resistenza caratteristica a taglio		4,0 MPa
$E_{0,mean}$	Modulo di elasticità medio // fibre		11800 MPa
$E_{0,05}$	Modulo di elasticità caratteristico // fibre		7900 MPa
$E_{90,mean}$	Modulo di elasticità medio $\perp$ fibre		390 MPa
$G_{mean}$	Modulo di taglio medio		740 MPa
$\rho_k$	Massa volumica caratteristica		375 kg/mc
$\rho_m$	Massa volumica media		450 kg/mc

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi inflessi (travi)		
$l_{ef}$	Lunghezza efficace della trave	165 cm
$\sigma_{m,crit.}$	Tensione di flessione critica	742 MPa
$\lambda_{rel,m}$	Snellezza relativa di trave	0,18 -
$k_{crit,m}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di trave	1 -

SOLLECITAZIONI MASSIME				
Sollecitazioni		Tensioni		Geometria schema statico
$M_{yEd}$	1,91 kNm	$\sigma_{m,y,d}$	4,23 MPa	n° campate 1
$V_{zEd}$	4,62 kN	$\tau_{dz}$	0,33 MPa	$L_{tot}$ 165 cm
$M_{zEd}$	0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	$\alpha$ 0°
$V_{yEd}$	0,00 kN	$\tau_{dy}$	0,00 MPa	
$N_{Ed}$	0,00 kN	$\sigma_{c,0,d}$	0,00 MPa	

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE				
$f_{m,d}$	13,7 MPa	$u_{ist,max} = L/300$	5,50 mm	
$f_{v,d}$	2,13 MPa	$u_{fin,max} = L/200$	8,25 mm	
$f_{c,0,d}$	11,2 MPa			

VERIFICHE DI RESISTENZA				
Flessione semplice - [4.4.5] NTC2018				
		VERIFICA		
$\sigma_{m,y,d}$	4,23 MPa	a) F.S	0,31	SODDISFATTA
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,22	SODDISFATTA
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018				
		VERIFICA		
$\sigma_{m,d}$	4,23 MPa			
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	13,72 MPa	F.S	0,31	SODDISFATTA
Taglio - [4.4.8] NTC2018				
		VERIFICA		
$\tau_{dy}$	0,33 MPa			
$\tau_{dz}$	0,00 MPa	F.S	0,16	SODDISFATTA

PILASTRI IN LEGNO MASSICCIO di ABETE S2 - Sez. 11X16 cm

Si riporta di seguito la verifica dei pilastri in legno esistenti, in particolare si sceglie come oggetto della verifica un elemento corrispondente alla prima tesa (primo ordine dei palchi) per il quale le sollecitazioni sono:

Strato	H [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	P[kg]
Pilastro (11x16 cm)	230	450	18,2
Rivestimento in legno (sp.2cm)	230	450	9,3
Permanenti strutturali P [kg] x1,3			<b>35,75</b>
Strato	Luce influenza [cm]	qslu [kg/ml]	P <sub>SLU</sub> [kg]
Reazione delle travi	165	560	924

Di conseguenza sul pilastro dell'ultima tesa si avrà uno scarico totale pari a

$$N_{SLU} = 3 \times (35,75 + 924) \text{ kg} = 2879 \text{ kg} = \mathbf{28,79 \text{ kN}}$$

Si riporta di seguito la verifica a compressione del pilastro di legno:

CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALE		Legno Massiccio	
		Essenza:	Abete S2
fm,k	Resistenza caratteristica a flessione		<b>25,0</b> MPa
ft,0,k	Resistenza caratteristica a trazione // fibre		15,0 MPa
ft,90,k	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$ fibre		0,4 MPa
fc,0,k	Resistenza caratteristica a compressione // fibre		<b>21,0</b> MPa
fc,90,k	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$ fibre		2,6 MPa
fv,k	Resistenza caratteristica a taglio		<b>4,0</b> MPa
E0,mean	Modulo di elasticità medio // fibre		11800 MPa
E0,05	Modulo di elasticità caratteristico // fibre		7900 MPa
E90,mean	Modulo di elasticità medio $\perp$ fibre		390 MPa
Gmean	Modulo di taglio medio		740 MPa
$\rho_k$	Massa volumica caratteristica		375 kg/mc
$\rho_m$	Massa volumica media		450 kg/mc

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
$\gamma_m$	Coefficiente di sicurezza parziale materiali	<b>1,50</b>
Classe di servizio		<b>1</b>
Durata del carico		<b>media durata</b>
kmod		<b>0,80</b>
kdef	Coefficiente di deformabilità	<b>0,60</b>
kh	Coefficiente correzione resistenza a flessione e a trazione	<b>1,00</b>
km	Coefficiente per ridistribuzione tensioni	<b>0,70</b>

CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'		
per elementi compressi (colonne)		
$l_0$	Lunghezza libera di inflessione (semincastri)	173 cm <b>con <math>\beta = 0,75</math></b>
$\lambda_{max}$	Snellezza nel piano in cui assume valore massimo	<b>72,4 -</b>
$\lambda_{rel,c}$	Snellezza relativa di colonna	<b>1,19 -</b>
$\beta_c$	Coefficiente di imperfezione	0,20
k		1,30
$k_{crit,c}$	Coefficiente riduttivo per instabilità di colonna	<b>0,55</b>

VERIFICHE DI RESISTENZA			
Compressione - [4.4.3]NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	1,61 MPa	VERIFICA	
$f_{c,0,d}$	11,20 MPa	F.S	0,14 SODDISFATTA
Verifica stabilità per Elementi compressi - [4.4.13]NTC2018			
$\sigma_{c,0,d}$	1,61 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,c} * f_{c,0,d}$	6,19 MPa	F.S	0,26 SODDISFATTA

Si riportano ora le verifiche delle strutture dei palchi per la combinazione relativa ad azioni eccezionali, quale l'innescarsi di un incendio. In Particolare si richiede per le strutture portanti una resistenza al fuoco **R60**. In tale caso, la combinazione di carico da considerare agente sulla trave è  $q_A = 2,98 \text{ kN/m}$ .

#### TRAVI IN LEGNO MASSICCIO di ABETE S2 - Sez. 16X13 cm

SEZIONE RIDOTTA PER INCENDIO		R 60
Tipo esposizione		3 lati
$\beta_n$ Velocità carbonazione legno massiccio		0,80 mm/min
$t$ Tempo di esposizione		0,80 mm/min
$k_0 = 1$ per $t > 20 \text{ min}$		60 min
$d_0$ Profondità zona alterata		1
$d_{ef}$ Profondità di sezione efficace demolita		7 mm
$B_{eff}$ Base ridotta		55 mm
$H_{eff}$ Altezza ridotta		7 cm
		8 cm
CONDIZIONI DI VERIFICA IN PRESENZA DI INCENDIO (Istruzioni CNR)		
$\gamma_{m,fi}$ Coefficiente di sicurezza parziale in presenza di incendio		1,0
$k_{fi}$ Coefficiente in funzione del tipo di legno		1,25
$k_{mod,fi}$ Sostituisce il parametro $k_{mod}$ a temperatura ambiente		1,00

SEZIONE RESISTENTE IN PRESENZA DI INCENDIO		R 60
B Base		7 cm
H Altezza		8 cm
L Luce di calcolo		165 cm
$w_y$ Modulo di resistenza asse forte		66 cmc
$w_z$ Modulo di resistenza asse debole		61 cmc
$J_y$ Momento d'inerzia asse forte		246 cm <sup>4</sup>
$J_z$ Momento d'inerzia asse debole		214 cm <sup>4</sup>
A Area		53 cm <sup>2</sup>
SOLLECITAZIONI MASSIME IN PRESENZA DI INCENDIO		
Sollecitazioni		Tensioni
$M_{y,Ed}$	1,01 kNm	$\sigma_{m,y,d}$ 15,47 MPa
$V_{z,Ed}$	2,46 kN	$\tau_{dz}$ 0,70 MPa
$M_{z,Ed}$	0,00 kNm	$\sigma_{m,z,d}$ 0,00 MPa
$V_{y,Ed}$	0,00 kN	$\tau_{dy}$ 0,00 MPa
$N_{Ed}$	0,00 kN	$\sigma_{c,0,d}$ 0,00 MPa
Geometria schema statico		
$n^\circ$ campate	1	
$L_{tot}$	165 cm	
$\alpha$	0°	



RESISTENZE DI PROGETTO IN PRESENZA DI INCENDIO	
$f_{m,d}$	31,25 MPa
$f_{v,d}$	5,00 MPa
$f_{c,0,d}$	26,25 MPa

VERIFICHE IN PRESENZA DI INCENDIO			
Flessione semplice - [4.4.5] NTC2018			
$\sigma_{m,y,d}$	15,47 MPa	a) F.S	0,49
$\sigma_{m,z,d}$	0,00 MPa	b) F.S	0,35
Verifica stabilità per Elementi inflessi - [4.4.11] NTC2018			
$\sigma_{m,d}$	15,47 MPa	VERIFICA	
$k_{crit,m} * f_{m,d}$	31,25 MPa	F.S	0,49

## PILASTRI IN LEGNO MASSICCIO di ABETE S2 - Sez. 11X16 cm

SEZIONE RIDOTTA PER INCENDIO		R 60
Tipo esposizione		3 lati
$\beta_n$ Velocità carbonazione legno massiccio		0,80 mm/min
$t$ Tempo di esposizione		0,80 mm/min
$k_0 = 1$ per $t > 20$ min		60 min
$d_0$ Profondità zona alterata		1
$def$ Profondità di sezione efficace demolita		7 mm
$B_{eff}$ Base ridotta		55 mm
$H_{eff}$ Altezza ridotta		0 cm
		11 cm

Come si evince dalle caratteristiche della sezione ridotta, il pilastro in presenza di un incendio della durata di 60 min brucerebbe completamente ( $B_{eff}=0$ cm). **Quindi la struttura non sarebbe più in grado di sostenere i carichi gravitazionali.**

Nell'ambito di questo progetto, al fine di risolvere la criticità ora esposta, si è optato per l'introduzione di una struttura ausiliaria in acciaio, affiancata a quella lignea esistente. Tale struttura avrà un ruolo complementare rispetto al telaio in legno originario, sostituendone la funzione portante in presenza di incendio. Il dimensionamento della struttura in acciaio ausiliaria è pertanto realizzato considerando come condizione di carico quella relativa alla presenza di azioni eccezionali ( $q_A = 2,92$  kN/m). Si riportano di seguito le verifiche degli elementi che costituiscono il telaio in acciaio. Le connessioni tra pilastri e colonne sono considerate come nodi cerniera.

## TRAVI IN ACCIAIO S275 - Profilo L60x6

VERIFICA	TRAVE AUSILIARIA	L=	160 cm	$L_{infl.} =$	96 cm
note: Verifica della trave APPOGGIO-APPOGGIO					
CONDIZIONI DI CARICO					
<b>g1k</b>	Carichi permanenti strutturali				0,05 kN/ml
<b>G2k</b>	Carichi permanenti non strutturali			1,78	kN/mq
<b>Q1K</b>	Carico accidentale dominante			2,00	kN/mq
Combinazioni di carico					
<b>qSLU</b>	SLU - Combinazione fondamentale			5,51	kN/ml
<b>qA</b>	Combinazione per carichi eccezionali			2,92	kN/ml

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE INERZIA SEZIONE		
<b>Tipo di Profilo</b>		<b>L 60x6</b>
<b>b</b>	Larghezza	60 mm
<b>h</b>	Altezza	60 mm
<b>W</b>	Peso	5,4 kg/m
<b>A</b>	Area	6,9 cm <sup>2</sup>
<b>J<sub>y</sub></b>	Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	22,8 cm <sup>4</sup>
<b>J<sub>z</sub></b>	Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	22,8 cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>y</sub></b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	5,3 cm <sup>3</sup>
<b>w<sub>z</sub></b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	5,3 cm
<b>i<sub>y</sub></b>	Raggio di inerzia direzione forte	1,8 cm
<b>i<sub>z</sub></b>	Raggio di inerzia direzione debole	1,8 cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO S275(t<40mm)		
<b>f<sub>yk</sub></b>	Tensione caratteristica di snervamento	<b>275</b> MPa
<b>f<sub>tk</sub></b>	Tensione caratteristica di rottura	<b>430</b> MPa
<b>E</b>	Modulo Elastico	210000 MPa
<b>G</b>	Modulo Elastico tangenziale	81000 MPa
CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)		
<b>Classe</b>	(in funzione della capacità di deformazione in campo plastico)	<b>3</b>
<b>Metodo per il calcolo della Capacità Resistente</b>		<b>(E)</b>
<b>Metodo di Analisi Globale</b>		<b>(E)</b>
<b>γ<sub>M0</sub></b>	Coeff. di sicurezza parziale materiali	<b>1,05</b>
<b>γ<sub>M1</sub></b>	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per instabilità)	<b>1,05</b>
<b>γ<sub>M2</sub></b>	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per sezioni tese, indebolite dai fori)	<b>1,25</b>

SOLLECITAZIONI MASSIME		
<b>M<sub>yEd</sub></b>	Momento flettente lungo y	<b>0,93</b> kNm
<b>V<sub>Ed</sub></b>	Taglio	<b>2,33</b> kN

RESISTENZE DI PROGETTO E DEFORMAZIONI LIMITE		
<b>f<sub>yd</sub></b>	Tensione di progetto di snervamento	<b>262</b> Mpa
<b>f<sub>td</sub></b>	Tensione di progetto di rottura	<b>220</b> Mpa
<b>f<sub>td</sub></b>	Tensione di progetto di rottura per sezioni tese indebolite da fori	<b>344</b> Mpa
<b>δ<sub>max</sub></b>	≤L/250	<b>6</b> mm
<b>δ<sub>2</sub></b>	≤L/300	<b>5</b> mm

VERIFICHE DI RESISTENZA				
Flessione monoassiale - [4.2.12-14] NTC2018				
$M_{Ed}$	0,93 kNm			
$M_{el,Rd}$	1,39 kNm	Mom. resistente di snervamento di progetto		VERIFICA
$M_{b,Rd}$	1,45 kNm	Mom. resistente per fenomeni di instabilità	0,67	SODDISFATTA
Taglio - [4.2.17] NTC2018				
$V_{Ed}$	2,33 kN			VERIFICA
$V_{C,Rd}$	104 kN	Taglio resistente	0,02	SODDISFATTA
VERIFICHE DI DEFORMABILITA'				
Freccia istantanea [4.4.7] NTC2018				
$\delta_{max\_C,RARA}$	5,20 mm	< L/250	F.S 0,81	SODDISFATTA
$\delta_{2\_Q}$	3,42 mm	< L/300	F.S 0,64	SODDISFATTA

## COLONNE IN ACCIAIO S275 - SCATOLATI QUADRATI 60X4

Si riporta di seguito delle colonne in acciaio, in particolare si sceglie come oggetto della verifica un elemento corrispondente alla prima tesa (primo ordine dei palchi) per il quale le sollecitazioni sono:

Strato	H [cm]	p[kg/ml]	P[kg]
Colonna	230	7,03	16,2
Permanenti strutturali P [kg]			16,2
Strato	Luce influenza [cm]	qA [kg/ml]	P <sub>SLU</sub> [kg]
Reazione travi acciaio sul pilastro	160	292	467

Di conseguenza sul pilastro dell'ultima tesa si avrà uno scarico totale pari a

$$N_{SLU} = 3 \times (16,2 + 467) \text{ kg} = 1449,6 \text{ kg} = \mathbf{14,5 \text{ kN}}$$

Si riporta di seguito la verifica a compressione della colonna di acciaio:

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE INERZIA SEZIONE		
Tipo di Profilo		SCATOLATI 60x6
<b>b</b>	Larghezza	60 mm
<b>h</b>	Altezza	60 mm
<b>W</b>	Peso	7,0 kg/m
<b>A</b>	Area	9,0 cm <sup>2</sup>
<b>J<sub>y</sub></b>	Momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale	47,1 cm <sup>4</sup>
<b>J<sub>z</sub></b>	Momento di inerzia rispetto all'asse verticale	47,1 cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>y</sub></b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse orizzontale	15,7 cm <sup>3</sup>
<b>w<sub>z</sub></b>	Modulo di resistenza rispetto all'asse verticale	15,7 cm
<b>i<sub>y</sub></b>	Raggio di inerzia direzione forte	2,3 cm
<b>i<sub>z</sub></b>	Raggio di inerzia direzione debole	2,3 cm
CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO S275(t<40mm)		
<b>f<sub>yk</sub></b>	Tensione caratteristica di snervamento	275 MPa
<b>f<sub>tk</sub></b>	Tensione caratteristica di rottura	430 MPa
<b>E</b>	Modulo Elastico	210000 MPa
<b>G</b>	Modulo Elastico tangenziale	81000 MPa

CONDIZIONI DI VERIFICA (NTC 2018)			
Classe	(in funzione della capacità di deformazione in campo plastico)		3
Metodo per il calcolo della Capacità Resistente			(E)
Metodo di Analisi Globale			(E)
$\gamma_{M0}$	Coeff. di sicurezza parziale materiali		1,05
$\gamma_{M1}$	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per instabilità)		1,05
$\gamma_{M2}$	Coeff. di sicurezza parziale materiali (per sezioni tese, indebolite dai fori)		1,25
CONDIZIONI PER VERIFICHE DI STABILITA'			
per aste compresse (4.2.4.1.3.1 NTC 2018)			
L	Lunghezza asta		230 cm
L <sub>0</sub>	Lunghezza libera di inflessione		161 cm
	(incastro-cerniera)		con $\beta = 0,7$
$\lambda$	Snellezza		70,3 -
$\lambda_1$	Snellezza critica		86,8 -
	Snellezza adimensionale		0,81 -
$\alpha$	Fattore di imperfezione	con Curva di Instabilità: b	0,34 -
$\Phi$			0,93 -
$\chi$	Coefficiente riduttivo per instabilità di compressione		0,72 -

VERIFICHE DI RESISTENZA			
Compressione - [4.2.9] [4.2.42] NTC2018			
$N_{Ed}$	15 kN		
$N_{c,Rd}$	235 kN	Resistenza di progetto a compressione	VERIFICA
$N_{b,Rd}$	169 kg	Resistenza di progetto ridotta per instabilità	0,09 SODDISFATTA

### 7.3.4 Verifica delle scale storiche

Le scale storiche di collegamento tra i diversi ordini dei palchetti allo stato attuale sono costituite da lastre in pietra che poggiano direttamente nella muratura. Tra la muratura e la pietra è interposta una tavella in laterizio. I travetti lignei sottostanti in avanzato stato di degrado avevano con molta probabilità la funzione di supporto del sottostante controsoffitto in canniccio e gesso.

Allo stato attuale si riscontra una condizione di crolli diffusi, solo alcune rampe sono praticabili mentre molte altre sono completamente inagibili.

Al fine di risolvere la presente criticità l'intervento previsto consiste nel posizionare in corrispondenza degli appoggi dei profili UPN100. Tali profili poggeranno a loro volta su travi in HEA100 poste alle estremità delle rampe ed ordite nella direzione trasversale.

Si riporta di seguito la verifica di tale nuova struttura, nella condizione peggiore, ovvero nei campi relativi alle rampe crollate.

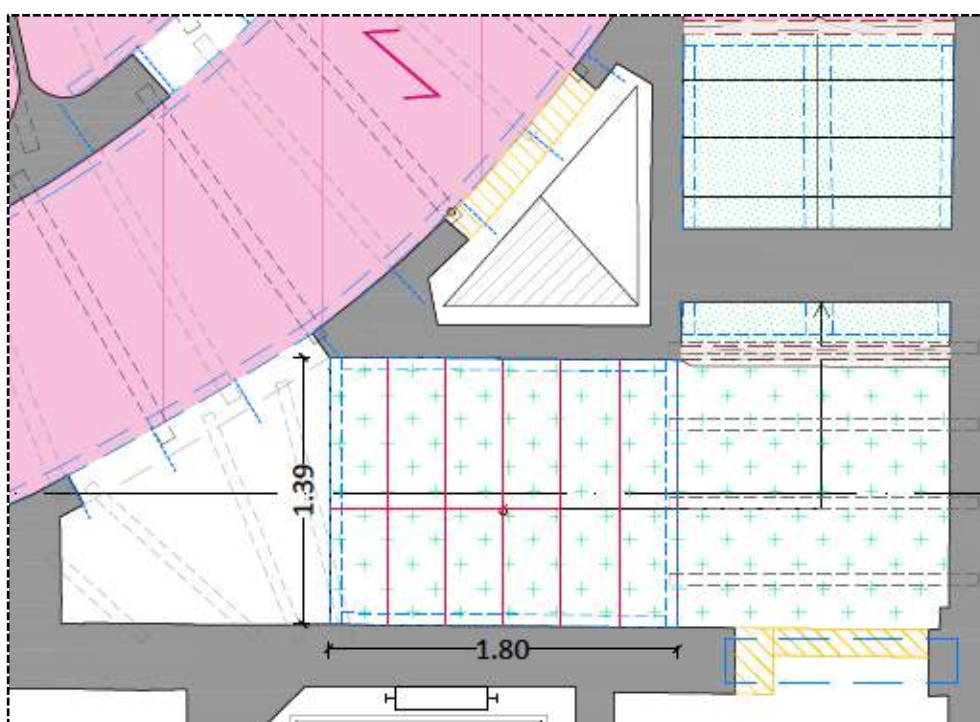


Figura 80 – Pianta delle rampe di scale storiche

### ANALISI DEI CARICHI

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Gradino in pietra (3/ml) (p=33 cm, p=17 cm, L=1,40)	3	2700	170
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>170</b>
Lastre di cartongesso per la protezione dal fuoco	1,5	840	13
Cartongesso	(2,5+2,5) cm	500	25
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>38</b>
<b>Accidentali da utilizzo (cat C2) [kg/mq]</b>			<b>400</b>

Di seguito si riportano i coefficienti e le combinazioni di carico considerate:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE				
Azione			STR01	STR02
			$\gamma_{SLU}$ (sfav.)	$\gamma_{SLE}$ (QP)
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1	1,3	1
g2k	Carichi permanenti non strutturali	g2	1,5	1
q1k	Carico da utilizzo	q1: Scale	1,5	1

#### VERIFICA GRADINO IN PIETRA (sez. 36x3 cm)

I carichi gravanti sulle pedate in pietra sono:

$$g1k = 1,7 \text{ kN/mq} \cdot 0,36\text{m} = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$qk = 4,0 \text{ kN/mq} \cdot 0,36\text{m} = 1,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{STR01} = 1,3 \cdot 0,6 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 1,4 \text{ kN/m} = 2,9 \text{ kN/m}$$

Lo schema statico è quello di trave semplicemente appoggiata, quindi il massimo momento flettente è:

$$M_{sd} = 1/8 q L^2 = 1/8 \cdot 2,9 \text{ kN/m} \cdot (1,4\text{m})^2 = 0,7 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,max} = \sigma_{t,max} = M_{sd}/w = 0,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 5,4 \cdot 10^4 \text{ mmc} = 12,9 \text{ MPa}$$

Ipotizzando una pietra di tipo calcareo i range di resistenza ricavati dalla letteratura<sup>2</sup> sono:

$$\text{Rottura a compressione: } \sigma_{rd} = 50/150 \text{ MPa} \gg 12,9 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\text{Rottura a trazione per flessione: } 8/17 \text{ MPa} < 12,9 \text{ MPa}$$

VERIFICA NON SODDISFATTA

Si prescrive l'applicazione all'intradosso della pietra di lamine pultruse in fibra di carbonio al fine di incrementare la resistenza a trazione per flessione della pietra.

#### VERIFICA STRUTTURE ACCIAIO

##### PROFILI LATERALI UPN100 IN ACCIAIO S235 ( $\alpha=30^\circ$ )

Di seguito si riportano le caratteristiche del profilo oggetto di analisi.

The screenshot shows a software interface for analyzing UPN 100 steel profiles. It includes a table of properties, a diagram of the profile, and a section class summary.

designazione	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
UPN 80	8,6	80	45	6,00	8,00	8,00
UPN 100	10,6	100	50	6,00	8,50	8,50
UPN 120	13,4	120	55	7,00	9,00	9,00
UPN 140	16,0	140	60	7,00	10,00	10,00
UPN 160	18,8	160	65	7,50	10,50	10,50
UPN 180	22,0	180	70	8,00	11,00	11,00

UPN 100

g (kg/m): 10,6  
h (mm): 100  
b (mm): 50  
tw (mm): 6  
tf (mm): 8,5  
r1 (mm): 8,5

$i_2$  (cm): 4,5  
A (cm<sup>2</sup>): 13,5  
 $i_y$  (cm): 3,91  
 $i_z$  (cm): 1,47  
W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>): 41,2  
W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>): 8,49  
W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>): 49  
W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>): 16,2

N<sub>Ed</sub> (kN): 302,1  
N<sub>Ed</sub> (kN): 302,1  
V<sub>Ed</sub> (kN): 80,53  
M<sub>Ed</sub> (kNm): 10,97  
M<sub>Ed</sub> (kNm): 3,626  
V<sub>Ed</sub> (kN): 109,8

Classe Sezione:  
Compressione: 1  
Flessione My: 1  
Flessione Mz: 1

<sup>2</sup> Koenig G.K – Furiozzi B. – Brunetti F. – Ceccarelli G., *Tecnologia delle costruzioni*, Le Monnier, Firenze 1989

I carichi gravanti sulla travi a ginocchio sono:

$$g_{1k} = 1,7 \text{ kN/mq} \cdot 1,4\text{m}/2 = 1,2 \text{ kN/m}$$

$$g_{2k} = 0,4 \text{ kN/mq} \cdot 1,4\text{m}/2 = 0,1 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 4,0 \text{ kN/mq} \cdot 1,4\text{m}/2 = 1,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{STR01} = 1,3 \cdot 1,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot (0,1 + 1,4) \text{ kN/m} = \mathbf{3,8 \text{ kN/m}}$$

$$M_{sd} = 1/8 q L^2 = 1/8 \cdot 3,8 \text{ kN/m}^2 = 2 \text{ kNm} < M_{Rdy} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = \mathbf{10,97 \text{ kNm}}$$

$$V_{sd} = 1/2 q L = 1/2 \cdot 3,8 \text{ kN/m} \cdot (1,8\text{m} / \cos \alpha) = \mathbf{3,9 \text{ kN/m}} < V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = \mathbf{80,5 \text{ kN}}$$

VERIFICHE SODDISFATTE



## 7.4 Verifica delle murature portanti in condizioni statiche

Le analisi e le verifiche per i carichi gravitazionali sono state svolte avvalendosi del software di calcolo 3MURI.

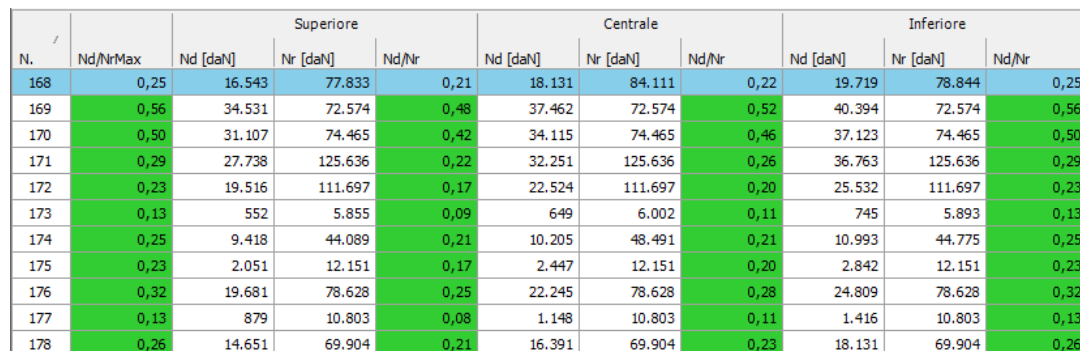
Si riporta la verifica delle murature per flessione per carichi laterali, ai sensi del paragrafo 4.5.6.2 delle NTC2018 (resistenza e stabilità fuori dal piano). Le verifiche per le azioni taglianti e per la pressoflessione nel piano sono invece svolte nelle combinazioni sismiche, riportate nel seguito della presente relazione, nelle quali le sollecitazioni di taglio sono di entità superiore.

### 7.4.1 Verifica delle murature portanti esistenti

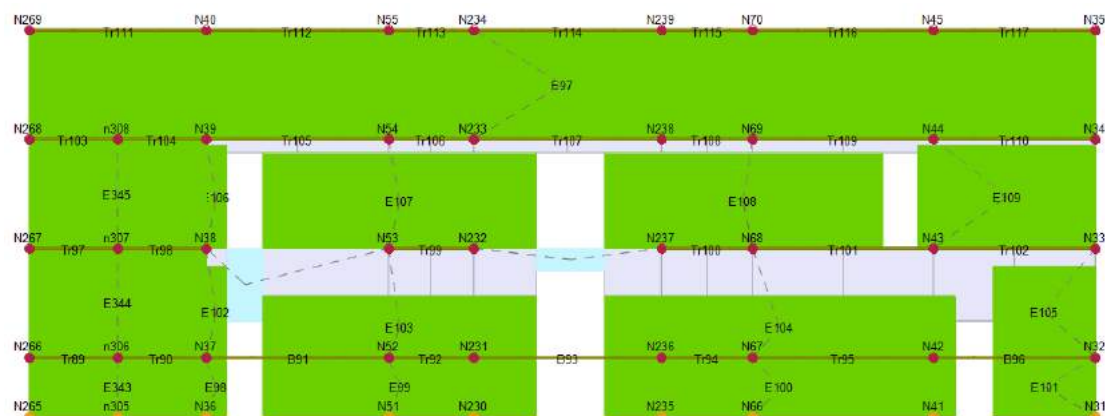
Si riportano per esteso le verifiche più significative di alcune pareti (parete di fondo della torre scenica, parete laterale verso il cortile nord, parete di emiciclo al piano terra a sostegno dei palchetti superiori). Le condizioni geometriche e di calcolo considerate sono quelle di progetto



Figura 81 – Risultati delle analisi di flessione per carichi laterali della parete di fondo della torre scenica

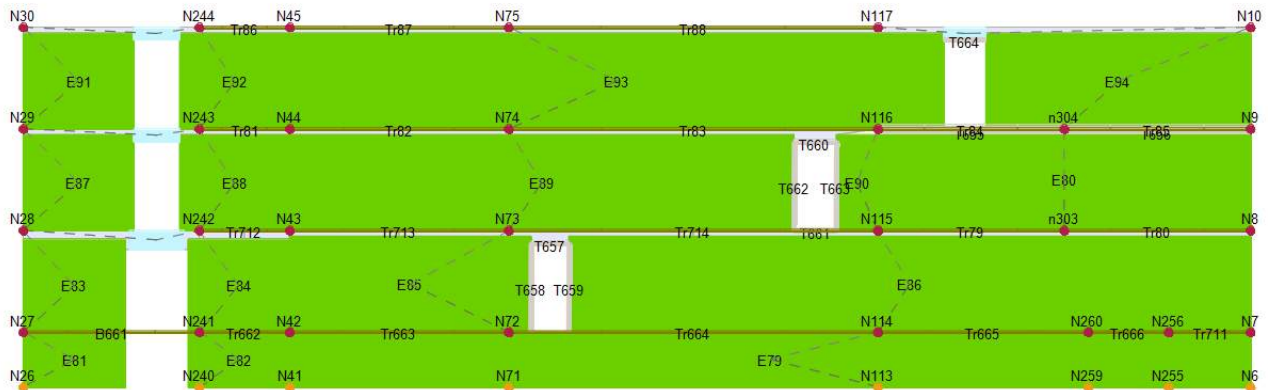


**Figura 82 – Risultati delle analisi di flessione per carichi laterali della parete del bocchescena**



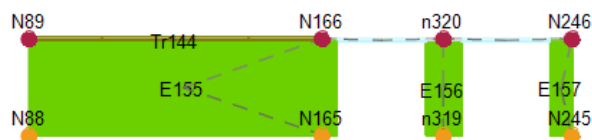
N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
97	0,27	60.653	288.938	0,21	74.126	418.108	0,18	93.901	349.948	0,27
98	0,39	3.131	8.936	0,35	3.304	8.936	0,37	3.477	8.936	0,39
99	0,50	50.481	110.322	0,46	52.772	118.449	0,45	55.064	110.999	0,50
100	0,50	70.151	151.499	0,46	73.082	151.549	0,48	76.014	151.503	0,50
101	0,47	19.042	44.101	0,43	19.895	44.101	0,45	20.748	44.101	0,47
102	0,42	3.356	9.481	0,35	3.675	9.481	0,39	3.995	9.481	0,42
103	0,66	72.199	117.916	0,61	75.055	125.665	0,60	77.910	118.484	0,66
104	0,62	92.470	160.717	0,58	96.123	160.781	0,60	99.776	160.722	0,62
105	0,45	17.859	46.788	0,38	19.434	46.788	0,42	21.009	46.788	0,45
106	0,31	2.239	9.481	0,24	2.600	9.481	0,27	2.961	9.481	0,31
107	0,49	42.941	103.081	0,42	47.383	124.864	0,38	51.825	106.289	0,49
108	0,46	41.832	107.366	0,39	46.331	127.284	0,36	50.829	110.891	0,46
109	0,32	19.965	81.328	0,25	23.059	81.328	0,28	26.152	81.328	0,32
343	0,61	79.558	133.762	0,59	80.298	133.762	0,60	81.038	133.762	0,61
344	0,55	74.069	141.911	0,52	75.708	141.911	0,53	77.348	141.911	0,55
345	0,39	52.485	141.911	0,37	54.124	141.911	0,38	55.764	141.911	0,39

Figura 83 – Risultati delle analisi di flessione per carichi laterali della parete tra avancorpo e teatro



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
79	0,24	177.882	861.866	0,21	195.167	932.178	0,21	212.451	876.762	0,24
80	0,31	71.984	302.332	0,24	83.123	310.166	0,27	94.261	304.184	0,31
81	0,46	65.199	151.003	0,43	67.024	151.003	0,44	68.849	151.003	0,46
82	0,51	73.751	151.091	0,49	75.577	151.091	0,50	77.402	151.091	0,51
83	0,44	56.933	143.401	0,40	60.019	143.401	0,42	63.105	143.401	0,44
84	0,31	38.415	143.484	0,27	41.502	143.484	0,29	44.589	143.484	0,31
85	0,32	54.125	210.145	0,26	61.672	227.394	0,27	69.218	213.906	0,32
86	0,33	171.847	640.980	0,27	193.159	642.162	0,30	214.472	641.215	0,33
87	0,35	46.371	151.982	0,31	49.808	155.352	0,32	53.246	152.417	0,35
88	0,29	38.288	154.141	0,25	41.727	155.435	0,27	45.166	154.338	0,29
89	0,29	89.180	398.451	0,22	104.956	462.541	0,23	120.733	418.550	0,29
90	0,34	9.786	35.818	0,27	11.083	39.067	0,28	12.380	36.499	0,34
91	0,20	23.440	147.509	0,16	26.877	155.352	0,17	30.315	149.288	0,20
92	0,21	24.528	151.008	0,16	27.967	155.435	0,18	31.406	151.977	0,21
93	0,12	60.837	755.428	0,08	81.288	899.756	0,09	101.740	823.345	0,12
94	0,16	41.998	373.999	0,11	50.273	373.999	0,13	58.548	373.999	0,16

Figura 84 – Risultati delle analisi di flessione della parete laterale verso il cortile Nord



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
154	0,27	4.308	19.559	0,22	4.750	19.559	0,24	5.191	19.559	0,2
155	0,30	16.049	61.979	0,26	17.292	61.979	0,28	18.535	61.979	0,3
156	0,04	40	7.346	0,01	184	7.346	0,03	329	7.346	0,0
157	0,12	341	4.378	0,08	428	4.378	0,10	516	4.378	0,1

Figura 85 – Risultati delle analisi di flessione della parete dell'emiciclo al piano terra

Di seguito si riporta invece una sintesi delle verifiche su tutti i maschi murari definiti nel modello

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
28	0	0,93	12	0,32	0,159
29	0	0,92	12	0,32	0,159
39	0	0,33	8,67	0,258	0,233
3	0	0,99	5,33	0,135	0,065
34	0	0,63	8	0,532	0,169
35	0	0,65	8	0,535	0,17
7	0	0,66	8	0,18	0,077
8	0	0,53	8	0,18	0,083
9	0	0,49	12	0,147	0,067
10	0	0,55	8	0,211	0,095
11	0	0,55	12	0,129	0,06
12	0	0,59	12	0,156	0,065
13	0	0,3	8,67	0,043	0,043
14	0	0,47	6,5	0,121	0,058
15	0	0,5	6,5	0,109	0,052
16	0	0,45	6,5	0,114	0,054
5	0	0,73	5,33	0,167	0,08
18	0	0,56	8	0,05	0,04
6	0	0,51	5,33	0,077	0,032
20	0	0,58	8	0,286	0,103
21	0	0,58	8	0,19	0,072
22	0	0,59	8	0,285	0,104
23	0	0,55	8	0,056	0,04
24	0	0,59	12	0,06	0,06
25	0	0,74	12	0,06	0,06
26	0	0,54	12	0,06	0,06
27	0	0,57	12	0,06	0,06
4	0	0,42	5,33	0,271	0,113
2	0	0,4	5,33	0,316	0,121
30	0	0,49	12	0,06	0,06
31	0	0,43	12	0,06	0,06
32	0	0,43	12	0,06	0,06
33	0	0,54	12	0,06	0,06
17	0	0,25	8,67	0,043	0,043
19	0	0,63	8	0,104	0,05
36	0	0,49	8	0,04	0,04
1	0	0,78	5,33	0,142	0,068

Figura 86 – Risultati della verifica per flessione fuori dal piano [4.5.7] delle murature portanti esistenti

#### 7.4.2 Verifica delle murature armate di nuova costruzione

Si riporta la verifica delle murature per flessione per carichi laterali, ai sensi del paragrafo 4.5.6.2 delle NTC2018 (resistenza e stabilità fuori dal piano). Le verifiche per le azioni taglianti sono invece svolte nelle combinazioni sismiche nelle quali le sollecitazioni di taglio sono sicuramente superiori.

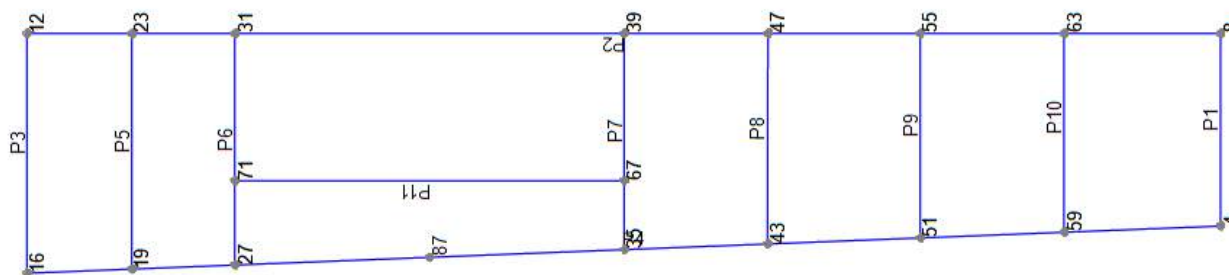
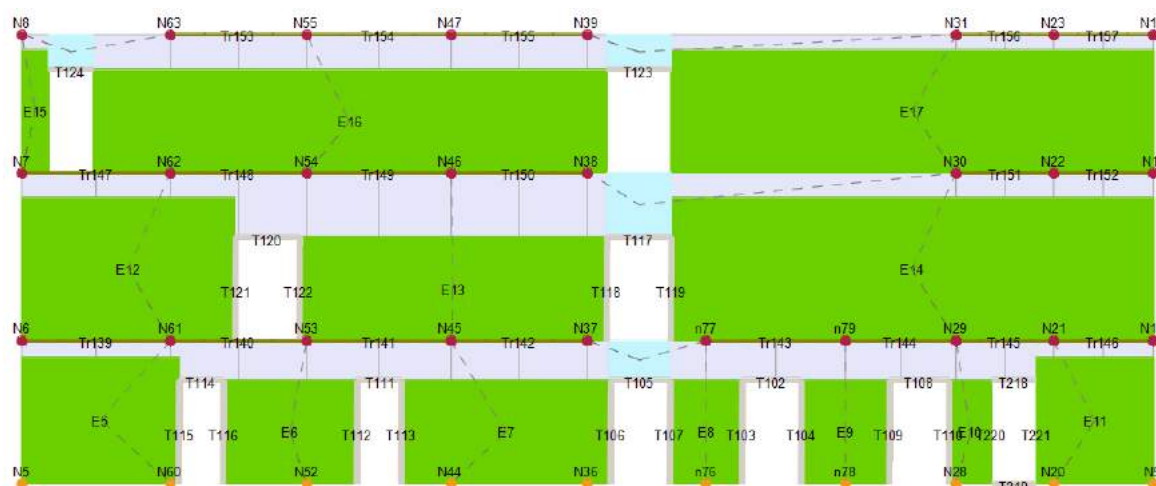


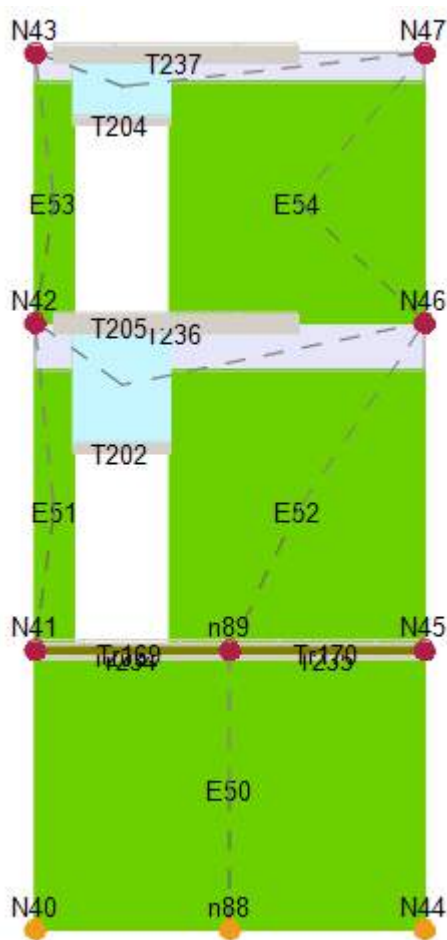
Figura 87 – Pianta della struttura con individuazione delle pareti

Le verifiche di cui alla formula [4.5.7] delle NTC2018, sono svolte per ciascun maschio murario, nelle due sezioni di estremità ed in corrispondenza della sezione di mezzeria. A titolo esemplificativo si riportano per esteso i risultati relativi alla parete esistente P2:



N.	Nd/NrMax	Superiore				Centrale				Inferiore			
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd/Nr
5	0,31	24.125	106.721	0,23	28.420	106.721	0,27	32.714	106.721	0,31	0,31	0,31	0,31
6	0,39	29.021	90.863	0,32	32.015	90.863	0,35	35.009	90.863	0,39	0,39	0,39	0,39
7	0,42	49.736	142.430	0,35	54.429	142.430	0,38	59.123	142.430	0,42	0,42	0,42	0,42
8	0,42	17.247	49.151	0,35	18.866	49.151	0,38	20.486	49.151	0,42	0,42	0,42	0,42
9	0,45	23.115	60.119	0,38	25.097	60.119	0,42	27.078	60.119	0,45	0,45	0,45	0,45
10	0,47	11.922	29.464	0,40	12.893	29.464	0,44	13.863	29.464	0,47	0,47	0,47	0,47
11	0,40	25.711	79.353	0,32	28.903	79.353	0,36	32.096	79.353	0,40	0,40	0,40	0,40
12	0,23	18.710	138.031	0,14	25.319	138.031	0,18	31.929	138.031	0,23	0,23	0,23	0,23
13	0,28	42.044	198.968	0,21	48.935	198.968	0,25	55.825	198.968	0,28	0,28	0,28	0,28
14	0,23	42.124	312.240	0,13	57.076	312.240	0,18	72.028	312.240	0,23	0,23	0,23	0,23
15	0,10	531	18.368	0,03	1.181	18.368	0,06	1.894	18.368	0,10	0,10	0,10	0,10
16	0,11	16.014	352.755	0,05	27.526	352.755	0,08	39.038	352.755	0,11	0,11	0,11	0,11
17	0,11	12.082	331.301	0,04	24.953	331.301	0,08	37.825	331.301	0,11	0,11	0,11	0,11

Figura 88 – Risultati delle analisi di flessione per carichi laterali sulla parete esistente al con il teatro



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
50	0,44	40.439	99.311	0,41	42.152	100.505	0,42	43.865	99.404	0,44
51	0,30	2.271	8.578	0,26	2.441	8.657	0,28	2.611	8.588	0,30
52	0,43	22.082	55.926	0,39	23.202	57.116	0,41	24.323	56.036	0,43
53	0,12	928	10.043	0,09	1.045	10.220	0,10	1.191	10.082	0,12
54	0,17	9.383	64.202	0,15	10.348	67.425	0,15	11.313	64.751	0,17

Figura 89 – Risultati delle analisi di flessione per carichi laterali su una delle pareti in muratura armata.

Di seguito si riporta invece una sintesi delle verifiche sugli altri maschi murari

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
6	0	0,97	13,6	0,329	0,184
7	0	0,91	13,6	0,312	0,272
3	0	0,87	7,56	0,324	0,154
1	0	0,69	13,6	0,29	0,123
2	0	0,47	7,56	0,038	0,038
8	0	0,44	13,6	0,072	0,068
9	0	0,46	13,6	0,073	0,068

Figura 90 – Risultati della verifica per flessione fuori dal piano [4.5.7]

Le verifiche risultano tutte soddisfatte, quindi sia le nuove pareti in muratura armata che la parete esistente risultano **adeguate dal punto di vista statico**.

## 7.5 Verifica delle fondazioni esistenti

Peso proprio della parete  $W_{\text{PARETE}} = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(119,9 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 10) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = 1008,7 \text{ kN}$$

$$\text{COMBO SLU: } 1,3 \cdot W_{\text{PARETE}} = \mathbf{1311,3 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dal solaio di palcoscenico:

Travi HEA 140:	14,60 kg/mq
<b>G1+G2 - Carichi permanenti:</b>	14,60 kg/mq
Travetti	11,30 kg/mq
Tavolato in legno	15,00 kg/mq
Controsoffitto:	50,00 kg/mq
<b>G2 - Carichi permanenti non strutt:</b>	76,30 kg/mq
<b>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</b>	500,00 kg/mq
COMBO SLU: $1,3G1+1,5G2+1,5Qk$	883,5 kg/mq = 8,8 kN/mq

Carico trasmesso dall'impalcato di palcoscenico su W1:

$$\mathbf{Ps1 = 8,8 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflPs1}} = 8,8 \text{ kN/mq} \cdot 35,9 \text{ mq} = 315,6 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dal piano della graticcia:

Travi in legno della graticcia	30,24 kg/mq
<b>G1 - Carichi permanenti:</b>	30,24 kg/mq
Piano della Graticcia	26,50 kg/mq
<b>G2 - Carichi permanenti non strutt:</b>	26,50 kg/mq
<b>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</b>	250,00 kg/mq
COMBO SLU: $1,3G1+1,5G2+1,5Qk$	454,11 kg/mq = 4,5 kN/mq

Carico trasmesso dal piano della graticcia :

$$\mathbf{Fv2 = 4,5 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflFv2}} = 4,5 \text{ kN/mq} \cdot 45 \text{ mq} = 202,5 \text{ kN}}$$

Quindi il carico totale in fondazione è:

$$\mathbf{Q_{SLU} = (1311,3 + 315,6 + 202,5) \text{ kN} = 1829,4 \text{ kN}}$$

Considerando una lunghezza unitaria della parete, il carico distribuito è:

$$\mathbf{q_{SLU} = 1829,4 \text{ kN} / 15,4 \text{ m} = 118,8 \text{ kN/m}}$$

Le fondazioni esistenti si attestano a quota di circa -2,40 m e sono costituite in muratura portante. Il peso proprio è pari a:

$$W_{\text{FONDAZIONE}} = A \cdot 18 \text{ kN/mc} = 0,92 \text{ mq} \cdot 18 \text{ kN/mc} = 16,6 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{W_{FONDAZIONE,SLU} = 1,3 \cdot 16,6 \text{ kN} = 21,5 \text{ kN/m}}$$

In conclusione sul terreno agisce un carico totale per unità di lunghezza pari a:

$$\mathbf{q_{TOT} = 140,3 \text{ kN/m}}$$



### VERIFICA GEOTECNICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La fondazione esistente presenta un allargamento totale alla base rispetto allo spessore della parete in elevazione pari a 20 cm su ambo i lati. Quindi:

$$B_{\text{FONDAZIONE}} = (45+20+20) \text{ cm} = 85 \text{ cm}$$

La pressione sul terreno è pertanto pari a:

$$\sigma^*_{\tau} = 140,3 \text{ kg/cm} / 85 \text{ cm} = 1,65 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_d = 2,78/2,3 \text{ kg/cm}^2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

**VERIFICA NON SODDISFATTA**

Si prevede pertanto di collegare la fondazione esistente con la nuova fondazione a platea del sottopalco da un lato e con la platea di fondazione del nuovo vano tecnico/vasca antincendio mediante scassi puntuali di larghezza pari a 20 cm ogni 1 metro di lunghezza della parete ed armatura integrativa. Per ulteriori dettagli si faccia riferimento agli elaborati grafici.

Considerando una diffusione dei cari come indicato in figura, la porzione di platea collaborante con quella esistente determina un ampliamento della base di 18 cm per lato.

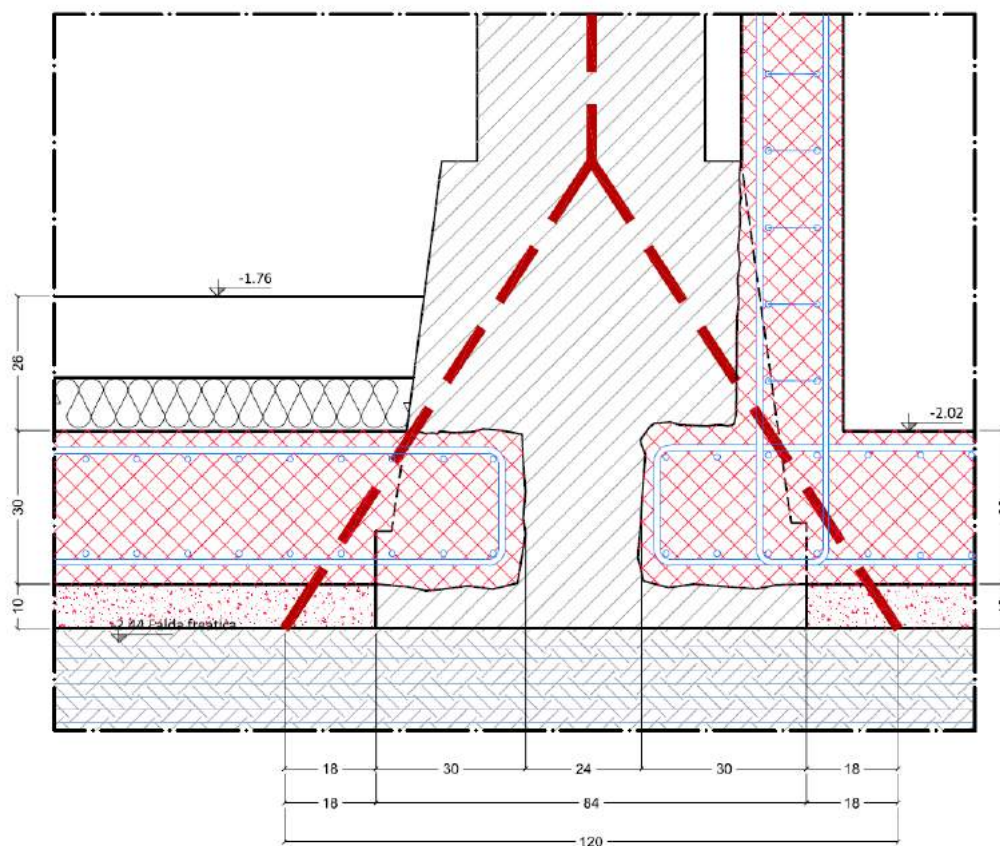


Figura 91 – Allargamento fondazioni esistenti: Schema della diffusione del carico in corrispondenza della muratura di fondo della torre scenica.

Quindi la nuova base è pari a:

$$B^*_{\text{FONDAZIONE}} = (84+18+18) = 120 \text{ cm}$$

$$\sigma^*_{\tau} = 140,3 \text{ kg/cm} / 120 \text{ cm} = 1,17 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_d = 2,78/2,3 \text{ kg/cm}^2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

VERIFICA DELLA FONDAZIONE IN MURATURA

La tensione di compressione su una porzione di lunghezza unitaria della muratura di fondazione è pari a

$$\sigma_c = N/A = 14030 \text{ kg}/(58 \cdot 100) \text{ cmq} = 2,41 \text{ kg/cmq} = \mathbf{0,24 \text{ Mpa}} < f_d = f_m/\gamma_M \cdot F_C = 3,4 \text{ MPa}/(3 \cdot 1,2) = \mathbf{0,94 \text{ MPa}}$$

VERIFICA SODDISFATTA

7.5.1 Verifica delle connessioni con la fondazione esistente

Le connessioni tra le nuove fondazioni e le fondazioni esistenti, trattandosi di scassi puntuali, possono essere considerate come delle mensole incastrate e di sezione rettangolare.

Si riporta la verifica nella condizione più gravosa, ovvero della connessione tra la platea di fondazione del nuovo vano tecnico/vasca antincendio con la fondazione esistente in muratura della parete di fondo della torre scenica.

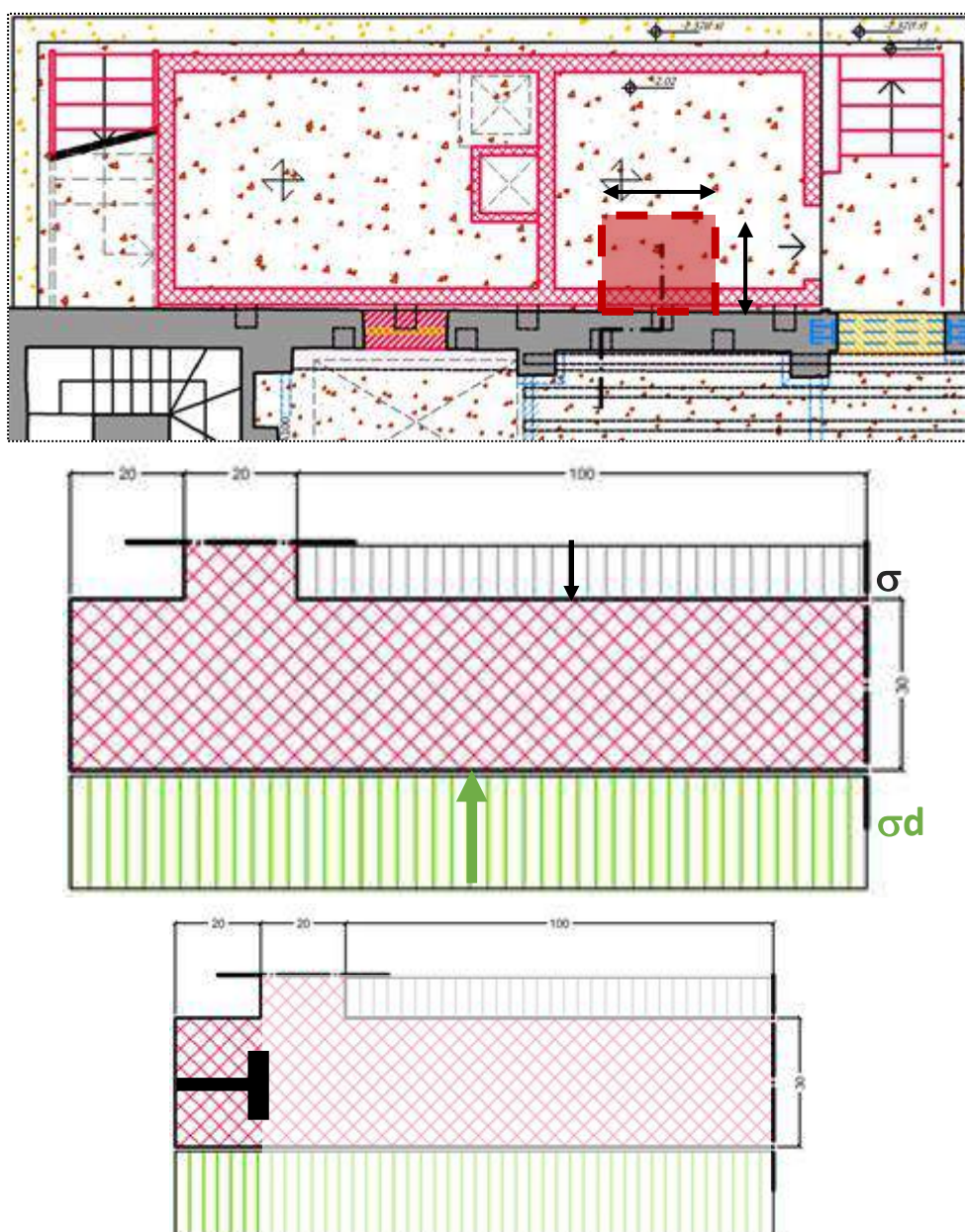


Figura 92 – Allargamento fondazioni esistenti: aree di influenza e modello di calcolo a mensola

Considerando delle aree di influenza di dimensioni 1,00m x1,00m su ambo i lati i carichi gravanti sono il peso della vasca e dell'acqua in essa contenuta diretta verso il basso ( $\sigma$ ) e la reazione del terreno diretta verso l'alto ( $\sigma_d$ ).

$\sigma = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$  (cfr. con paragrafo 9.2.4.3 della presente relazione)

Per il valore di  $\sigma_d$  si considera la massima reazione che il terreno è in grado di sopportare:

$\sigma_d = 1,2 \text{ kg/cm}^2$

Di conseguenza, a vantaggio di sicurezza, si considera la verifica di una mensola di sezione pari a circa 20x30 cm e lunghezza pari a 32 cm, caricata con un carico uniformemente distribuito pari alla massima reazione che il terreno è in grado di sopportare, ovvero la resistenza di progetto, infatti il carico dato dalla vasca ha un effetto riduttivo, poiché di segno opposto, sul carico rappresentato dalla reazione del terreno.

$$q = B \cdot \sigma_d = 20 \cdot 1,2 \text{ Kg/cm}^2 = 24 \text{ kg/cm} = 24 \text{ kN/m}$$

$$\text{Quindi il massimo momento flettente è } M = 1/2 \cdot qL^2 = 1/2 \cdot 24 \text{ kN/m} \cdot (0,3\text{m})^2 = 1,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Il taglio massimo è } V_{sd} = qL = 24 \text{ kN/m} \cdot 0,3\text{m} = 7,2 \text{ kN}$$

$$\text{Assumendo } c = 4\text{cm si ha che } d = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

L'armatura longitudinale della mensola è data dal prolungamento dell'armatura dell'adiacente platea, ovvero:

- 2  $\phi 12$  superiori ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ )
- 2  $\phi 12$  inferiori ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ )

$$A_s = M_{sd} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d) = 1,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (0,9 \cdot 391,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 260\text{mm}) = 0,12 \text{ cm}^2 < 3,39 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Verifica a taglio della mensola:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200\text{mm}/260 \text{ mm})^{1/2} = 1,88 < 2 \quad \text{OK}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 3,39 \text{ cm}^2 / (20 \cdot 26) \text{ cm}^2 = 0,007 < 0,02 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,5;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (2)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot 1,87 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 25)^{1/3} / \gamma_c] \cdot 200\text{mm} \cdot 260\text{mm}; [0,49 \text{ MPa} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 260\text{mm}] \} = 45,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 7,2 \text{ kN} < V_{Rd} = 45,4 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

## 7.6 Nuovo corpo camerini

Il corpo camerini del Teatro di Portomaggiore, collocato sul lato sinistro, allo stato attuale risulta quasi totalmente crollato. Nell'ambito di questo progetto è prevista la demolizione dei pochi lacerti di muro rimasti e la ricostruzione degli orizzontamenti e delle strutture in elevazione.

La nuova costruzione avrà struttura in muratura armata portante e sismo-resistente ben ammorsata alla muratura esistente mediante cuciture a secco con barre elicoidali e nuovi orizzontamenti in lamiera grecata e soletta collaborante. Sul lato verso la proprietà adiacente la struttura portante e sismo-resistente sarà invece costituita da un telaio controventato in acciaio. Il nuovo corpo camerini sarà giuntato rispetto alla proprietà adiacente.

Il nuovo corpo si configurerà quindi come una struttura mista in muratura armata ed acciaio. Ai sensi del §7.8.5 delle NTC2018, avendo affidato la resistenza nei confronti delle azioni sismiche sia alla muratura che al telaio in acciaio, sono state svolte delle analisi statiche non lineari di push over oltre che le analisi per carichi gravitazionali. Tali analisi e successivamente le verifiche statiche e sismiche sono state effettuate avvalendosi del software di calcolo 3Muri della STA DATA.

Il modello è stato realizzato prima separatamente rispetto alla struttura esistente del teatro e successivamente anche nel modello globale, anche se in maniera più semplificata per ragioni di natura computazionale.

Tale strategia, oltre che per ragioni legate ai tempi di calcolo, è stata adottata anche al fine di dimostrare la condizione di adeguamento statico e sismico della struttura che si va a realizzare.

Le nuove travi metalliche e le strutture di controvento saranno collegate in corrispondenza dei cordoli in c.a. realizzati alle diverse quote di impalcato.

### 7.6.1 Giunto sismico

La **progettazione del giunto sismico** è stata effettuata valutando la distanza tra le due costruzioni contigue secondo quanto stabilito dalle NTC18 al §7.2.1. In particolare si calcola lo spostamento massimo di ciascuna costruzione con la formula:

$$d_{\max} = (H/100) * a_g * S/g = 3.9 \text{ cm}$$

con

$$a_g \text{ (SLV)} = 0.179g$$

$$S = S_s * S_T = 1,712 * 1 = 1,712$$

Poiché è necessario tenere in conto che i due corpi di fabbrica, durante il sisma, potrebbero muoversi in controfase, il giunto sismico dovrà avere una dimensione di  **$s_{\text{GIUNTO}} = 8\text{cm}$** .

In ottemperanza del §4.5.4 delle NTC2018, del nuovo ed al fine di garantire un comportamento d'insieme "scatolare", la chiusura del nuovo volume lungo l'allineamento longitudinale verso la proprietà adiacente sarà realizzato attraverso una struttura mista costituita da travi in acciaio collegate o ai cordoli in c.a. al di sopra delle pareti in muratura armata o a pilastri in acciaio. Tale parete sarà opportunamente controventata al fine di garantire un comportamento sismo resistente nella direzione longitudinale.

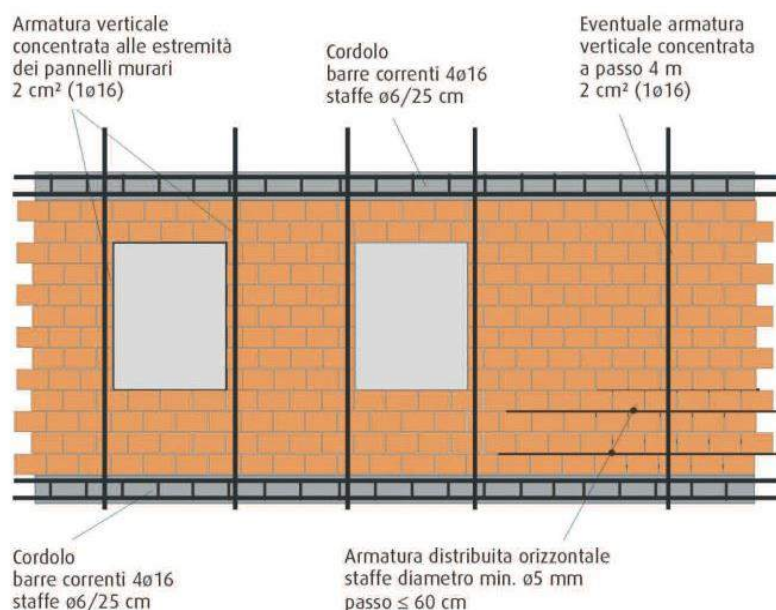


Figura 93 - Schema di disposizione delle armature verticali ed orizzontali nella muratura armata.

La nuova **muratura portante** sarà realizzata in blocchi semipieni di laterizio ed avrà spessore pari a 25 cm. Per quanto riguarda l'armatura si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata B450C. Le armature orizzontali, saranno disposte sui letti di malta a giunti alternati (interesse  $\leq 60$  cm). Le armature verticali invece saranno collocate alle estremità di ogni parete, ad ogni intersezione tra pareti portanti ed in corrispondenza delle aperture.

Per quanto riguarda gli **orizzontamenti** la tipologia adottata è quella dei solai in lamiera grecata con soletta collaborante. La scelta è stata guidata da motivazioni legate al contenimento del peso, alla necessità di avere spessori ridotti senza rinunciare alla condizione di impalcato rigido.

#### ANALISI DEI CARICHI: CORPO CAMERINI - PIANO TIPO

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio solaio in lamiera grecata 55+55	11	-	215
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>215</b>
Massetto per impianti	5	1000	50
Pavimentazione			40
Controsoffitto			40
Incidenza tramezzi			160
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>290</b>
<b>Accidentali per utilizzo (cat.B) Q1k [kg/mq]</b>			<b>200</b>

#### ANALISI DEI CARICHI: CORPO CAMERINI - PIANO COPERTURA

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio solaio in lamiera grecata 55+55	11	-	215
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>215</b>
Massetto delle pendenze (sp.medio 9.5cm)	9.5	1000	95

Isolante e guaina impermeabile	30
Controsoffitto	40
Gruppo macchine	100
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>	<b>265</b>
<b>Accidentali per utilizzo (cat.H) Q2k [kg/mq]</b>	<b>50</b>
<b>Accidentali per carico neve Q3k [kg/mq]*</b>	<b>120</b>

\*È stato considerato un valore superiore rispetto a quello definito al paragrafo 1.7.4 della presente relazione al fine di considerare l'accumulo di neve a causa dell'altezza inferiore del corpo camerini rispetto alla struttura esistente del teatro.

#### ANALISI DEI CARICHI: CORPO CAMERINI – COPERTURA VANO SCALA

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio soletta	15	2500	375
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>375</b>
Isolante e guaina impermeabile	6	50	3
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>3</b>
<b>Accidentali per carico neve Qk [kg/mq]*</b>			<b>120</b>

\*È stato considerato un valore superiore rispetto a quello definito al paragrafo 1.7.4 della presente relazione al fine di considerare l'accumulo di neve a causa dell'altezza inferiore del corpo camerini rispetto alla struttura esistente del teatro.

#### 7.6.2 Verifica dei nuovi solai del corpo camerini: Travi secondarie

I travetti del nuovo corpo camerini sono realizzati con profili HEA140 in acciaio S235 disposti ad un interasse di 150 cm e aventi una luce massima di 2,90 m. Si riportano i carichi gravanti sul singolo travetto.

##### Carichi gravanti sul travetto (Solaio Tipo)

Strato	i [m]	Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Peso proprio HEA 140	-	-	25
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/ml]</b>			<b>25</b>
Lamiera grecata e Finiture	1,5	215+290	758
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]</b>			<b>758</b>
<b>Accidentali per utilizzo (cat.B) q1k [kg/ml]</b>			<b>180</b>

##### Carichi gravanti sul travetto (Solaio Copertura)

Strato	i [m]	Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Peso proprio HEA 140	-	-	25
<b>Permanenti strutturali g1 [kg/ml]</b>			<b>25</b>
Lamiera grecata e Finiture	1,5	215+265	720
<b>Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]</b>			<b>720</b>
<b>Accidentali per utilizzo q2k [kg/ml]</b>			<b>75</b>
<b>Accidentali per carico neve q3k [kg/ml]</b>			<b>180</b>



VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

Di seguito si riportano i coefficienti adottati nelle combinazioni di carico considerate:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE						
Azione			$\gamma_{SLU}$ (sfav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1: Peso proprio	1,3	-	-	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	g2: Lamiera grecata e Finiture	1,5	-	-	-
q1k	Carico da utilizzo	q1: Cat. B2	1,5	0,7	0,5	0,3
q2k	Carico da utilizzo solaio copertura	q2: Cat. H	1,5	0,0	0,0	0,0
q3k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		1,5	0,5	0,2	0,0

Sui solai del piano tipo si considera una sola combinazione SLU (STR01), mentre sui solai di copertura se ne considerano due (STR01 in cui q2k è il carico variabile dominante e STR02 in cui q3k è il carico variabile dominante).

COMBINAZIONI SLU						
Azione			STR01		STR02	
			$\gamma_{SLU}$	$\psi_0$	$\gamma_{SLU}$	$\psi_0$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1: Peso proprio	1,3	-	1,3	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	g2: Lamiera grecata e Finiture	1,5	-	1,5	-
q1k	Carico da utilizzo solaio piano tipo	q1: Cat. B2	1,5	1,00	-	-
q2k	Carico da utilizzo solaio copertura	q2: Cat. H	1,5	1,00	1,5	0,0
q3k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		1,5	0,5	1,5	1,00

Quindi le combinazioni di carico sono:

Solaio Piano Tipo →  $q_{SLU}(STR01) = 1440 \text{ kg/ml} = 14,4 \text{ kN/ml}$

Solaio Piano Copertura →  $q_{SLU}(STR01) = 1360 \text{ kg/ml} = 13,6 \text{ kN/ml}$

Solaio Piano Copertura →  $q_{SLU}(STR02) = 1382 \text{ kg/ml} = 13,8 \text{ kN/ml}$

Di seguito si riporta la verifica nella condizione di carico peggiore, ovvero quella relativa al solaio di piano tipo nella combinazione STR01, considerando lo schema statico di appoggio-appoggio.

Le sollecitazioni massime sono:

$$M_{sd} = 1411 \text{ kg} \cdot \text{m} < M_{Rd} = w_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 155.4 \text{ cm}^3 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 / 1.05 \cdot (1/100) = 3478 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{sd} = 2016 \text{ kg} < V_{Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 10,1 \text{ cm}^2 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 13051 \text{ kg}$$

VERIFICA SODDISFATTA



VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (SLE)

La combinazione di carico considerata allo stato limite di esercizio è quella caratteristica (come disposto al §4.2.4.2 delle NTC18)

COMBINAZIONI SLE - CARATTERISTICA						
Azione			CAR01		CAR02	
			$\gamma_{SLE}$	$\psi_0$	$\gamma_{SLE}$	$\psi_0$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1: Peso proprio	1	-	1	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	g2: Lamiera grecata e Finiture	1	-	1	-
q1k	Carico da utilizzo solaio piano tipo	q1a: Cat. B2	1	1,00	-	-
q2k	Carico da utilizzo solaio copertura	q2: Cat. H	1	1,00	1	0,0
q3k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		1	0,5	1	1,00

Quindi le combinazioni di carico sono:

Solaio Piano Tipo  $\rightarrow q_{SLE}(CAR01) = 963 \text{ kg/ml} = 9,6 \text{ kN/ml}$

Solaio Piano Copertura  $\rightarrow q_{SLE}(CAR01) = 910 \text{ kg/ml} = 9,1 \text{ kN/ml}$

Solaio Piano Copertura  $\rightarrow q_{SLE}(CAR02) = 820 \text{ kg/ml} = 8,2 \text{ kN/ml}$

Di seguito si riporta la verifica nella condizione di carico peggiore, ovvero quella relativa al solaio di piano tipo nella combinazione CAR01, considerando lo schema statico di appoggio-appoggio.

Si verifica che:

$$\delta_{\max} (\text{combinazione Caratteristica}) \leq L/250 = 290 \text{ cm}/250 = 1,16 \text{ cm}$$

$$\delta_2 (\text{Carichi variabili}) \leq L/300 = 290 \text{ cm}/300 = 0,97 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = (5/384) \cdot q_{SLE}(CAR01) \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$= (5/384) \cdot (9,6 \text{ N/mm} \cdot 2900^4 \text{ mm}^4) / (210000 \cdot 1033 \cdot 10^4 \text{ Nmm}^2) = 4,1 \text{ mm} = 0,41 \text{ cm} < 1,16 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\delta_2 = (5/384) \cdot q_{k1}(CAR01) \cdot L^4 / (E \cdot J) =$$

$$= (5/384) \cdot (1,8 \text{ N/mm} \cdot 2900^4 \text{ mm}^4) / (210000 \cdot 1033 \cdot 10^4 \text{ Nmm}^2) = 0,8 \text{ mm} = 0,08 \text{ cm} < 0,97 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.6.3 Verifica dei nuovi solai del corpo camerini: Travi principali

I travetti dei solai in lamiera grecata poggiano sui cordoli in c.a. realizzati ai vari livelli d'interpiano. Tuttavia in corrispondenza di campate caratterizzate da luci più ampie si prevedono travi in acciaio (HEA200 in acciaio S275) appoggiate da un lato sulla muratura esistente e dall'altro su pilastri (HEA200 in acciaio S275).

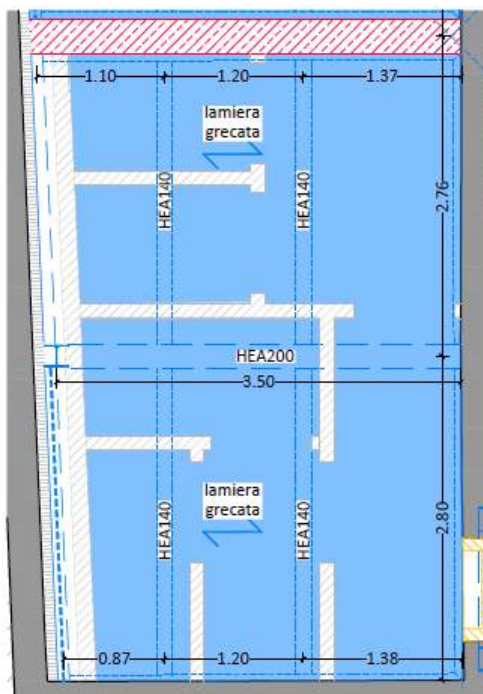


Figura 94 – Solaio nella zona dei bagni del corpo camerini.

Inoltre in corrispondenza del corridoio a fianco del vano scala PS3 si dispone una trave in acciaio nel senso longitudinale (IPE300 in acciaio S275), anch'essa per l'appoggio dei travetti dei solai.

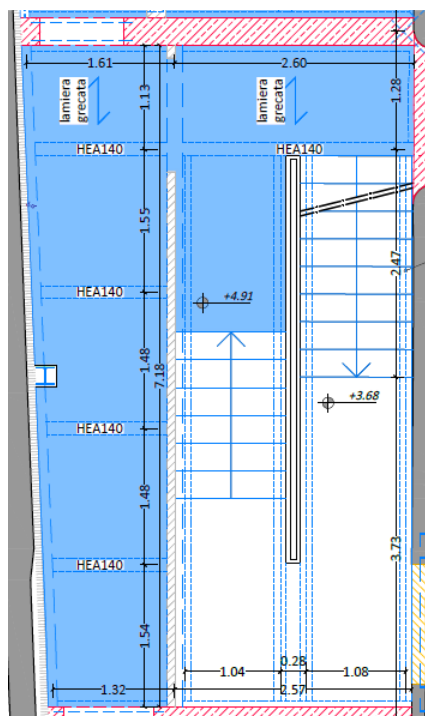


Figura 95 – Solaio nella zona corridoio a fianco del vano scala

Si riportano di seguito le verifiche delle due travi principali ora descritte.

#### VERIFICHE RESISTENZA (SLU)

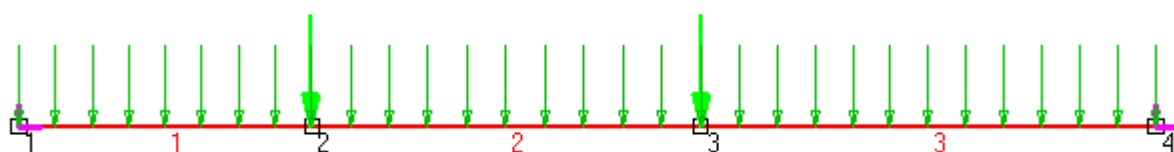
- Verifica trave HEA200 (si faccia riferimento alla Fig.83)

I carichi gravanti sulla trave sono le reazioni vincolari dei travetti e il carico distribuito dovuto al peso proprio.

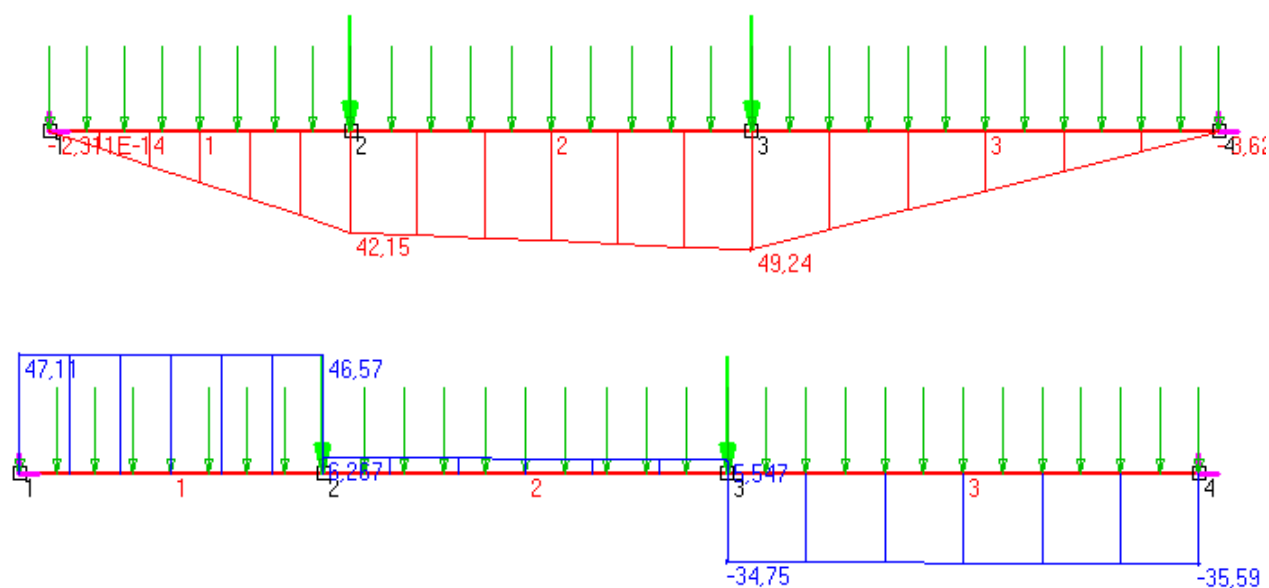
$$q_{SLU} = 1,3 \cdot 42,3 \text{ kg/m} = 55 \text{ kg/ml}$$

$$F_{SLU} = 2 \cdot V_{sd} (\text{Travetto } L=2,80\text{m}) = 4032 \text{ Kg} = 40,3 \text{ kN}$$

Lo schema di carico adottato è quello di trave semplicemente appoggiata di  $L=3,50\text{m}$



Si riportano i diagrammi delle massime sollecitazioni (Momento Flettente e Taglio):



$$M_{sd} = 49,24 \text{ kNm} = 4924 \text{ kgm} < M_{Rd} = w_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 388,6 \text{ cm}^3 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 / 1,05 \cdot (1/100) = 8697 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{sd} = 47,11 \text{ kN} = 4711 \text{ kg} < V_{Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 18,1 \text{ cm}^2 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 23362 \text{ kg}$$

VERIFICA SODDISFATTA

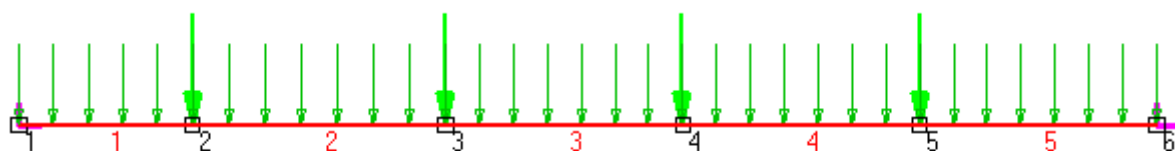
- Verifica trave IPE300 (si faccia riferimento alla Fig.84)

I carichi gravanti sulla trave sono le reazioni vincolari dei travetti e il carico distribuito dovuto al peso proprio ed al peso della tramezza ( $\gamma = 24 \text{ kg/mq}$ ;  $H_{\max} = 2,60\text{m}$ ) su di esso gravante

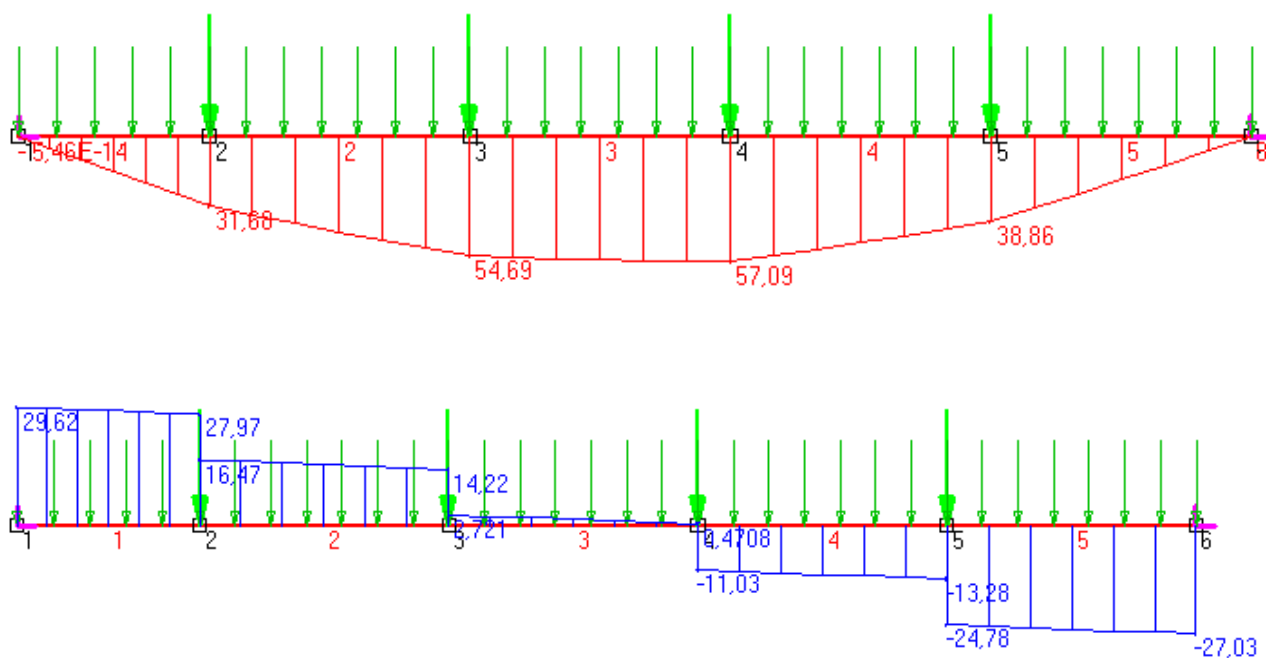
$$q_{SLU} = 1,3 \cdot 42,2 \text{ kg/m} + 1,5 \cdot 62,4 \text{ kg/ml} = 150 \text{ kg/ml} = 1,5 \text{ kN/ml}$$

$$F_{SLU} = V_{sd}(\text{Travetto } L=1,61\text{m}) = q_{SLU}(\text{STR01}) \cdot L/2 = 14,4 \text{ kN/ml} \cdot 0,80\text{m} = 11,52 \text{ kN} = 1152 \text{ kg}$$

Lo schema di carico adottato è quello di trave semplicemente appoggiata di  $L=7,20 \text{ m}$



Si riportano i diagrammi delle massime sollecitazioni (Momento Flettente e Taglio):



$$M_{sd} = 57,09 \text{ kNm} = 5709 \text{ kgm} < M_{Rd} = w_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 557,1 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 / 1,05 \cdot (1/100) = 12468 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{sd} = 29,62 \text{ kN} = 2962 \text{ kg} < V_{Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 25,7 \text{ cm}^2 \cdot 2350 \text{ kg/cm}^2 / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 33209 \text{ kg}$$

VERIFICA SODDISFATTA

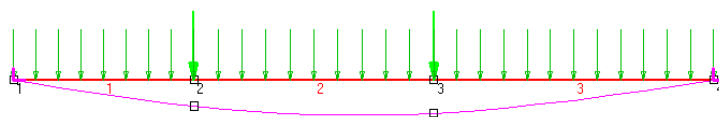
#### VERIFICHE DEFORMABILITÀ (SLE)

- Verifica trave HEA200 (si faccia riferimento alla Fig.83)

*Combinazione caratteristica*

$$q_{SLE} = 42,3 \text{ kg/m} = 0,4 \text{ kN/ml} \text{ (peso proprio HEA200)}$$

$$FSLE = 2 \cdot Vsd(\text{Travetto } L=2,80\text{m}) = 2 \cdot q_{SLE}(\text{CAR01}) \cdot 1,4\text{m} = 2 \cdot 9,6 \text{ kN/ml} \cdot 1,4\text{m} = 26,88 \text{ kN} = 2688 \text{ kg}$$



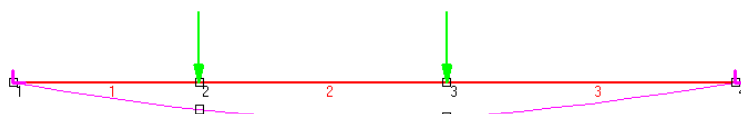
Node		Beams	
Node	Displacement		
3	DX (m)	0	
	DY (m)	-0,004947	
	R (rad)	0,001541	
	x (m)	2,1	
	y (m)	0	

$$\delta_{\max} (\text{combinazione Caratteristica}) = 0,4 \text{ cm} \leq L/250 = 350\text{cm}/250 = 1,4 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

*Carichi variabili*

$$FSLE = 2 \cdot Vsd(\text{Travetto } L=2,80\text{m}) = 2 \cdot q_{k1}(\text{CAR01}) \cdot 1,4\text{m} = 1,8 \text{ kN/ml} \cdot 1,4\text{m} = 5,04 \text{ kN} = 504 \text{ kg}$$



Node		Beams	
Node	Displacement		
3	DX (m)	0	
	DY (m)	-0,0008977	
	R (rad)	0,0002801	
	x (m)	2,1	
	y (m)	0	

$$\delta_2(\text{Carichi variabili}) = 0,1 \text{ cm} \leq L/300 = 350 \text{ cm}/300 = 1,2 \text{ cm}$$

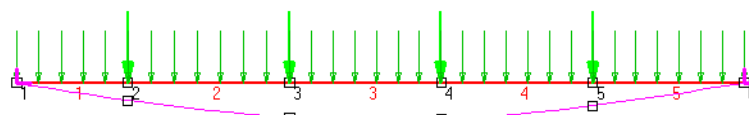
VERIFICA SODDISFATTA

- Verifica trave IPE300 (si faccia riferimento alla Fig.84) Verifica trave IPE300 (si faccia riferimento alla Fig.84)

*Combinazione caratteristica*

$$q_{SLE} = 42,2 \text{ kg/m} + 62,4 \text{ kg/ml} = 105 \text{ kg/ml} = 1,1 \text{ kN/ml}$$

$$FSLE = Vsd(\text{Travetto } L=1,61\text{m}) = q_{SLE}(\text{CAR01}) \cdot 0,8\text{m} = 9,6 \text{ kN/ml} \cdot 0,8\text{m} = 7,68 \text{ kN} = 7680 \text{ kg}$$



Node		Beams	
Node	Displacement		
4	DX (m)	0	
	DY (m)	-0,009891	
	R (rad)	0,001079	
	x (m)	4,1	
	y (m)	0	

$$\delta_{\max} (\text{combinazione Caratteristica}) = 1 \text{ cm} \leq L/250 = 720 \text{ cm}/250 = 2,88 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

*Carichi variabili*

$$FSLE = Vsd(\text{Travetto } L=1,61\text{m}) = q_{k1}(\text{CAR01}) \cdot 0,8\text{m} = 1,8 \text{ kN/ml} \cdot 0,8\text{m} = 1,44 \text{ kN} = 1440 \text{ kg}$$



Node		Beams	
Node	Displacement		
4	DX (m)	0	
	DY (m)	-0,00173	
	R (rad)	0,0001891	
	x (m)	4,1	
	y (m)	0	

$$\delta_2(\text{Carichi variabili}) = 0,2 \text{ cm} \leq L/300 = 720 \text{ cm}/300 = 2,4 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### 7.6.4 Verifica della soletta di copertura del vano scala

Il torrino del vano scala è costituito da una soletta piena in c.a con spessore variabile ( $s, \min = 15\text{cm}$ ). Si verifica una sezione di lunghezza unitaria ed altezza pari a 15cm, adottando lo schema statico di trave semplicemente appoggiata. La luce massima è  $L=7,3\text{m}$ .

La soletta sarà armata con 1+1 $\phi$ 16/15 nelle due direzioni.

Il carico agente in per la combinazione allo SLU è:

$$q_{\text{SLU}} = 1,3 \cdot (3,75 \text{ kN/ml}) + 1,5 \cdot (0,03 + 1 \text{ kN/ml}) = 6,4 \text{ kN/ml}$$

Si riporta la verifica a flessione e a taglio in assenza di armatura trasversale:

$$M_{\text{sd}} = 42,6 \text{ kN/m} < M_{\text{Rd}} = 52 \text{ kNm}$$

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5.1 è stata condotta la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti per elementi senza armatura trasversale a taglio.

L'azione tagliante di progetto è  $V_{\text{sd}} = 23,4 \text{ kN}$ .

$$V_{\text{Rd}} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$b_w = 1000 \text{ mm}$ ;  $d = 120 \text{ mm}$ ;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200\text{mm}/120\text{mm})^{1/2} = 2,29 > 2$ , quindi  $k=2$ ;

$\rho_1 = A_{\text{sl}}/(b_w \cdot d) = 13,2 \text{ cm}^2 / (100 \cdot 12) \text{ cm}^2 = 0,01 < 0,02 \text{ (0,3\%)}$ ;

$\sigma_{\text{cp}} = 0$

$f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_c = 1,5$ ;

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{\text{ck}}^{1/2} = 0,035 \cdot (2,0)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,3 \text{ MPa}$

$V_{\text{Rd}} = \max \{ [0,18 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 25)^{1/3} / 1,5] \text{ MPa} \cdot 1000\text{mm} \cdot 120\text{mm};$

$[0,3\text{MPa} \cdot 1000\text{mm} \cdot 120\text{mm}] \} = 119 \text{ kN}$

$$V_{\text{Rd}} = 119 \text{ kN} > V_{\text{sd}} = 23,4 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.6.5 Verifica della struttura della scala PS3

Le scale sono realizzate con struttura in acciaio costituita da due cosciali costituiti ciascuno da 2 UPN160 affiancati.

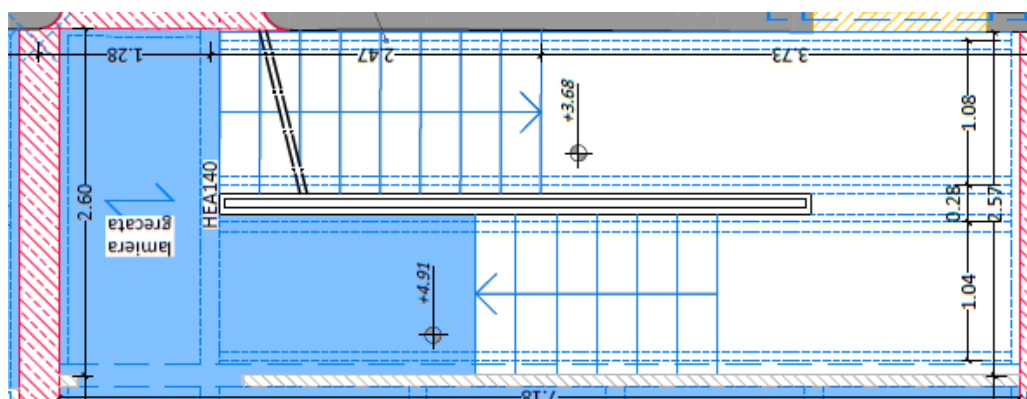


Figura 96 – Vano Scala PS3

#### ANALISI DEI CARICHI (Linfluenza = 60 cm)

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Peso proprio 2UPN160	-	-	-	37,6
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/ml]</b>				<b>37,6</b>
Peso proprio lamiera pressopiegata	0,4	7850	-	30
Rivestimento in pietra	3	2700	81	48,6
Lastra di cartongesso per protezione dal fuoco	2	840	17	10,2
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mlq]</b>				<b>88,8</b>
<b>Accidentali per utilizzo (scale e ballatoi) Qk [kg/ml]</b>				<b>240</b>

#### VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

Di seguito si riportano i coefficienti adottati nelle combinazioni di carico considerate:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE						
Azione			$\gamma_{SLU}$ (sfav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>g1k</b>	<b>Carichi permanenti strutturali</b>	<b>g1: Peso proprio</b>	1,3	-	-	-
<b>g2k</b>	<b>Carichi permanenti non strutturali</b>	<b>g2: Lamiera e Finiture</b>	1,5	-	-	-
<b>q1k</b>	<b>Carico da utilizzo</b>	<b>q1: Cat. B</b>	1,5	0,7	0,5	0,3

#### VERIFICHE RESISTENZA (SLU)

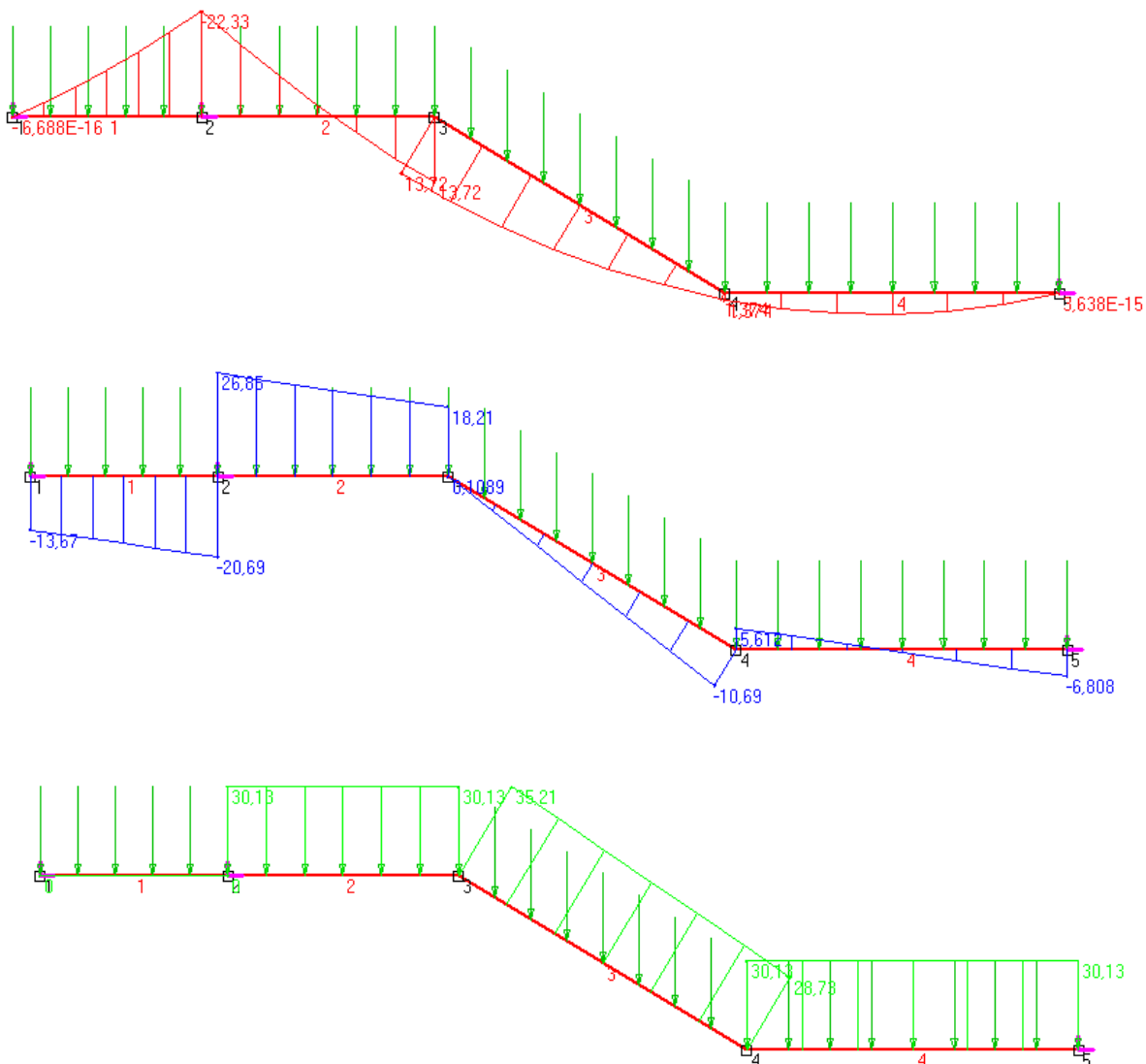
- Verifica trave a ginocchio 2UPN160

Il carico agente in combinazione SLU è:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot 37,6 \text{ kg/ml} + 1,5 \cdot (88,8 + 240) \text{ kg/ml} = 542 \text{ kg/ml} = 5,4 \text{ kN/ml}$$



Lo schema di carico e le sollecitazioni massime (Momento Flettente, Taglio e Sforzo Normale) sono riportate di seguito



Nelle immagini seguenti si riportano le caratteristiche inerziali della sezione adottata:

☒ UPN ☒ Doppi ☐ Accosta ali ☐ UAP

Ordina per ☒ W<sub>y</sub> ☐ I<sub>y</sub> ☐ g

Acciaio:  f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>)  f<sub>u</sub>

Lunghezze di libera inflessione [m]  
l<sub>0y</sub>  l<sub>0z</sub>

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r <sub>1</sub> (mm)
UPN 80	8,6	80	45	6,00	8,00	8,00
UPN 100	10,6	100	50	6,00	8,50	8,50
UPN 120	13,4	120	55	7,00	9,00	9,00
UPN 140	16,0	140	60	7,00	10,00	10,00
<b>UPN 160</b>	<b>18,8</b>	<b>160</b>	<b>65</b>	<b>7,50</b>	<b>10,50</b>	<b>10,50</b>
UPN 180	22,0	180	70	8,00	11,00	11,00

2 UPN 160

N<sub>...</sub> [kN]  M<sub>...</sub> [kNm]   
N<sub>...</sub> [kN]  M<sub>...</sub> [kNm]   
V<sub>...</sub> [kN]  V<sub>...</sub> [kN]

g (kg/m):  h (mm):  r<sub>2</sub> (cm):   
b (mm):  A (cm<sup>2</sup>):  i<sub>y</sub> (cm):  i<sub>z</sub> (cm):   
t<sub>w</sub> (mm):  I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>):  I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>):  I<sub>T</sub> (cm<sup>4</sup>):   
t<sub>f</sub> (mm):  W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>):  W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>):  I<sub>w</sub> (cm<sup>6</sup>):   
r<sub>1</sub> (mm):  W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>):  W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>):

Classe Sezione  
Compressione   
Flessione M<sub>y</sub>   
Flessione M<sub>z</sub>

Figura 97 – Caratteristiche inerziali della sezione

UPN 160		Acciaio	S235 (Fe360)	$f_y$ (N/mm2)	235
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{65}{10,5 \times 1,0} = 6,19$				
	FLESSIONE $M_z$ $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1		COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{115,61}{7,5 \times 1,0} = 15,42$				
	FLESSIONE $M_y$ $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		COMPRESSIONE $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1		

Classe Presso-Flessione 1 ?

Figura 98 – Classificazione della sezione

Verifica per Azioni Assiali

- Trazione assiale

$$N_{tRd} = \min \{ N_{pl,Rd} = (A \cdot f_y / \gamma_{M0}); N_{u,Rd} = (0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}) \} = 1074 \text{ kN}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{tRd} = 35,2 / 1074 = 0,03$$

Verifica a Momento Flettente

- Flessione monoassiale retta

$$M_{cy,Rd} = w_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 61,8 \text{ kNm}$$

$$F.S. = M_{sd} / M_{cy,Rd} = 22,3 / 61,8 = 0,36$$

VERIFICHE SODDISFATTE

Verifica a Taglio

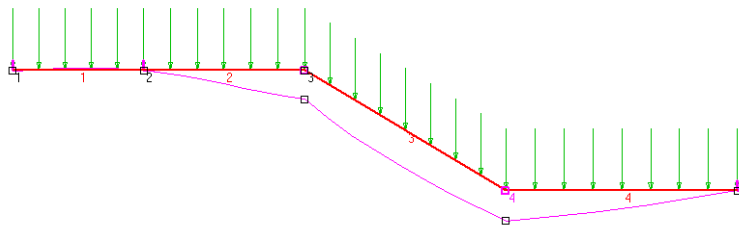
$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 2 \cdot 12,24 \text{ cmq} \cdot 2350 \text{ kg/cmq} / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 316 \text{ kN}$$

$$F.S. = V_{sdmax} / V_{c,Rd} = 26,9 / 316 = 0,008$$

VERIFICHE SODDISFATTE

VERIFICHE DEFORMABILITÀ (SLE)*Combinazione caratteristica*

$$q_{SLE} = 37,76 \text{ kg/ml} + (88,8 + 240) \text{ kg/ml} = 367 \text{ kg/ml} = 3,7 \text{ kN/ml}$$



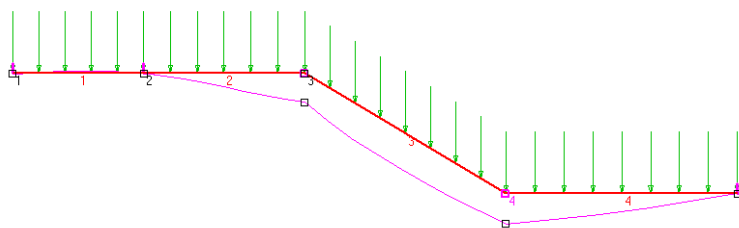
Node		Beams	
Node	Displacement		
4	DX (m)	-5,181E-05	
	DY (m)	-0,005379	
	R (rad)	0,001603	
	x (m)	4,9	
	y (m)	0	

$$\delta_{\max} (\text{combinazione Caratteristica}) = 0,5 \text{ cm} \leq L/250 = 615\text{cm}/250 = 2,5 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

*Carichi variabili*

$$q_{SLE} = 240 \text{ kg/ml} = 2,4 \text{ kN/ml}$$



Node		Beams	
Node	Displacement		
4	DX (m)	-3,056E-05	
	DY (m)	-0,003172	
	R (rad)	0,0009456	
	x (m)	4,9	
	y (m)	0	

$$\delta_2 (\text{Carichi variabili}) = 0,3 \text{ cm} \leq L/300 = 615\text{cm}/300 = 2,05 \text{ cm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.6.6 Dimensionamento della struttura di controvento longitudinale

Nella direzione longitudinale, sul lato verso la proprietà adiacente, la funzione di resistenza nei confronti delle azioni sismiche, nonché di “chiusura” della “scatola” viene ottenuta attraverso una struttura di tipo misto, costituita da travi e pilastri. In particolare, i pilastri saranno disposti su ambo i lati dei maschi murari in direzione trasversale, oltre che per ridurre le luci più ampie mentre le travi saranno ordite nella direzione longitudinale. Inoltre, al fine di garantire la funzione sismo-resistente si predispongono dei controventi a croce di Sant’Andrea nelle posizioni indicate nello schema sottostante.

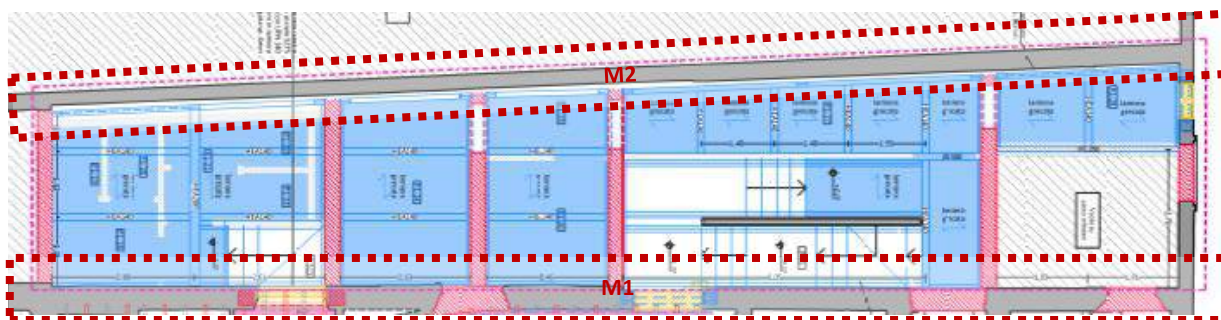


Figura 99 – Strutture sismo-resistenti in direzione longitudinale

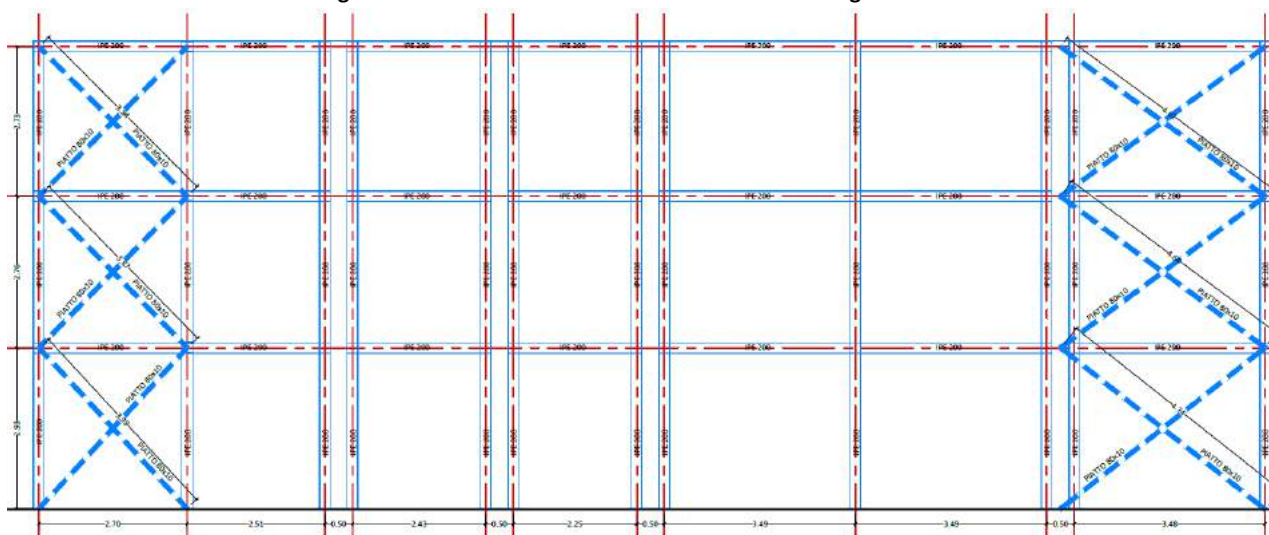


Figura 100 – Schema struttura sismo-resistente M2 in direzione longitudinale

Il predimensionamento della struttura sopra descritta è stato svolto considerando le condizioni di carico statiche e sismiche riportate nel paragrafo seguente. In particolare, per queste ultime si è fatto riferimento alle forze statiche equivalenti. I profili adottati per i diversi elementi del telaio M2 sono:

- COLONNE in profilati IPE200;
- TRAVI in profili IPE200;
- CONTROVENTI costituiti da piatti 80x10mm;

Le verifiche invece sono state svolte sulla base delle sollecitazioni dei diversi elementi ottenute con il software di calcolo 3Muri tramite il quale è stato realizzato il modello di calcolo.

## 7.6.6.1 Analisi dei carichi

Condizioni di carico non sismica

Per quanto riguarda la condizione di carico dovuta ai carichi gravitazionali si riportano sulla struttura i carichi derivanti dai solai di impalcato e quello di copertura, precedentemente definiti in questo capitolo, sulla base della loro organizzazione strutturale. Per semplicità si adottano, a vantaggio di sicurezza, i carichi relativi agli impalcati intermedi maggiori rispetto a quelli di copertura.

Nella tabella seguente si riporta una sintesi dei valori di carico assegnati:

ELEMENTO STRUTTURALE	CARICO GRAVANTE			
	Descrizione		SLU	SLV
Trave 1-2	$V_1 = V_3 =$ Vsd (HEA200)	Carico concentrato derivante dalla trave principale del solaio	41,3 kN	27,5 kN
Pilastro 7	$V_2 = V_4 =$ Vsd(HEA200)	Carico concentrato derivante dalla trave principale del solaio	41,3 kN	27,5 kN
Trave 2-3-4	$q_1 = q_2 =$ $4 \times \text{Vsd(Travetto)}/7,20\text{m}$	Carico distribuito derivante dal solaio	6,4 kN/ml	4,3 kN/ml

Condizioni di carico sismica

Per la definizione della condizione di carico sismica si è adottato un approccio semplificato con forze statiche equivalenti. A tale scopo si è definita il peso sismico del corpo camerini ai diversi impalcati, quindi sono state definiti i valori delle forze orizzontali come indicato al §7.3.3.2 delle NTC2018.

- MURATURA ARMATA

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Muratura portante in blocchi di laterizio semipieni	25	920	230
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>230</b>
Intonaco (1,5+1,5 cm)	3	2000	60
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>60</b>

- Muratura impalcati intermedi (5 pareti; H=2,90m; L=4,05m):
  - $g_1 = 5 \times 2,3 \text{ kN/mq} \times (2,90 \times 4,05) \text{ mq} = 135,1 \text{ kN}$
  - $g_2 = 5 \times 0,6 \text{ kN/mq} \times (2,90 \times 4,05) \text{ mq} = 35,2 \text{ kN}$
- Muratura torrino copertura (2 pareti; H=2,20m; L=2,90m):
  - $g_1 = 2 \times 2,3 \text{ kN/mq} \times (2,20 \times 2,90) \text{ mq} = 14,7 \text{ kN}$
  - $g_2 = 2 \times 0,6 \text{ kN/mq} \times (2,20 \times 2,90) \text{ mq} = 7,7 \text{ kN}$
- IMPALCATI (si faccia riferimento ai carichi per unità di superficie definiti al paragrafo 2.2 della presente relazione)
  - Impalcati piano tipo (A = 89,3 mq):
    - $g_1 = 2,15 \text{ kN/mq} \times 89,3 \text{ mq} = 191,9 \text{ kN}$
    - $g_2 = 2,9 \text{ kN/mq} \times 89,3 \text{ mq} = 258,9 \text{ kN}$

- $qk1(\text{cat.B2}) = 2,00 \text{ kN/mq} \cdot 89,3 \text{ mq} = 178,5 \text{ kN}$
- Impalcato piano copertura ( $A = 70,4 \text{ mq}$ ):
  - $g1 = 2,15 \text{ kN/mq} \cdot 70,4 \text{ mq} = 151,3 \text{ kN}$
  - $g2 = 2,65 \text{ kN/mq} \cdot 70,4 \text{ mq} = 186,5 \text{ kN}$
  - $qk2(\text{cat.H}) = 0,50 \text{ kN/mq} \cdot 70,4 \text{ mq} = 35,2 \text{ kN}$
  - $qk3(\text{Neve}) = 1,2 \text{ kN/mq} \cdot 70,4 \text{ mq} = 84,4 \text{ kN}$
- Copertura Torino ( $A = 24,1 \text{ mq}$ ):
  - $g1 = 3,75 \text{ kN/mq} \cdot 24,1 \text{ mq} = 90,4 \text{ kN}$
  - $g2 = 0,5 \text{ kN/mq} \cdot 24,1 \text{ mq} = 12,1 \text{ kN}$
  - $qk3(\text{Neve}) = 1,2 \text{ kN/mq} \cdot 24,1 \text{ mq} = 28,9 \text{ kN}$
- STRUTTURE METALLICHE (I pesi delle strutture metalliche sono stati definiti facendo riferimento al peso per unità di volume definito alla Tab. 3.1.I delle NTC2018 –  $\gamma = 78,5 \text{ kN/mc}$  – e alle specifiche caratteristiche geometriche dei profili adottati)
  - Struttura sismo-resistente M2 (per ciascun impalcato):
    - 12XColonne IPE200 ( $H_{\text{media}} = 3,1 \text{ m}$ );  $g1 = 12 \times 0,224 \text{ kN/ml} \cdot 3,1 \text{ m} = 8,33 \text{ kN}$
    - Trave IPE200 ( $L = 23 \text{ m}$ );  $g1 = 0,224 \text{ kN/ml} \cdot 23 = 5,2 \text{ kN/ml}$
    - 4xControventi 80X10 ( $L_{\text{media}} = 4,8 \text{ m}$ );  $g1 = 4 \times 0,063 \text{ kN/ml} \cdot 4,8 = 1,21 \text{ kN}$
  - Travi Principali di impalcato (per ciascun impalcato):
    - 2xTravi HEA200 ( $L_{\text{media}} = 3,9 \text{ m}$ );  $g1 = 2 \times 0,423 \text{ kN/ml} \cdot 3,9 \text{ m} = 2,6 \text{ kN}$
  - Struttura vano scala PS3 (per ciascun impalcato):
    - 8xTravi UPN160 ( $L_{\text{media}} = 6,2 \text{ m}$ );  $g1 = 8 \times 0,24 \text{ kN/ml} \cdot 6,2 \text{ m} = 11,8 \text{ kN}$

Di seguito si riportano i coefficienti e le combinazioni di carico considerate:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE						
Azione			$\gamma_{\text{SLU}}$ (sfav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>g1k</b>	<b>Carichi permanenti strutturali</b>	<b>g1</b>	1,3	-	-	-
<b>g2k</b>	<b>Carichi permanenti non strutturali</b>	<b>g2</b>	1,5	-	-	-
<b>q1k</b>	<b>Carico da utilizzo</b>	<b>q1: Cat. B2</b>	1,5	0,7	0,5	0,3
<b>q2k</b>	<b>Carico da utilizzo solaio copertura</b>	<b>q2: Cat. H</b>	1,5	0,0	0,0	0,0
<b>q3k</b>	<b>Neve (a quota &lt;1000 m s.l.m)</b>	<b>q3</b>	1,5	0,5	0,2	0,0

COMBINAZIONI DI CARICO									
Azione		STR01		STR02		SLV (Dir.Long+)		SLV (Dir.Long -)	
		$\gamma_{\text{SLU}}$	$\psi_0$	$\gamma_{\text{SLU}}$	$\psi_0$	$\gamma_{\text{SLV}}$	$\psi_2$	$\gamma_{\text{SLV}}$	$\psi_2$
<b>g1</b>	<b>Carichi permanenti strutturali</b>	1,3	-	1,3	-	1	-	1	-
<b>g2</b>	<b>Carichi permanenti non strutturali</b>	1,5	-	1,5	-	1	-	1	-

q1	Carico da utilizzo solaio piano tipo q1: Cat. B2	1,5	1,00	1,5	1,00	1	0,3	1	-
q2	Carico da utilizzo solaio copertura q2: Cat. H	1,5	1,00	1,5	0,0	1	0,0	1	0,0
q3	Neve (a quota <1000 m s.l.m)	1,5	0,5	1,5	1,00	1	0,0	1	0,0
E	Azione sismica (SLV)	-	-	-	-	+1		-1	

Quindi i pesi sismici per ciascun impalcato sono:

#### I IMPALCATO e II IMPALCATO:

- $W_{SLV}$ (Muratura Armata) →  $g1+g2 = 170,3 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Struttura sismo-resistente metallica) →  $g1 = 14,8 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Travi principali di impalcato) →  $g1 = 3,3 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Scala Vano PS3) →  $g1 = 11,8 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Impalcato Tipo) →  $g1+g2+\psi 2q1 = 508,1 \text{ KN}$   
 **$W_1=W_2=704,5 \text{ KN}$**

#### III IMPALCATO:

- $W_{SLV}$ (Muratura Armata) →  $g1+g2 = 170,3 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Muratura torrino copertura) →  $g1+g2 = 22,3 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Struttura sismo-resistente metallica) →  $g1 = 14,8 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Travi principali di impalcato) →  $g1 = 3,3 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Scala Vano PS3) →  $g1 = 11,8 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Copertura Torrino) →  $g1+g2+\psi 3q3 = 106,1 \text{ KN}$
- $W_{SLV}$ (Impalcato Copertura) →  $g1+g2+\psi 2q2+\psi 3q3 = 337,8 \text{ KN}$   
 **$W_3= 662,6 \text{ KN}$**

Si ricavano le forze sismiche equivalenti:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,25s$$

q: (struttura in acciaio con controventi concentrici a diagonale tesa attiva; non regolare in altezza; CD"B")

$$q = q_0 \cdot K_R = 4,0 \cdot 0,8 = 3,2$$

$$S_d(T_1=0,25s) = 0,25g$$

$$\lambda = 0,85$$

$$\Sigma(z_j \cdot W_j) = (3,3m \cdot 704,5 \text{ KN}) + (6,10m \cdot 704,5 \text{ KN}) + (8,8m \cdot 662,6 \text{ KN}) = 12453,2 \text{ kNm}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 431,4 \text{ KN}$$

Adottando la formula seguente si ricavano le forze da applicare impalcato per impalcato.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

$$F_{Imp.1} = 80 \text{ kN}$$

$$F_{Imp.2} = 149 \text{ kN}$$

$$F_{Imp.3} = 202 \text{ kN}$$

Nella direzione longitudinale del nuovo corpo camerini le due strutture sismo-resistenti sono costituite dalla parete in muratura portante esistente e dalla struttura controventata M2 precedentemente descritta.



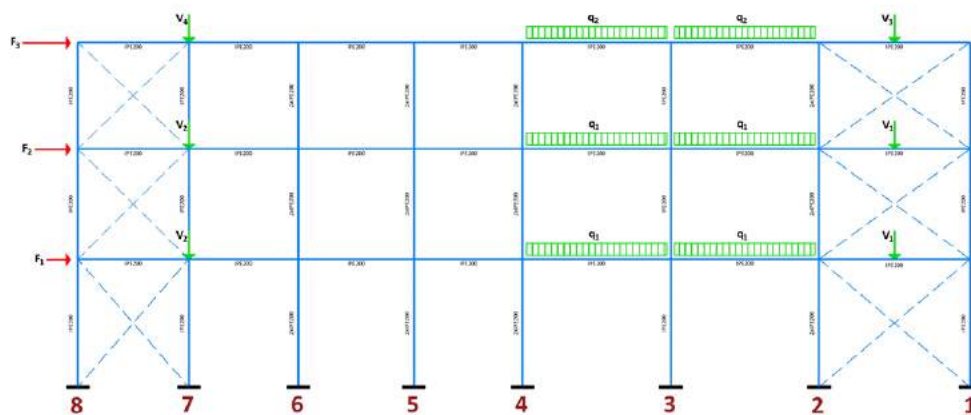
Le forze sismiche di impalcato si suddividono tra di esse in base alle rigidezze. Tuttavia, essendo la parete in muratura portante più rigida rispetto ai controventi metallici, a vantaggio di sicurezza, si dividono le forze di impalcato in parti uguali. Ovvero le forze statiche equivalenti agenti sulla struttura M2 risultano:

$$F_1 = 40 \text{ kN}$$

$$F_2 = 74 \text{ kN}$$

$$F_3 = 100,5 \text{ kN}$$

Riepilogo carichi sul telaio M2



Carichi non sismici portati:

$$q1_{SLU} = q2_{SLU} = 6,4 \text{ kN/ml}$$

$$q1_{SLV} = q2_{SLV} = 4,3 \text{ kN/ml}$$

$$V1_{SLU} = V2_{SLU} = 41,3 \text{ kN}$$

$$V1_{SLV} = V2_{SLV} = 27,5 \text{ kN}$$

$$V3_{SLU} = V4_{SLU} = 41,3 \text{ kN}$$

$$V3_{SLV} = V4_{SLV} = 27,5 \text{ kN}$$

## 7.6.7 Verifica del telaio M2

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi del telaio in condizioni statiche, ovvero per la combinazione SLU

### VERIFICHE DELLE COLONNE E DELLE TRAVI DEL TELAIO in IPE200

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275 fu 430

Lunghezze di libera inflessione [m]  
ly 0 lz 0

Nsd [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 100	8,1	100	55	4,10	5,70	7,00
IPE 120	10,4	120	64	4,40	6,30	7,00
IPE 140	12,9	140	73	4,70	6,90	7,00
IPE 160	15,8	160	82	5,00	7,40	9,00
IPE 180	18,8	180	91	5,30	8,00	9,00
IPE 200	22,4	200	100	5,60	8,50	12,00

Plotta

Classe Sezione  
Compressione 1  
Flessione My 1  
Flessione Mz 1  
Presso-Flessione 1

Verifiche  
Presso Flessione  
Svergolamento

IPE 200

N<sub>by,Rd</sub> [kN] 745,9  
N<sub>bz,Rd</sub> [kN] 745,9  
V<sub>ply,Rd</sub> [kN] 211,6

M<sub>oy,Rd</sub> [kNm] 57,78  
M<sub>oz,Rd</sub> [kNm] 11,68  
V<sub>plz,Rd</sub> [kN] 257,1

g (Kg/m): 22,4  
h (mm): 200  
b (mm): 100  
tw (mm): 5,6  
tf (mm): 8,5  
r1 (mm): 12

r2 (mm): 0  
A (cm2): 28,48  
Iy (cm4): 1.943  
Wy (cm3): 194,3  
Wpl,y (cm3): 220,6

iy (cm): 8,26  
Iz (cm4): 142,4  
Wz (cm3): 28,47  
Wpl,z (cm3): 44,61

iz (cm): 2,24  
It (cm4): 6,98  
Iw (cm6): 12.990

Le colonne sono verificate sia nei confronti dell'instabilità per carichi di compressione che a pressoflessione.

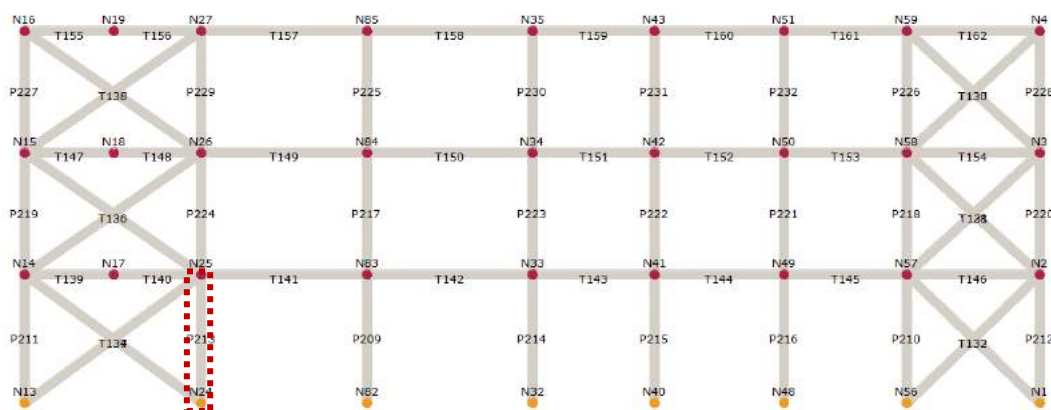


Figura 101 – Localizzazione del pilastro più sollecitato

Le sollecitazioni massime a pressoflessione sono:

$$\mathbf{Nsd} = 152 \text{ kN}; \mathbf{Msd}_y = 5,4 \text{ kNm}; \mathbf{Msd}_z = 0,26 \text{ kNm (trascurabile)} \mathbf{Vsd} = 2,8 \text{ kN};$$

- *Verifica a compressione e stabilità assiale della colonna IPE 200 (L=2,9m) Acciaio S275*

Instabilità attorno all'asse y-y

$L = 2,9 \text{ m}$ ;  $L_0 = 0,7 \cdot L = 2,0 \text{ m}$  (incastro/appoggio);  $\lambda = 24,21$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 0,28$ ; curva di instabilità: a;  $\alpha = 0,21$ ;  $\phi = 0,55$ ;  $\chi = 0,98$ ;  $N_{by,Rd} = 733 \text{ kN}$

Instabilità attorno all'asse z-z

$L = 2,9 \text{ m}$ ;  $L_0 = 0,7 \cdot L = 2,0 \text{ m}$  (incastro/appoggio);  $\lambda = 89,29$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 1,03$ ; curva di instabilità: b;  $\alpha = 0,34$ ;  $\phi = 1,17$ ;  $\chi = 0,58$ ;  $N_{bz,Rd} = 432 \text{ kN}$

$$\mathbf{Nb,Rd} = \min \{ N_{by,Rd}; N_{bz,Rd} \} = \mathbf{432 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{F.S} = Nsd / Nb,Rd = 152 \text{ kN} / 432 \text{ kN} = 0,35$$

VERIFICA SODDISFATTA

- *Verifica a pressoflessione della colonna IPE 200 (L=2,9m) Acciaio S275*

Verifica influenza del taglio sulla resistenza a flessione:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 1298 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ MPa} / \sqrt{3} \cdot 1,05 = 196 \text{ kN}$$

$V_{sd,max} / V_{c,Rd} = 2,8 \text{ kN} / 196 \text{ kN} = 0,01 < 0,5$ , quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 2848 \text{ mm}^2 \cdot 430 \text{ MPa} / 1,05 = 746 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 2848 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ MPa} / 1,25 = 882 \text{ kN} > N_{pl,Rd}$$

$$n = Nsd / N_{pl,Rd} = 152 \text{ kN} / 746 \text{ kN} = 0,2; a = 0,4 < 0,5$$

$$\mathbf{Mn,y,Rd} = M_{cy,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5a) = 57,78 \cdot 0,95 = 54,9 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione ai sensi della formula [4.2.39] delle NTC 2018 risulta:

$$Msd_y / Mn,y,Rd = 5,4 \text{ kNm} / 54,9 \text{ kNm} = 0,1 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

Le travi sono verificate a taglio e flessione.

$$M_{sd} = 27 \text{ kNm}; V_{sd} = 21,7 \text{ kN};$$

- *Verifica a flessione monoassiale e taglio della colonna IPE 200 (L=3,7m) Acciaio S275*

Verifica influenza del taglio sulla resistenza a flessione:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 1298 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ MPa} / \sqrt{3} \cdot 1,05 = 196 \text{ kN}$$

$V_{sd,max} / V_{c,Rd} = 21,7 \text{ kN} / 196 \text{ kN} = 0,1 < 0,5$ , quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

$$M_{cy,Rd} = 57,8 \text{ kNm}$$

$$M_{sd,y} / M_{n,y,Rd} = 21,7 \text{ kN} / 57,8 \text{ kN} = 0,37 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

Per le verifiche nelle combinazioni di carico sismiche si rimanda la paragrafo 8.3.3 della presente relazione.

### 7.6.8 Verifica delle strutture di fondazione

Si considera una luce d'influenza massima sulle murature di 3,0 m.

#### ANALISI DEI CARICHI

- MURATURA ARMATA
  - Muratura impalcato intermedi (3 livelli; H=2,80m):
    - $g1k$  (muratura) =  $3 \times 2,3 \text{ kN/mq} \cdot 2,80 \text{ m} = 19,2 \text{ kN/m}$
    - $g1k$  (cordolo) =  $3 \times 25 \text{ kN/mc} \cdot (0,25 \cdot 0,25) \text{ mq} = 4,8 \text{ kN/m}$
    - $g2k = 3 \times 0,6 \text{ kN/mq} \cdot 2,90 \text{ m} = 5,2 \text{ kN/m}$
- IMPALCATI (si faccia riferimento ai carichi per unità di superficie definiti al paragrafo 2.2 della presente relazione)
  - Impalcato piano tipo (2 impalcato, L influenza = 3m):
    - $g1k = 2 \times 2,15 \text{ kN/mq} \cdot 3 \text{ m} = 12,9 \text{ kN/m}$
    - $g2k = 2 \times 2,9 \text{ kN/mq} \cdot 3 \text{ m} = 17,4 \text{ kN/m}$
    - $qk1(\text{cat.B2}) = 2 \times 2,00 \text{ kN/mq} \cdot 3 \text{ m} = 12 \text{ kN/m}$
  - Impalcato piano copertura (L influenza = 3,5 m):
    - $g1k = 2,15 \text{ kN/mq} \cdot 3,5 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$
    - $g2k = 2,65 \text{ kN/mq} \cdot 3,5 \text{ m} = 9,3 \text{ kN/m}$
    - $qk2(\text{cat.H}) = 0,50 \text{ kN/mq} \cdot 3,5 \text{ m} = 1,8 \text{ kN/m}$
    - $qk3(\text{Neve}) = 1,2 \text{ kN/mq} \cdot 3,5 \text{ m} = 4,2 \text{ kN/m}$

Quindi i carichi caratteristici gravanti sulle travi di fondazione sono:

- Muratura armata →  $g1k = 24 \text{ kN/m}$
  - I e II impalcato →  $g1k = 12,9 \text{ kN/m}$
  - Impalcato copertura →  $g1k = 7,5 \text{ kN/m}$
- $g1k \text{ tot} = 44,5 \text{ kN/m}$**

- Muratura armata →  $g2k = 4,8 \text{ kN/m}$
  - I e II impalcato →  $g2k = 17,4 \text{ kN/m}$
  - Impalcato copertura →  $g2k = 9,3 \text{ kN/m}$
- $g2k \text{ tot} = 31,5 \text{ kN/m}$**
- 
- I e II impalcato →  $q1k = 12 \text{ kN/m}$
  - Impalcato copertura →  $q2k = 1,8 \text{ kN/m}$

Di seguito si riportano i coefficienti e le combinazioni di carico considerate:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE						
Azione			$\gamma_{\text{SLU}}$ (sfav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1	1,3	-	-	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	g2	1,5	-	-	-
q1k	Carico da utilizzo	q1: Cat. B2	1,5	0,7	0,5	0,3
q2k	Carico da utilizzo solaio copertura	q2: Cat. H	1,5	0,0	0,0	0,0
q3k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)	q3	1,5	0,5	0,2	0,0

COMBINAZIONI DI CARICO					
Azione		STR01		STR02	
		$\gamma_{\text{SLU}}$	$\psi_0$	$\gamma_{\text{SLU}}$	$\psi_0$
g1	Carichi permanenti strutturali	1,3	-	1,3	-
g2	Carichi permanenti non strutturali	1,5	-	1,5	-
q1	Carico da utilizzo solaio piano tipo q1: Cat. B2	1,5	1,00	1,5	1,00
q2	Carico da utilizzo solaio copertura q2: Cat. H	1,5	1,00	1,5	0,0
q3	Neve (a quota <1000 m s.l.m)	1,5	0,5	1,5	1,00

La combinazione di carico più gravosa è la STR01:

$$q_{\text{STR01}} = 1,3 \cdot 44,5 + 1,5 \cdot (31,5 + 12 + 0,5 \cdot 1,8) = 124,5 \text{ kN/m}$$

Dimensionamento della larghezza B

Il piano d'imposta delle fondazioni è a quota -1.48m del sistema di riferimento del progetto, al di sopra del livello della falda (-2.44 m, nel sistema di riferimento di progetto, - 1.50 m dal piano campagna). Come si evince dalla relazione geologica a tale profondità il terreno è costituito da argille sabbiose e limose (strato compreso tra 0,5m e 2,0 m dal piano campagna).

Il carico limite corrispondente a tale strato è  $q_{\text{lim}} = 2,78 \text{ kg/cmq}$

$$\sigma_d = 2,78 / \gamma_R = 2,78 / 2,3 = 1,2 \text{ kg/cmq}$$

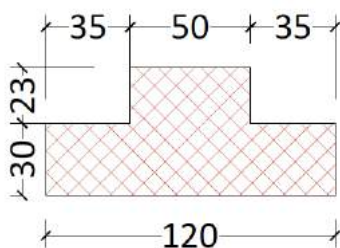
In fase preliminare di dimensionamento si considera il peso della fondazione incrementando del 10% il carico trasmesso dalle strutture in elevazione. Si considera una lunghezza unitaria della trave di fondazione.

$$B \geq 1,1 \cdot q_{\text{STR01}} / \sigma_d = (1,1 \cdot 124,50 \text{ kg/cm}) / (1,2 \text{ kg/cm}) = 114,1 \text{ cm} \sim 120 \text{ cm}$$

Quindi la tensione del terreno è pari a:

$$\sigma^*_{\tau} = 136,9 \text{ kg/cm} / 120 \text{ cm} = 1,1 \text{ kg/cm} < \sigma_d = 1,2 \text{ kg/cm}$$

Si ipotizza di adottare una sezione a T rovescia di dimensioni pari a quelle indicate nella figura.



Il peso proprio della trave di fondazione è  $g_{1k} = 0,48 \text{ mq} \cdot 25 \text{ kN/mc} = 12 \text{ kN/m}$

il carico comprensivo della fondazione è quindi

$$q_{STR01} = 1,3 \cdot 12 \text{ kN/m} + 124,5 \text{ kN/m} = 140,1 \text{ kN/m} \text{ (la tensione del terreno risulta } \sigma^*_{\tau} = 1,16 \text{ kg/cm)}$$

Verifica allo SLU per azioni flettenti

Lo schema statico adottato è quello di una trave in semplice appoggio di lunghezza  $L = 4,0 \text{ m}$ .

$$M_{max} = 1/8 q L^2 = 280,2 \text{ kNm}$$

Si considera come sezione resistente alle sollecitazioni flettenti solo la parte relativa all'anima, ovvero la sezione rettangolare di dimensioni  $50 \times 53 \text{ cm}$ .

L'armatura prevista è:

- 5  $\phi$  18 superiori
- 7  $\phi$  18 inferiori

Il momento resistente è  $M_{rd} = 318,5 \text{ kNm} > 280,2 \text{ kNm}$

VERIFICA SODDISFATTA

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	53	1	12,72	4
			2	17,81	49

**Sollecitazioni:** S.L.U. **Metodo n**

**P.to applicazione N:** ☒ Centro ☐ Baricentro cls ☐ Coord.[cm]

**Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:** B450C C25/30

**Metodo di calcolo:** ☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione:** ☒ Retta ☐ Deviata

**Calcola MRd** **Dominio M-N** **Col. modello**

**Precompresso**

**Parametri:**

- $\sigma_c$ : -14,17 N/mm²
- $\sigma_s$ : 391,3 N/mm²
- $\epsilon_c$ : 3,5 ‰
- $\epsilon_s$ : 23,43 ‰
- $d$ : 49 cm
- $x$ : 6,369  $x/d$ : 0,13
- $\delta$ : 0,7

**Material Properties:**

- $E_{su}$ : 67,5 ‰
- $f_{yd}$ : 391,3 N/mm²
- $E_s$ : 200.000 N/mm²
- $E_s/E_c$ : 15
- $\epsilon_{syd}$ : 1,957 ‰
- $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²
- $\tau_{c1}$ : 1,829
- $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
- $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰
- $f_{cd}$ : 14,17
- $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8
- $\sigma_{c,adm}$ : 9,75
- $\tau_{co}$ : 0,6

Verifica allo SLU per taglio

$$V_{\max} = 1/2 qL = 280,2 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio in assenza di armature specifiche

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$b_w = 500 \text{ mm}$ ;  $d = 490 \text{ mm}$ ;

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200 \text{ mm}/490 \text{ mm})^{1/2} = 1,64 < 2;$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d) = 17,81 \text{ cm}^2 / (50 \cdot 49) \text{ cm}^2 = 0,007 \text{ (0,7 \%)};$$

$\sigma_{cp} = 0$  (A vantaggio di sicurezza si trascura l'azione favorevole dello sforzo normale di compressione);

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,5;$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (1,64)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot 1,64 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 25)^{1/3} / \gamma_c] \cdot 500 \text{ mm} \cdot 490 \text{ mm}; [0,35 \text{ MPa} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 526 \text{ mm}] \} = 81,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 125,2 \text{ kN}$$

Ampiezza del tratto da armare:

$$l_0 = (L/2) \cdot (V_{sd\max} - V_{Rd}) / V_{sd} = 2,0 \text{ m} \cdot 67,3 \text{ kN} / 280,2 \text{ kN} = 1,11 \text{ m}$$

Passo staffe

Si adottano staffe  $\phi 10$  a due bracci ( $A_{sw} = 1.58 \text{ cm}^2$ )

Il passo necessario è  $s = 0,9 \cdot f_{yd} \cdot A_{sw} / V_{sd} = 19 \text{ cm}$ ;

Le NTC2018 prescrivono che nella zona critica, in classe di duttilità bassa (CDB), il passo minimo sia:

$$s' = \min (8\phi_{\text{long}}; 14\phi_{\text{staffe}}; d/4; 22,5 \text{ cm}) = (8 \cdot 18 \text{ mm}; 14 \cdot 10 \text{ mm}; 490/4 \text{ mm}; 22,5 \text{ cm}) = 12,2 \text{ cm}$$

La lunghezza della zona critica in CDB è  $l_{cr} = H = 53 \text{ cm}$  dal filo della muratura.

Si adottano staffe  $\phi 10/12 \text{ cm}$  in zona critica e staffe  $\phi 10/19 \text{ cm}$  nelle zone normali.

Controllo dei minimi di armature:

- $n \text{ staffe/m} = 100 \text{ cm} / 12 \text{ cm} = 8 > 3 \text{ staffe/m}$  OK
- $A_{st} = 8 \cdot 1.58 \text{ cm}^2 = 12,6 \text{ cm}^2 > A_{st,\min} = 1,5b = 1,5 \cdot 50 \text{ mm} = 7,50 \text{ cm}^2/\text{m}$  OK
- $s = 12 \text{ cm} < 0,8 d = 0,8 \cdot 49 = 39,2 \text{ cm}$  OK

Verifica dell'armatura d'ala

L'ala della trave rovescia viene calcolata come una mensola incastrata, di sezione rettangolare  $100 \times 35 \text{ cm}$ ,

caricata con un carico uniformemente distribuito pari alla massima reazione che il terreno è in grado di sopportare, ovvero la resistenza di progetto:

$$q = B \cdot \sigma_d = 100 \cdot 1,2 \text{ Kg/cm}^2 = 120 \text{ kg/cm} = 120 \text{ kN/m}$$

$$\text{Quindi il massimo momento flettente è } M = 1/2 q L^2 = 1/2 \cdot 120 \text{ kN/m} \cdot (0,35\text{m})^2 = 7,35 \text{ kNm}$$

$$\text{Il taglio massimo è } V_{sd} = qL = 120 \text{ kN/m} \cdot 0,35\text{m} = 21 \text{ kN}$$

$$\text{Assumendo } c = 4\text{cm} \text{ si ha che } d = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

L'armatura longitudinale dell'ala è data dalle staffe dell'anima considerate con il passo più largo, ovvero:

- 1  $\phi 10/19\text{cm}$  superiori ( $A_s = 5 \times 0,79 \text{ cm}^2 = 3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
- 1  $\phi 10/19 \text{ cm}$  inferiori ( $A_s = 5 \times 0,79 \text{ cm}^2 = 3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

$$A_s = M_{sd} / (0,9 \cdot f_{yd} \cdot d) = 7,35 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (0,9 \cdot 391,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 260 \text{ mm}) = 0,8 \text{ cm}^2 < 3,95 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Verifica a taglio dell'ala:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200 \text{ mm} / 260 \text{ mm})^{1/2} = 1,87 < 2 \quad \text{OK}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 3,95 \text{ cm}^2 / (100 \cdot 26) \text{ cm}^2 = 0,001 < 0,02 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \quad \gamma_c = 1,5;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (1,87)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot 1,87 \cdot (100 \cdot 0,001 \cdot 25)^{1/3} / \gamma_c] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 260 \text{ mm}; [0,37 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 260 \text{ mm}] \} = 96,2 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21 \text{ kN} < V_{Rd} = 96,2 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA





- **Le strutture di copertura** saranno irrigidite mediante l'esecuzione di una controventatura in acciaio del piano di falda disposto come evidenziato nella figura sottostante. I controventi saranno ancorati alle terzere nelle campate intermedie mediante piatti metallici e bulloni, mentre nelle campate più esterne ed in corrispondenza del muro di boccascena saranno connessi alle murature esistenti mediante spinotti e profili in acciaio.

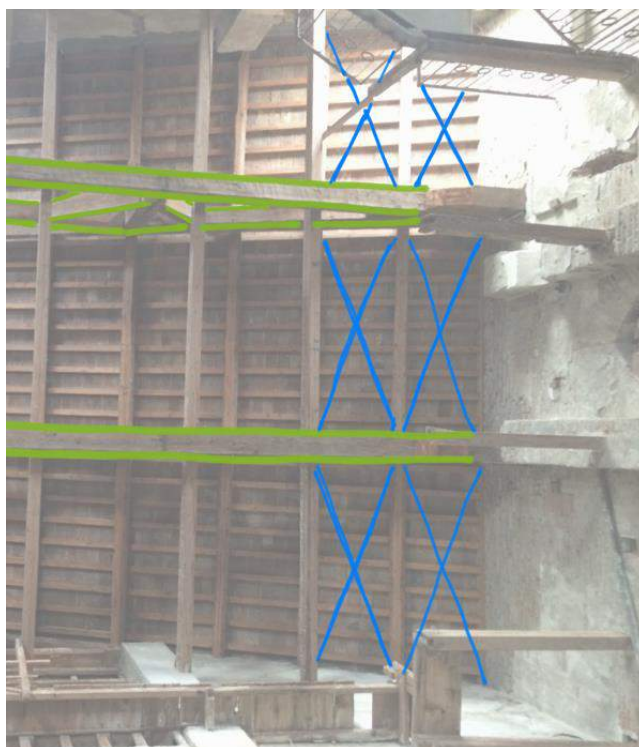
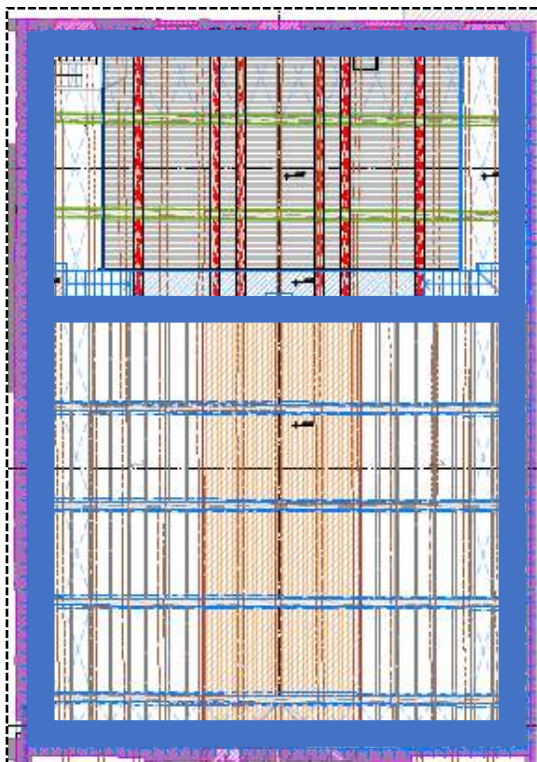


Figura 103 - Irrigidimento del piano di falda tramite controventatura – schema della disposizione dei controventi

- Al fine di **migliorare il comportamento fuori dal piano delle pareti snelle** nella torre scenica è previsto l'inserimento di tiranti con capochiave a piastra sottointonaco che inibiscano il ribaltamento. Inoltre per quanto riguarda le pareti laterali si considera anche la presenza di ballatoi intermedi i quali svolgeranno anche la funzione di ritegno nei confronti delle azioni orizzontali per le pareti laterali.



Figura 104 - Tiranti in corrispondenza della torre scenica rinforzo delle murature della torre scenica (parete di fondo e del boccascena)

- **Accoppiamento delle pareti del boccascena** attraverso una nuova trave reticolare in acciaio, prevista in corrispondenza dell'arco di boccascena e precedentemente descritta al capitolo 5. La funzione di tale struttura oltre ai fini statici migliorerà anche la riposta di queste due pareti, che a seguito dell'intervento saranno paragonabili ad un unico pannello sismo-resistente. Per quanto riguarda la muratura tra sala e torre teatrale essa è costituita da due pannelli murari che, nelle condizioni attuali, se sottoposti ad un'azione di tipo sismico nel loro piano avrebbero un comportamento indipendente l'uno dall'altro. La struttura lignea posta tra di essi non è infatti dotata di sufficiente rigidità tale da consentire una risposta di tipo unitario.
- **Incremento della resistenza nel piano e fuori dal piano delle pareti della torre teatrale (boccascena e fondo).** In presenza di lesioni nelle murature, il progetto prevede la stuccatura, l'eventuale sigillatura con iniezioni (nei casi più gravi) e l'applicazione di intonaco armato con rete in fibra di basalto e matrice a base di malta di calce.

Il dimensionamento e le verifiche delle connessioni dei diaframmi rigidi saranno meglio verificati e descritti più nel dettaglio nel seguito della presente relazione, nel paragrafo relativo ai meccanismi locali.

Nel seguito si riporta il dimensionamento della struttura reticolare di controvento nel piano di falda.

### 8.2.1 Dimensionamento del controvento di falda

Il dimensionamento del diaframma di falda per gli impalcati di copertura esistenti è realizzato nella condizione più gravosa rappresentata dalla copertura della sala teatrale in corrispondenza del lato più lungo. Nell'ipotesi di un'azione sismica agente nella direzione trasversale del teatro si determina il carico sismico di competenza del diaframma, rappresentato nella figura sottostante, costituito dai pesi sismici derivanti da metà luce delle pareti al di sotto del piano delle catene delle capriate nella direzione del sisma, dalle pareti dei timpani (verso l'avancorpo e verso il boccascena) dal solaio di sottotetto e dalla copertura.

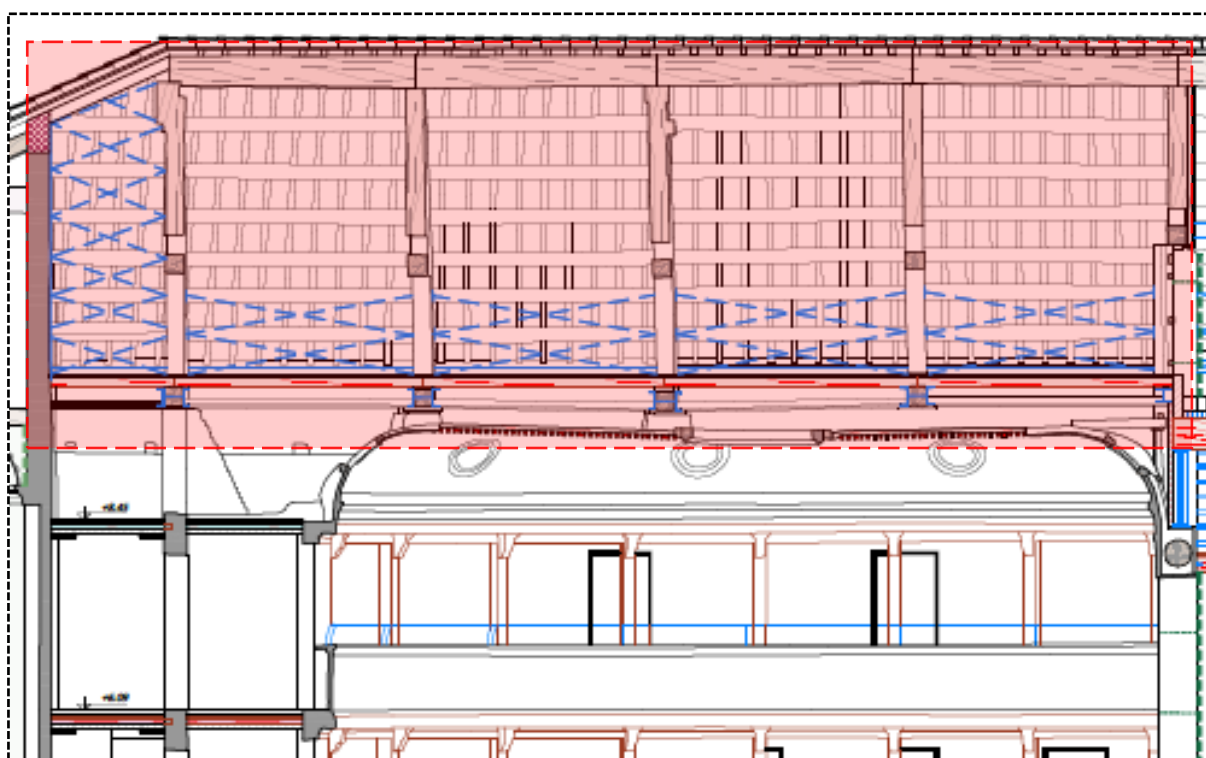


Figura 105 – Aree di influenza relative al diaframma di falda longitudinale nella sala teatrale

L'analisi dei carichi allo stato di progetto è la seguente.

#### COPERTURA

Strato/elemento	i [m]	Q [kg/mq]
Capriate in legno (5x)	-	42,2
Terzere in legno di abete S2 sez. 14 x 16 cm	1,44	7
Travetti in legno di abete S3 sez. 7 x 8 cm	0,30	8,5
<b>Permanenti strutturali <math>g_1</math> [kg/mq]</b>		<b>57,7</b>
Pianelle in cotto sp. 3 cm	-	54
Manto di copertura	-	80
Soffittone	-	16,3
Controsoffitto REI	-	36
Passerella manutenzione	-	18,9
<b>Permanenti non strutturali <math>g_2</math> [kg/mq]</b>	-	<b>205,2</b>
<b>Accidentali (neve) <math>q_{k1}</math> [kg/mq]</b>	-	<b>80</b>
<b>Accidentali manutenzione (passerella) <math>q_{k2}</math> [kg/mq]</b>	-	<b>50</b>

#### SOLAIO DI SOTTOTETTO

Strato/elemento	i [m]	Q [kg/mq]
Travetti in legno di abete classe C24 sez. 7 x 8 cm	0,20	5
Doppio tavolato in legno	-	30
<b>Permanenti strutturali <math>g_1</math> [kg/mq]</b>		<b>35</b>
<b>Accidentali manutenzione <math>q_{k3}</math> [kg/mq]</b>	-	<b>50</b>

Di seguito si riportano i coefficienti adottati per la combinazione sismica SLV:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE				
Azione			$\gamma_{SLV}$ (sfav.)	$\psi_2$
<b>g1k</b>	<b>Carichi permanenti strutturali</b>	<b>g1</b>	1	-
<b>g2k</b>	<b>Carichi permanenti non strutturali</b>	<b>g2</b>	1	-
<b>q1k</b>	<b>Neve (a quota &lt;1000 m s.l.m)</b>	<b>q1</b>	1	0,0
<b>q2k</b>	<b>Carico da utilizzo passerella (manutenzione)</b>	<b>q2: Cat. H</b>	1	0,0
<b>q3k</b>	<b>Carico da utilizzo sottotetto (manutenzione)</b>	<b>q3</b>	1	0,0

Di seguito si riportano i pesi sismici raccolti dal diaframma di piano:

- CARICHI AGENTI NEL PIANO DEL SOTTOTETTO

$W_{\text{sottotetto}}: \text{Area competenza} \cdot q_{SLV} = 11,5 \text{mq} \cdot 0,35 \text{kN/mq} = 4 \text{kN}$

- CARICHI AGENTI NEL PIANO DI COPERTURA  
 $W_{copertura} = \text{Area competenza} \cdot q_{SLV} = 107 \text{mq} \cdot 2,6 \text{kN/mq} = 278,2 \text{kN}$
- CARICHI TRASFERITI DAL MURO PERPENDICOLARE ALL'AZIONE SISMICA  
 $W_{pareti} = L \cdot h \cdot t \cdot \gamma_{muratura} = (13,6 \cdot 0,94 \cdot 0,45) \text{mc} \cdot 18 \text{kN/mc} = 103 \text{kN}$

Lo schema statico adottato per il dimensionamento del diaframma di falda è quello di una trave reticolare su singola campata di luce pari a  $L=14\text{m}$  (valore corrispondente alla lunghezza della sala), costituita da 5 moduli rettangolari, che scarica le proprie azioni orizzontali sulle due pareti sismo-resistenti laterali che dividono la sala rispettivamente dall'avancorpo e dalla torre scenica.

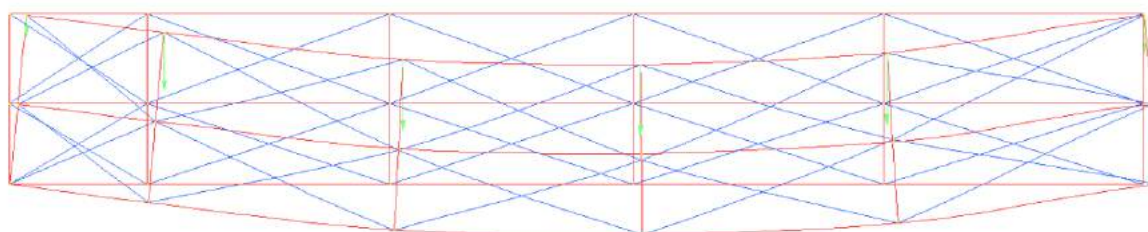
Le azioni sismiche sono le seguenti:

$$f_{sismico} = (W_{sottotetto} + W_{copertura} + W_{pareti}) \cdot a_{gSLV} / L = 385,2 \text{kN} \cdot 0,179 / 14 \text{m} = 4,9 \text{kN/m}$$

Il carico sismico distribuito viene ripartito sottoforma di forze puntuali sui nodi in cui convergono i correnti, i montanti e i diagonali, che corrispondono ai punti in cui l'impalcato della falda poggia sulle 4 capriate e sulle murature perpendicolari.

Lo schema statico e la deformata che ne deriva sono mostrati nella seguente figura:

LATO CORPO CAMERINI



LATO SALA TEATRALE

Figura 106 – Schema statico e deformato della trave reticolare a cui viene assimilato il sistema di controventamento.

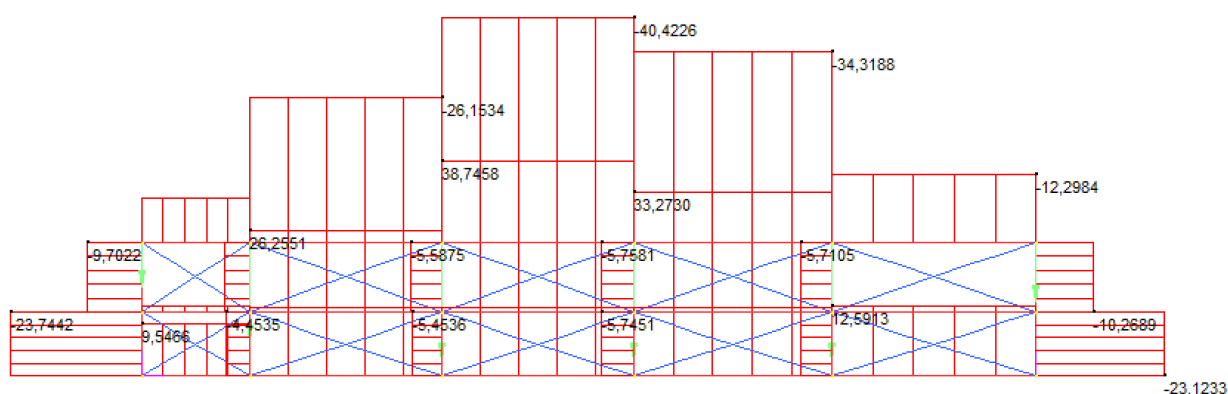


Figura 107 – Schema statico e deformato della trave reticolare a cui viene assimilato il sistema di controventamento.

Il momento sollecitante viene trasmesso alle pareti di appoggio come coppia di forze di trazione nel corrente inferiore e compressione in quello superiore. Pertanto, questo valore corrisponde alla forza di tiro massima a cui sottoporre le connessioni della reticolare alla muratura.

#### VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA RETICOLARE

La struttura reticolare, realizzata in acciaio S275 avrà il corrente superiore costituito da un profilo piatto metallico 100x5 ( $A_{sez.} = 500 \text{ mm}^2$ ). Gli elementi diagonali invece saranno realizzati con barre  $\phi 24$  vincolate alle terzere e ai puntoni delle capriate mediante piastre in acciaio e connettori passanti M12 classe 8.8.

VERIFICA CORRENTE TESO (Terzera in legno di abete S2, sez. 14X16cm)

$$\sigma_{t,0,d} = T / A = 12600 \text{ N} / 22400 \text{ mm}^2 = 0,6 \text{ MPa} < f_{t,0,d} = 8 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA MONTANTI INTERMEDI COMPRESSI (Puntone superiore capriata in legno di abete S2, sez. 22x31 cm)

$$\sigma_{c,0,d} = C / A = 5700 \text{ N} / 68200 \text{ mm}^2 = 0,1 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 12,6 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA DIAGONALI ( $\phi 24$  in acciaio INOX AISI 304;  $A = 452,3 \text{ mm}^2$ )

La barra più sollecitata è sottoposta ad un tiro di 25 kN. Se ne riporta la verifica a trazione.

$$\sigma_{s,d} = T / A = 19600 \text{ N} / 452,3 \text{ mm}^2 = 43,3 \text{ MPa} < f_{yd} = 495 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 8.2.2 Verifica degli ancoraggi

Il trasferimento dei flussi di taglio verrà garantito connettendo i due montanti estremi della reticolare alla muratura di boccascena da un lato e al cordolo in c.a al di sopra della muratura tra avancorpo e sala teatrale dall'altro. Analogamente il corrente sul lato verso il corpo camerini sarà ancorato in corrispondenza del cordolo in c.a. Tali connessioni saranno così realizzate:

- Ancoraggio in corrispondenza del cordolo in c.a. con barre filettate in acciaio zincato M12/50 cm tipo Hilti HAS-U o similari e resina a iniezione tipo HIT-HY 170 o similari, profondità di posa 100 mm.
- Ancoraggio in corrispondenza della muratura con barre filettate in acciaio zincato M12/20 cm tipo Hilti HAS-U o similari e resina ad iniezione vinilestere tipo HIT-HY 270 o similari, profondità di posa 160 mm.

Di seguito si riportano le verifiche svolte con il software HILTI PROFIS Engineering 3.0.68 (Licenza.

#### Ancoraggio in corrispondenza del cordolo in c.a

In 2,1 m (pari alla lunghezza del montante di estremità della reticolare), avendo adottato un passo di 50 cm si possono disporre 4 barre. Di conseguenza le sollecitazioni sulla singola barra sono:

- **Carico di trazione N** = 12,6 kN/4 = 3,15 kN
- **Carico di taglio V** = 33,4 kN/4 = 8,3 kN

### 3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	3,150	44,933	8	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	3,150	11,155	29	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	3,150	19,250	17	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

**4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_V$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	8,300	26,960	31	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	8,300	22,310	38	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	8,300	19,641	43	OK

**5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)**

Rottura dell'acciaio

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{NV}$ [%]	Stato
0,070	0,308	2,000	10	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{NV}$ [%]	Stato
0,282	0,423	1,500	43	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Ancoraggio in corrispondenza della muratura

In 2,1 m (pari alla lunghezza del montante di estremità della reticolare), avendo adottato un passo di 20 cm si possono disporre 10 barre. Di conseguenza le sollecitazioni sulla singola barra sono:

- **Carico di trazione N** = 12,6 kN/10 = 1,2 kN
- **Carico di taglio V** = 33,4 kN/10 = 3,3 kN

**3 Carico di trazione (ETAG 029 Annex C C.5.2.1)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	1,200	44,933	3	OK
Rottura per sfilamento*	1,200	3,200	38	OK
Rottura del mattone**	1,200	3,200	38	OK
Sfilamento a trazione di un mattone**	1,200	4,040	30	OK

**4 Carico di taglio (ETAG 029 Annex C C.5.2.2)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_V$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3,300	26,960	13	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura locale di un mattone*	-	-	79	OK
Rottura del bordo di un mattone x+**	-	-	18	OK
Sfilamento a taglio di un mattone x+**	3,300	7,650	44	OK

**5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG 029 Annex C, paragrafo C.5.2.3)**

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{NV}$ [%]	Stato
0,375	0,786	1,000	97	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$$



### 8.3 Verifica del comportamento globale della struttura in presenza di azione sismica

Si riportano ora i risultati delle analisi effettuate sul modello globale nelle due condizioni *ante* e *post operam* al fine di valutare il livello di sicurezza della struttura nello stato di fatto e per verificare che la definizione degli interventi descritti nel paragrafo precedente consenta il raggiungimento della condizione di miglioramento nei confronti dell'azione sismica. A tale scopo si riportano i fattori di sicurezza sismica  $\xi_{E\_GLOBALE}$  determinati per lo stato di fatto e per lo stato di progetto.

#### 8.3.1 Valutazione della sicurezza nel modello globale allo stato di fatto

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	a SLV	a SLD
1	✓	+X	Uniforme	0,00	0,00	2,41	0,96	2,88	0,51	0,40	0,516	0,834
2	✓	+X	Forze statiche	0,00	0,00	2,71	0,90	3,06	0,64	0,40	0,446	0,699
3	✓	-X	Uniforme	0,00	0,00	2,39	1,02	2,75	0,49	0,40	0,544	0,830
4	✓	-X	Forze statiche	0,00	0,00	2,71	0,96	3,08	0,64	0,40	0,465	0,703
5	✓	+Y	Uniforme	0,00	0,00	2,93	1,79	3,62	0,68	0,64	0,680	0,969
6	✓	+Y	Forze statiche	0,00	0,00	3,64	1,79	5,51	1,06	0,56	0,544	0,662
7	✓	-Y	Uniforme	0,00	0,00	1,11	0,72	1,36	0,24	0,48	0,837	2,006
8	✓	-Y	Forze statiche	0,00	0,00	1,94	0,78	1,75	0,38	0,40	0,632	1,060
9	✓	+X	Uniforme	145,15	0,00	2,34	0,96	2,83	0,48	0,32	0,529	0,697
10	✓	+X	Uniforme	-145,15	0,00	2,47	0,96	2,88	0,53	0,48	0,505	0,952
11	✓	+X	Forze statiche	145,15	0,00	2,62	0,90	2,99	0,60	0,32	0,461	0,587
12	✓	+X	Forze statiche	-145,15	0,00	2,77	0,84	3,11	0,66	0,48	0,419	0,815
13	✓	-X	Uniforme	145,15	0,00	2,28	0,90	2,63	0,45	0,32	0,527	0,704
14	✓	-X	Uniforme	-145,15	0,00	2,46	1,02	2,81	0,52	0,48	0,529	0,954
15	✓	-X	Forze statiche	145,15	0,00	2,60	0,84	2,90	0,58	0,40	0,449	0,738
16	✓	-X	Forze statiche	-145,15	0,00	2,82	0,90	3,29	0,70	0,48	0,426	0,807
17	✓	+Y	Uniforme	125,36	0,00	2,54	1,79	2,99	0,47	0,64	0,772	1,140
18	✓	+Y	Uniforme	-125,36	0,00	3,27	1,79	4,23	0,85	0,64	0,613	0,847
19	✓	+Y	Forze statiche	125,36	0,00	3,21	1,79	4,57	0,86	0,56	0,618	0,779
20	✓	+Y	Forze statiche	-125,36	0,00	4,02	1,79	6,44	1,24	0,56	0,466	0,579
21	✓	-Y	Uniforme	125,36	0,00	0,81	0,66	1,22	0,19	0,40	0,931	2,068
22	✓	-Y	Uniforme	-125,36	0,00	1,45	0,72	1,55	0,29	0,48	0,727	1,680
23	✓	-Y	Forze statiche	125,36	0,00	1,48	0,72	1,55	0,29	0,40	0,720	1,364
24	✓	-Y	Forze statiche	-125,36	0,00	2,26	0,84	1,88	0,45	0,40	0,588	0,896

Figura 108 - Fattori di sicurezza ottenuti dall'analisi del modello globale nello stato di fatto

Nella tabella sopra riportata si osservano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti per le 24 combinazioni di carico per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite di danno (SLD). In particolare sono evidenziati i risultati peggiori per lo SLV:  $\xi_{GLOBALE\_DIRX\_SDF}=0.419$  e  $\xi_{GLOBALE\_DIRY\_SDF}=0.466$  rispettivamente in direzione x e direzione y. Ovvero gli stati di danneggiamento dei maschi murari che di seguito verranno riportati si realizzano in corrispondenza di un'azione sismica con un  $a_g$  pari a circa il 42% di quella di progetto in direzione x e pari a circa il 47% di quella di progetto in direzione y. Si osserva come in generale i fattori di sicurezza nella direzione y risultino superiori, come era prevedibile data la presenza di un maggior numero di pareti sismo-resistenti.

Si riportano di seguito i risultati delle pareti che dalle analisi risulterebbero più vulnerabili per il sisma di progetto SLV, in termini di danneggiamento. In particolare per quanto riguarda l'analisi n.12 in direzione x e l'analisi n.20 in direzione y.

Stato di danneggiamento				Controllo di spostamento			
Elementi rotti passo corrente				Elementi rotti passo corrente			
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo				<input checked="" type="radio"/> dal primo passo			
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
25	<input type="checkbox"/>	25,0	0,1	5	<input type="checkbox"/>	3,8	0,5
38	<input type="checkbox"/>	16,7	0,1	1	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
18	<input type="checkbox"/>	10,2	0,2	2	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
7	<input type="checkbox"/>	10,1	0,6	3	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
13	<input type="checkbox"/>	6,8	0,0	4	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
1	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	5	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
2	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0				
3	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0				
4	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0				
5	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0				

Figura 109 - Stato di danneggiamento maggiore nella direzione x (a sinistra) e nella direzione y (a destra)\_SDF

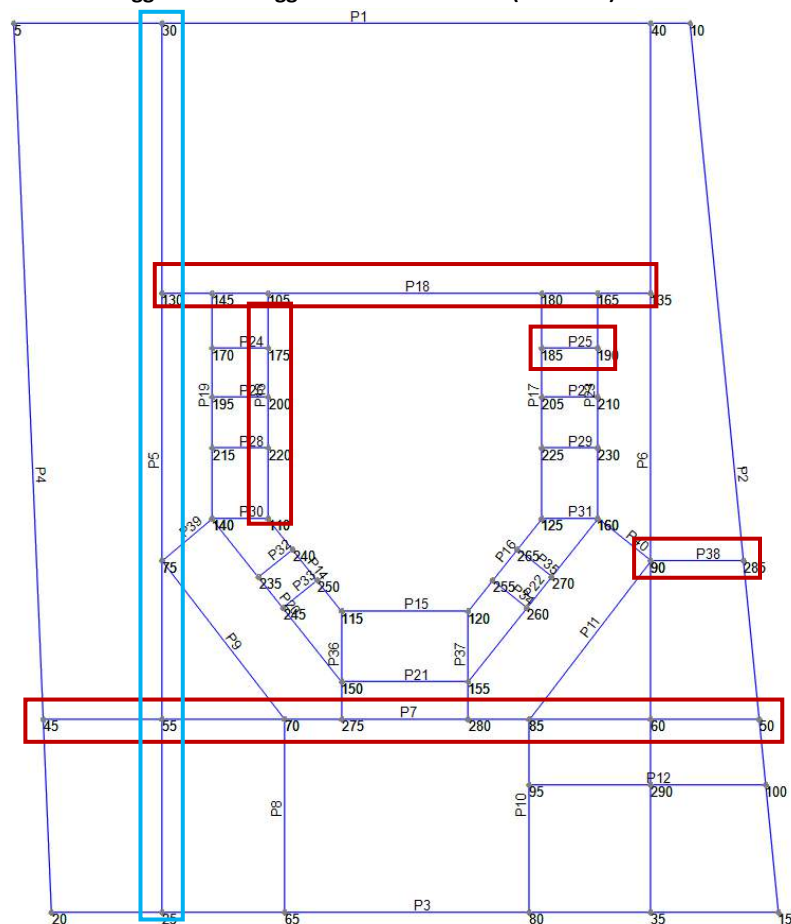
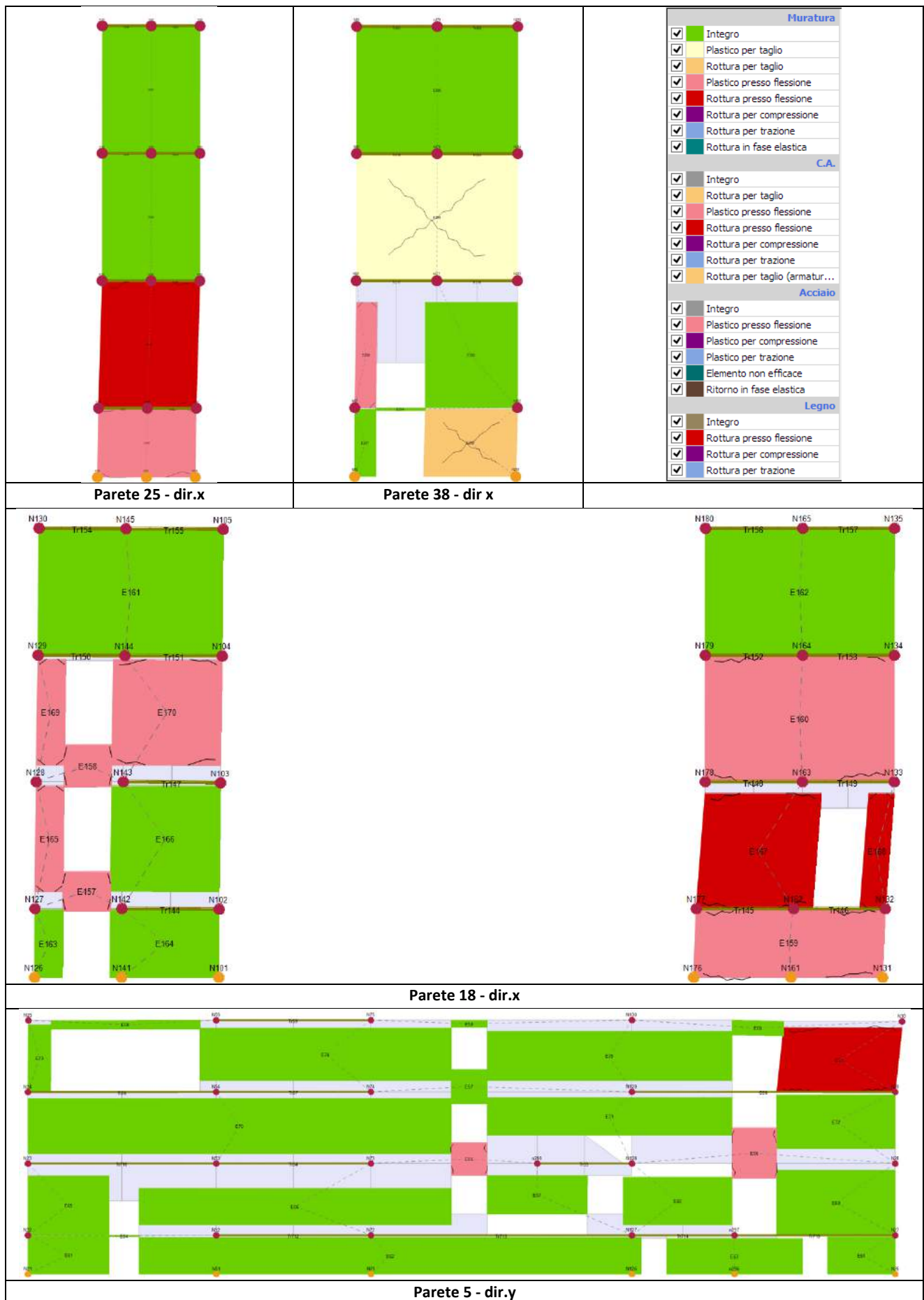


Figura 110 - Individuazione delle pareti più danneggiate in direzione x (in rosso) e in direzione y (in azzurro)\_SDF

Si riportano, nel dettaglio le mappe cromatiche relative allo stato di danneggiamento delle pareti in condizioni peggiori.





Lo stato di danneggiamento rappresentato nelle mappe sopra riportate fa riferimento ai meccanismi di rottura nel piano dei maschi murari come definiti al C.8.7.1.3.1.1 della circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019 (pressoflessione nel piano/taglio-scorrimento/taglio con fessurazione diagonale):

- La *parete 25*, in direzione x, ovvero uno dei muri divisori tra i palchetti, presenterebbe una porzione soggetta a rottura per *pressoflessione*, mentre la restante parte si trova ancora in condizioni plastiche o integre.
- La *parete 38*, in direzione x, ovvero la parete che delimita a NE il cortile Nord, presenterebbe la porzione di base soggetta a rottura per *taglio diagonale*, mentre la restante parte si trova ancora in condizioni plastiche o integre.
- La *parete 18*, in direzione x, ovvero la parete di boccascena che separa la sala dalla torre teatrale, presenterebbe una porzione soggetta a rottura per pressoflessione, una porzione abbastanza estesa in condizioni plastiche ma non rotte.
- La parete 5 in direzione y, ovvero la parete che delimita il teatro verso il cortile che ospitava il corpo camerini presenta nella parte sommitale una condizione di rottura per pressoflessione, mentre la restante parte si trova in plastiche o integre.

Infine si riportano le curve di Push-Over ottenute nelle due direzioni:

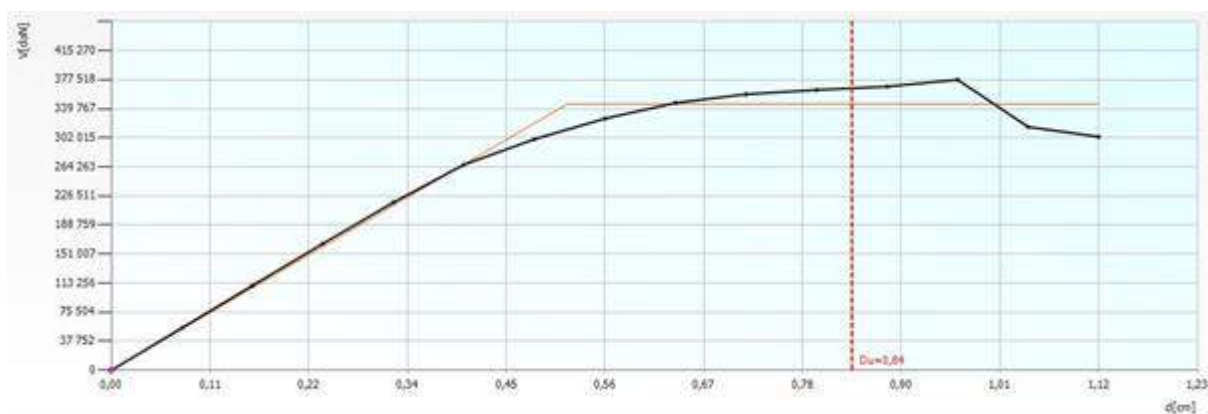


Figura 111 - Curva di Push over SDF - Direzione x: Analisi 12

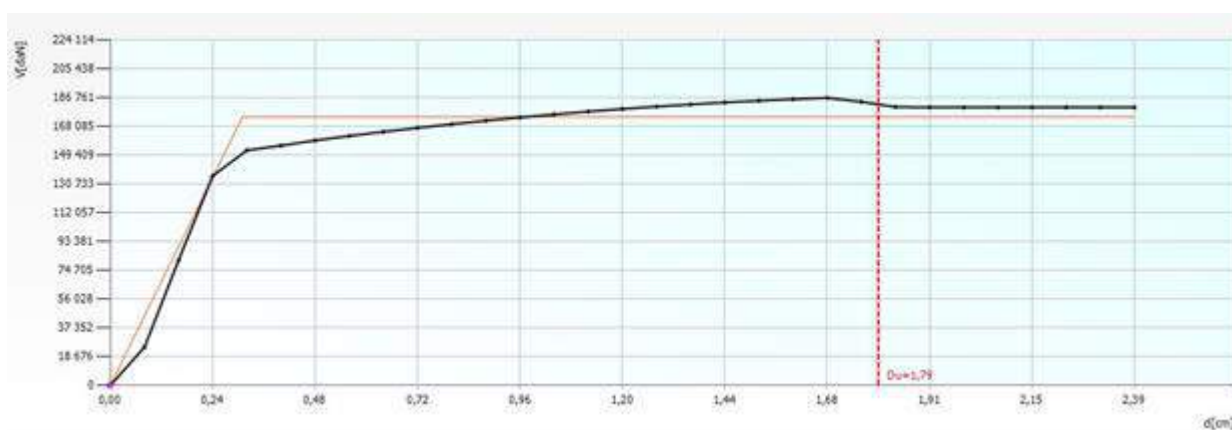


Figura 112 - Curva di Push over SDF - Direzione Y: Analisi 20

## 8.3.2 Valutazione della sicurezza del modello globale allo stato di progetto

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	$\alpha$ SLV	$\alpha$ SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,00	0,70	1,62	0,60	0,26	0,80	1,805	3,082
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,00	1,04	1,26	0,87	0,38	0,72	1,166	1,876
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,00	0,40	1,87	0,88	0,15	0,80	1,796	3,523
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	0,00	1,11	1,80	1,36	0,21	0,72	1,267	2,318
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,00	0,57	0,84	0,67	0,21	0,40	1,465	1,898
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,00	1,02	0,84	1,05	0,33	0,40	0,919	1,193
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,00	0,34	6,39	0,45	0,13	0,64	5,233	5,092
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,00	0,56	7,72	0,70	0,20	0,64	4,182	3,142
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	145,15	0,00	0,49	1,50	0,49	0,18	0,80	2,259	4,452
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-145,15	0,00	0,78	1,74	0,75	0,29	0,80	1,553	2,786
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	145,15	0,00	0,79	1,14	0,75	0,29	0,72	1,362	2,473
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-145,15	0,00	1,42	1,26	1,06	0,46	0,72	0,961	1,567
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	145,15	0,00	0,31	1,87	0,71	0,11	0,80	2,189	4,370
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-145,15	0,00	0,60	1,87	1,06	0,18	0,80	1,524	2,943
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	145,15	0,00	0,58	1,80	1,08	0,16	0,72	1,543	2,887
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-145,15	0,00	1,57	1,80	1,64	0,25	0,72	1,081	1,939
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	125,36	0,00	0,46	0,84	0,54	0,17	0,40	1,803	2,334
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-125,36	0,00	0,70	0,95	0,73	0,26	0,40	1,358	1,541
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	125,36	0,00	0,74	0,84	0,84	0,27	0,40	1,133	1,469
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-125,36	0,00	1,45	0,95	1,15	0,41	0,40	0,863	0,981
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	125,36	0,00	0,22	0,48	0,45	0,08	0,56	2,224	6,178
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-125,36	0,00	0,44	8,56	0,54	0,16	0,64	5,424	3,989
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	125,36	0,00	0,44	5,67	0,58	0,16	0,64	3,970	3,972
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-125,36	0,00	0,69	8,62	0,84	0,25	0,64	3,557	2,538

Figura 113 - Fattori di sicurezza ottenuti dall'analisi del modello globale nello stato di progetto (SDP)

Nella tabella sopra riportata si osservano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti per le 24 combinazioni di carico per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e per lo stato limite di danno (SLD). In particolare, si osserva come la maggior parte delle analisi ha dato esito positivo. Le analisi con esito peggiore sono evidenziate in giallo e da esse si deduce il fattore di sicurezza globale della struttura analizzata:  $\xi_{\text{GLOBALE\_DIRX\_SDP}} = 0.961$  e  $\xi_{\text{GLOBALE\_DIRY\_SDP}} = 0.863$  rispettivamente in direzione x e direzione y. Si osserva come in generale i fattori di sicurezza nella direzione y risultino superiori, come era prevedibile data la presenza di un maggior numero di pareti sismo-resistenti.

Si riportano di seguito i risultati delle pareti che dalle analisi risulterebbero più vulnerabili per il sisma di progetto SLV, in termini di danneggiamento. In particolare per quanto riguarda l'analisi n.12 in direzione x e l'analisi n.20 in direzione y.

Stato di danneggiamento		Controllo di spostamento	
Elementi rotti passo corrente			
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo			
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
3	<input type="checkbox"/>	1,7	0,1
1	<input type="checkbox"/>	0,3	0,0
2	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
4	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
5	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
6	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
7	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
8	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
9	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
10	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
11	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
12	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0

Stato di danneggiamento		Controllo di spostamento	
Elementi rotti passo corrente			
<input checked="" type="radio"/> dal primo passo			
Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
3	<input type="checkbox"/>	4,8	0,4
5	<input type="checkbox"/>	0,3	0,0
1	<input type="checkbox"/>	0,3	0,0
2	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
4	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
6	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
7	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
8	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
9	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
10	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
11	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
12	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0

Figura 114 - Stato di danneggiamento maggiore nella direzione x (a sinistra) e nella direzione y (a destra) \_SDP

Come si può osservare la percentuale di parete danneggiata in entrambe le direzioni si è notevolmente ridotta (il valore massimo, del 4,8%, lo si ottiene per la *parete 3* in direzione y rispetto allo stato di fatto (in cui si raggiungevano percentuali dell'ordine del 25%). Nelle condizioni di progetto, l'aggiunta di nuove pareti sismo-resistenti nella direzione x e l'incremento della rigidezza degli impalcati e del piano di falda ha determinato un comportamento nei confronti dell'azione sismica più simile nelle due direzioni del teatro.

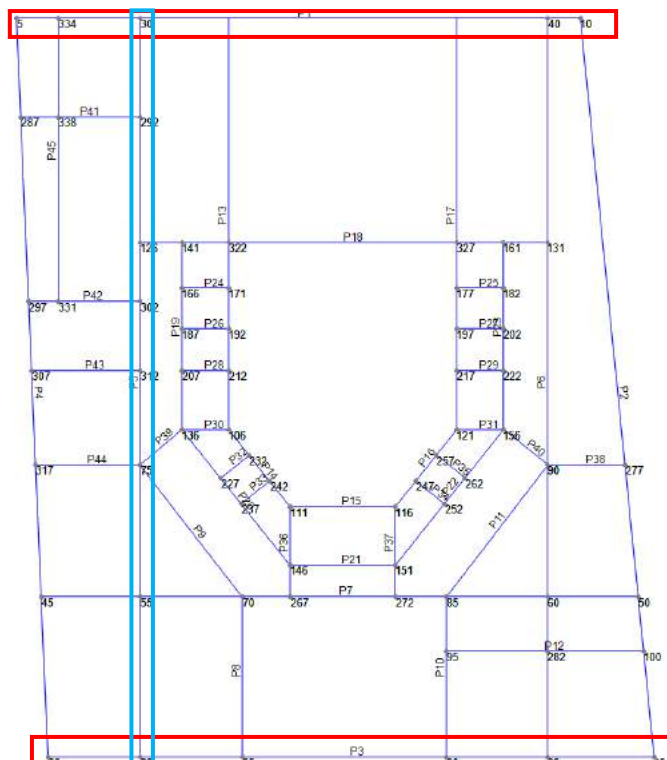
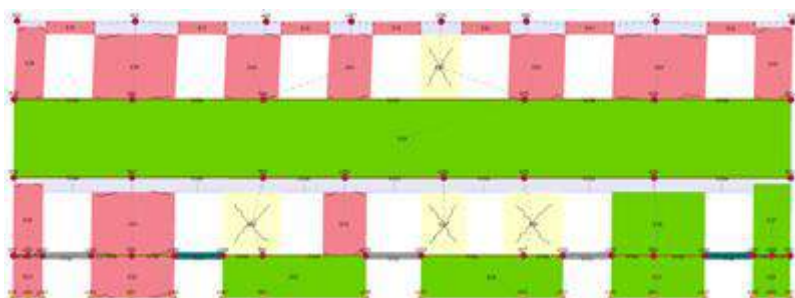
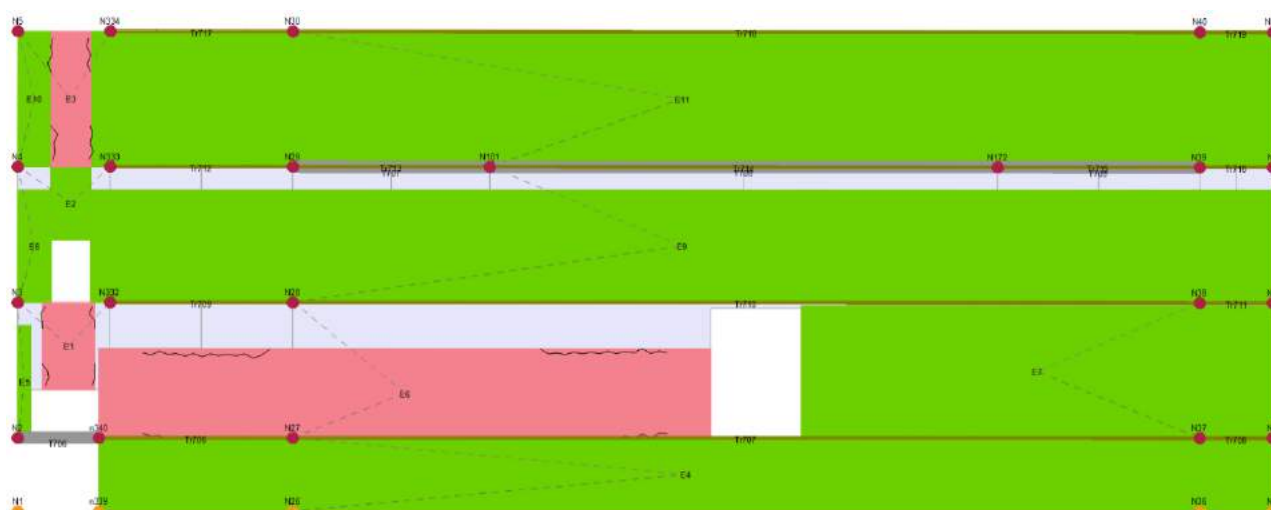


Figura 115 - Individuazione delle pareti più danneggiate in direzione x (in rosso) e in direzione y (in azzurro) \_SDP



Parete 3 - dir x

Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
C.A.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio (armatur...
Acciaio	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
<input checked="" type="checkbox"/>	Ritorno in fase elastica
Legno	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione



Parete 1 - dir.x



Parete 5 - dir.y

Lo stato di danneggiamento rappresentato nelle mappe sopra riportate fa riferimento ai meccanismi di rottura nel piano dei maschi murari come definiti al C.8.7.1.3.1.1 della circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019 (pressoflessione nel piano/taglio-scorrimento/taglio con fessurazione diagonale):

La *parete 3*, in direzione x, ovvero la facciata principale de teatro, si trova ancora in condizioni plastiche o integre, in altre parole non si verifica la condizione di rottura.

La *parete 1*, in direzione x, ovvero di fondo della torre scenica, si trova anch'essa in condizioni plastiche o integre.

La *parete 5* in direzione y, ovvero la parete che delimita il teatro verso il cortile che ospita il nuovo corpo camerini, che nello stato di fatto presentava la parte sommitale soggetta ad una condizione di rottura per pressoflessione, nello stato di progetto è prevalentemente integra, ad eccezione di alcuni pannelli che presentano una condizione di deformazione plastica ma non di rottura.

Si osserva inoltre che tali stati di deformazione si verificano in corrispondenza di un'azione sismica pari al 97% della PGA (SLV) di progetto in direzione x e pari all'86% della PGA(SLV) di progetto in direzione y. Infine si riportano le curve di Push-Over ottenute nelle due direzioni:

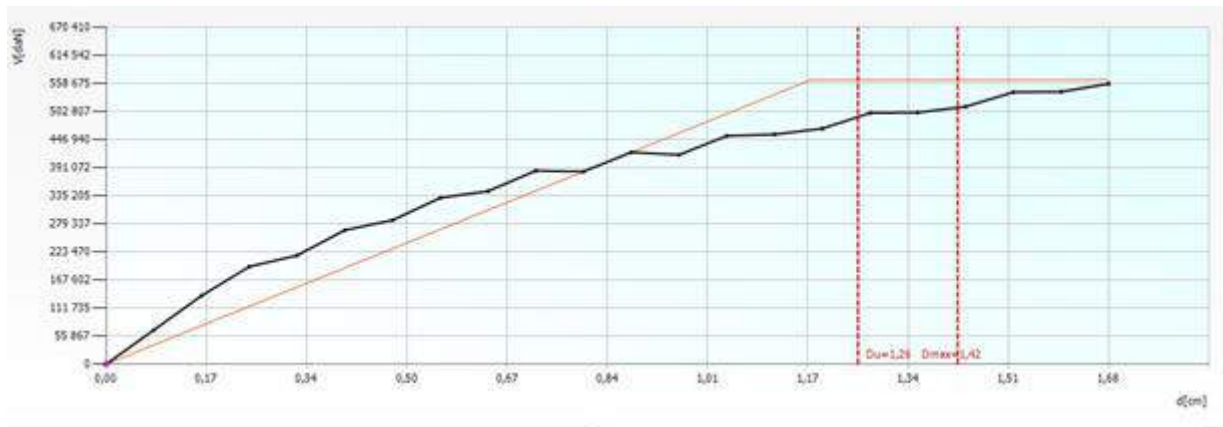


Figura 116 - Curva di Push over SDP - Direzione x: Analisi 12

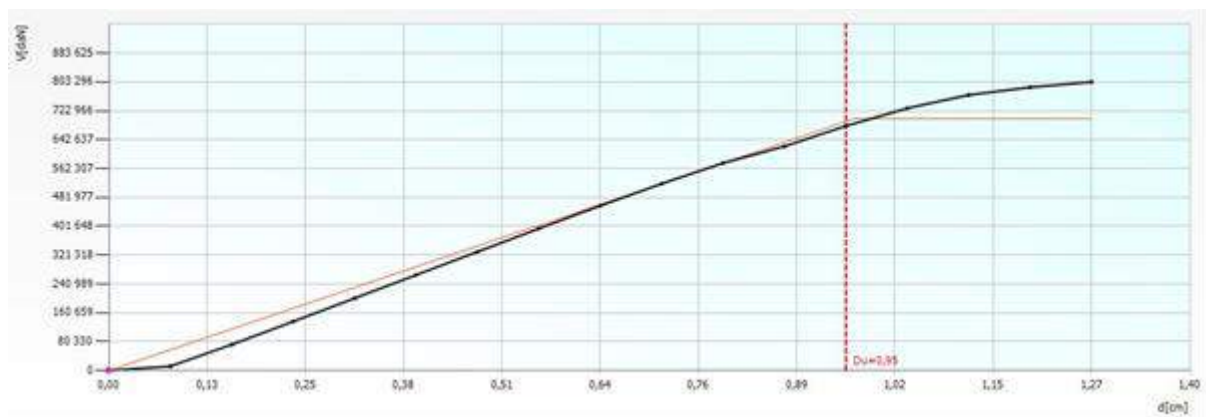


Figura 117 - Curva di Push over SDP - Direzione Y: Analisi 20

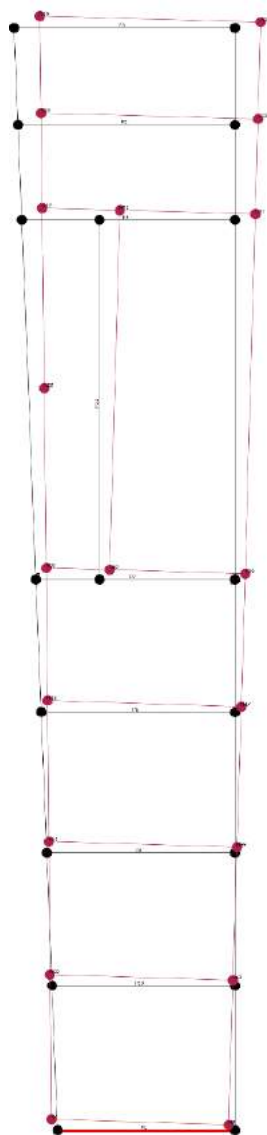


### 8.3.3 Valutazione della sicurezza del modello parziale del nuovo corpo camerini

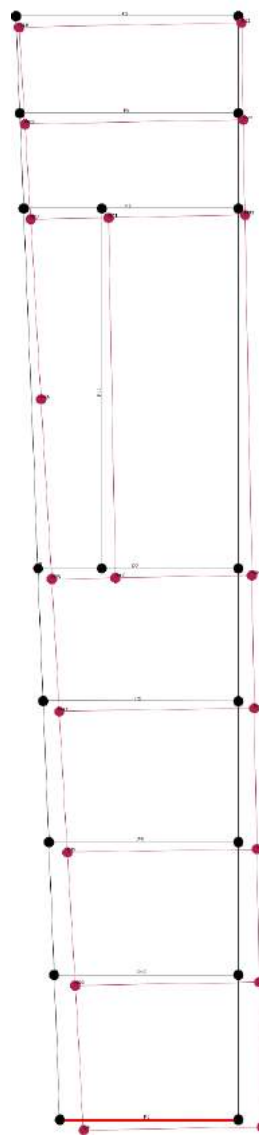
#### 8.3.3.1 Risultati delle analisi dei modi di vibrare

Al fine di studiare il comportamento dinamico della struttura è stata eseguita un'analisi dinamica modale.

Attivo in pushover		Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0,21457	108.837	31,60	61.115	17,74	241	0,07
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,18675	153.830	44,66	82.758	24,03	889	0,26
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3	0,15809	5.689	1,65	164.108	47,64	525	0,15
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,11854	66	0,02	6	0,00	773	0,22
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,11650	159	0,05	69	0,02	7.761	2,25
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,11168	129	0,04	4	0,00	252	0,07
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,10941	685	0,20	32	0,01	9.345	2,71
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8	0,07405	26.122	7,58	5.046	1,46	1.628	0,47
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	9	0,06618	31.195	9,06	12.692	3,68	1.941	0,56
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	10	0,05944	5.765	1,67	14.187	4,12	6.800	1,97



Modo 1



Modo 2



Modo 3

Figura 118 – Risultati dell'analisi modale



Osservando i modi di vibrare si evince che i modi principali risultano prevalentemente di tipo traslazionale ma con una componente di torsione.

Questo tipo di comportamento è dovuto alla diversa rigidità delle strutture in direzione longitudinale. Da un lato si ha una parete in muratura e dall'altro una struttura in acciaio meno rigida. Ciò comporta una eccentricità del centro di rigidità rispetto al centro di massa. Nella direzione trasversale la distribuzione delle rigidità è invece più uniforme.

Nelle analisi sismiche di Push over che si riportano nel seguito si è tenuto conto dell'eccentricità.

### 8.3.3.2 Risultati delle analisi sismiche statiche non lineari

Di seguito si riportano i risultati delle analisi statiche non lineari, in termini di fattori di sicurezza, di spostamenti massimi e di sollecitazioni.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	α SLV	α SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,68	1,33	0,96	0,25	0,95	1,281	3,090
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00	0,63	1,13	0,92	0,23	1,00	1,265	3,300
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,69	1,64	0,99	0,25	0,86	1,370	2,922
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00	0,64	1,26	1,00	0,24	0,88	1,253	2,993
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,89	1,13	1,16	0,23	0,92	1,097	2,751
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00	0,59	0,78	0,86	0,22	0,98	1,205	3,511
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,62	1,38	1,00	0,23	0,96	1,313	3,101
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00	1,32	2,54	1,49	0,25	0,86	1,466	2,236
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	114,67	0,85	1,25	1,07	0,26	0,87	1,154	2,750
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-114,67	0,66	1,67	0,83	0,24	1,24	1,557	3,777
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	114,67	0,66	1,24	0,84	0,24	1,12	1,365	3,596
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-114,67	0,70	1,01	1,05	0,23	1,35	1,129	3,455
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	114,67	0,92	1,64	1,10	0,27	0,80	1,265	2,607
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-114,67	0,65	1,92	0,88	0,24	1,00	1,601	3,362
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	114,67	0,72	1,98	0,96	0,27	1,10	1,497	3,184
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-114,67	0,71	0,75	1,05	0,23	0,99	1,016	3,046
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	23,01	0,86	1,14	1,15	0,23	0,92	1,112	2,790
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-23,01	0,92	1,13	1,17	0,24	0,91	1,083	2,715
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	23,01	0,58	0,79	0,87	0,21	0,95	1,200	3,465
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-23,01	0,94	1,22	1,18	0,24	1,02	1,105	2,805
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	23,01	0,61	1,35	1,00	0,22	0,97	1,309	3,136
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-23,01	0,65	1,38	1,01	0,23	0,95	1,296	3,058
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	23,01	1,27	2,49	1,44	0,25	0,86	1,469	2,297
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-23,01	1,40	2,58	1,56	0,26	0,85	1,448	2,159

Visualizza dettagli

ξ<sub>E</sub>

1,00

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Legenda colori

Verificato

Non verificato

Mancato decadimento

Non converge a p.p.

Analisi più gravosa

Esci

Figura 101 – Spostamenti massimi e Fattori di sicurezza ottenuti dall'analisi del modello globale

Le verifiche risultano tutte soddisfatte, i coefficienti evidenziati in tabella coincidono con i fattori di sicurezza in condizioni sismiche  $\xi_E$  allo SLV. Come si può osservare **in tutti i casi risulta  $\xi_E > 1$** .

Si può concludere quindi che la struttura dal punto di vista sismico risulta essere adeguata.

Si riportano di seguito le curve di Push over relative alle analisi che, rispettivamente in direzione x ed in direzione y, hanno i coefficienti di sicurezza più bassi.

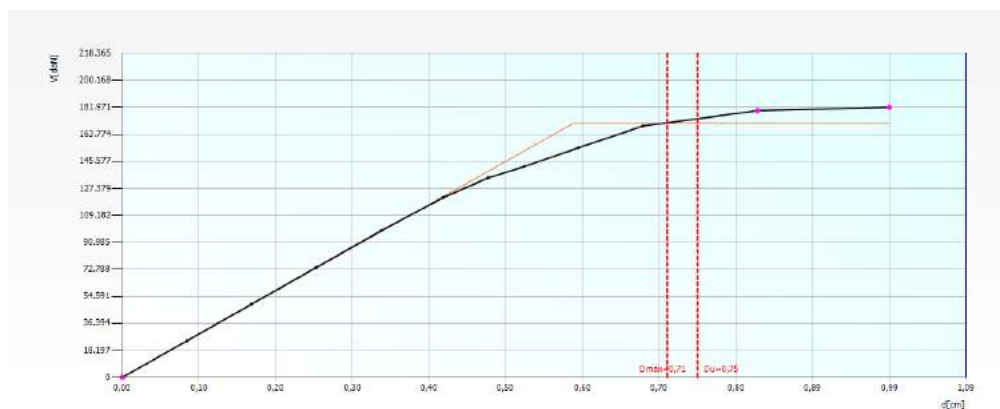


Figura 119 - Curva di Push - Direzione x: Analisi 16 ( $\xi_E = 1.016 > 1$ ,  $d_{max}=0,71\text{cm} < d_u(\text{SLV}) = 0,75\text{ cm}$ )

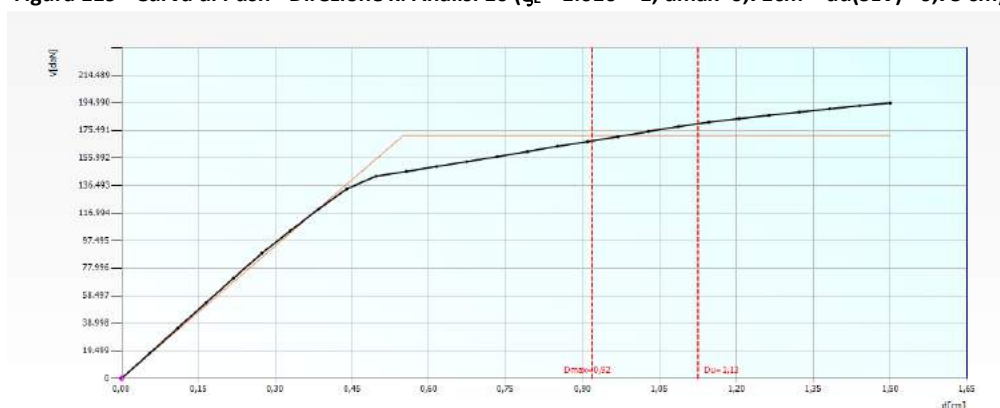


Figura 120 - Curva di Push - Direzione y: Analisi 18 ( $\xi_E = 1.083 > 1$ ,  $d_{max}=0,92\text{cm} < d_u(\text{SLV}) = 1,13\text{cm}$ )

Si riportano ora le mappe di colore relative alle verifiche svolte dal software 3MURI sugli elementi sismo-resistenti. In particolare le mappe di colore fanno riferimento allo step corrispondente al massimo spostamento registrabile in condizioni di stato limite SLV.

Si riportano ora i risultati per le pareti sismo-resistenti **nella direzione x**, facendo riferimento allo step immediatamente successivo a  $d_{max} = 0,71\text{ cm}$  dell'analisi 16.

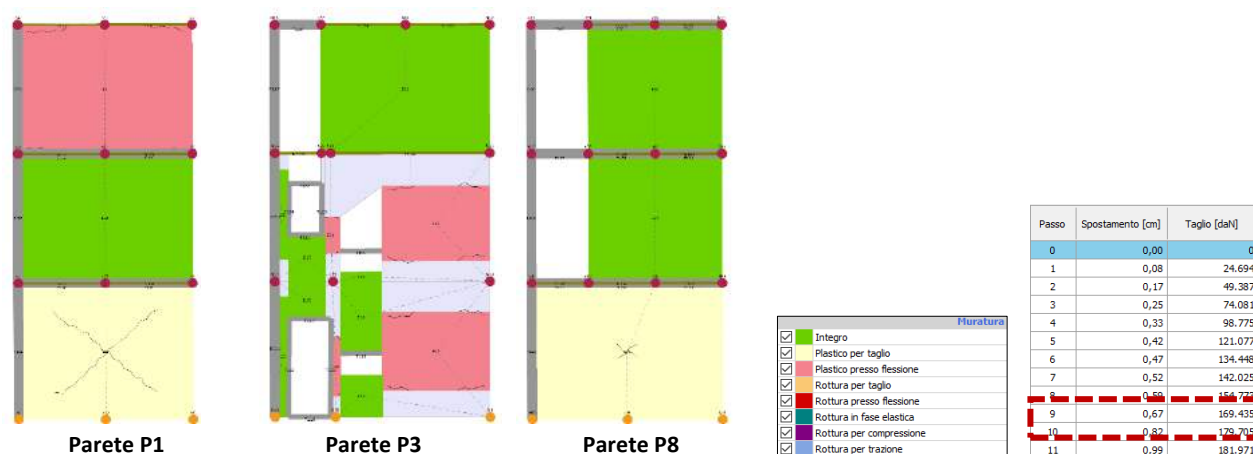


Figura 121 - Curva di Push - Direzione y: Analisi 16 ( $\xi_E = 1.016 > 1$ ,  $d_{max}=0,71\text{cm} < d_u(\text{SLV}) = 0,75\text{cm}$ )

Come si evince dalle immagini sopra riportate i maschi murari per l'azione sismica di progetto si trovano al più in una condizione di plasticizzazione (per taglio o per flessione) ma non sono rotti. Si specifica che la

parete P1 è la parete verso l'avancorpo del teatro, la parete P3 è quella verso il cortile posteriore e la parete P8 è esemplificativa di una delle nuove pareti in muratura armata.

**Nella direzione y**, le due strutture sismo- resistenti sono la parete longitudinale del teatro in muratura ed il nuovo telaio in acciaio sul lato verso la proprietà adiacente. I risultati riportati nel seguito fanno riferimento allo step immediatamente successivo a  $d_{max} = 0,97$  cm dell'analisi 18.

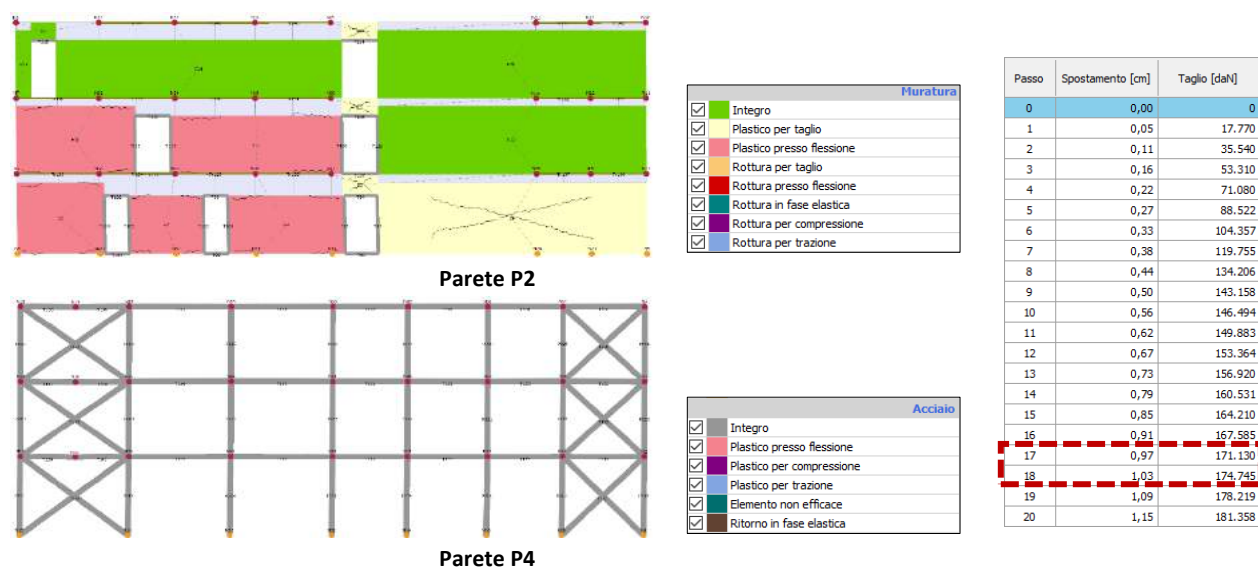


Figura 122 - Curva di Push - Direzione y: Analisi 18 ( $\xi_E = 1.083 > 1$ ,  $d_{max} = 0,92$  cm <  $d_u(SLV) = 1,13$  cm)

Come si evince dalle immagini sopra riportate, nella parete esistente P2 i maschi murari per l'azione sismica di progetto si trovano al più in una condizione di plasticizzazione (per taglio o per flessione) ma non sono rotti.

Il nuovo telaio in acciaio invece risulta completamente integro. Nel seguito si riportano più nel dettaglio le verifiche delle aste più sollecitate. Le sollecitazioni sono ricavate direttamente dal software.

#### VERICHE DELLE COLONNE E DELLE TRAVI DEL TELAIO in IPE200

**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Wy ☐ ly ☐ g

Acciaio: S275 (Fe430)  $f_y$  [N/mm<sup>2</sup>] 275  $f_u$  430

Lunghezze di libera inflessione [m]:  $l_{0y}$  0  $l_{0z}$  0

$N_{sd}$  [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 100	8,1	100	55	4,10	5,70	7,00
IPE 120	10,4	120	64	4,40	6,30	7,00
IPE 140	12,9	140	73	4,70	6,90	7,00
IPE 160	15,8	160	82	5,00	7,40	9,00
IPE 180	18,8	180	91	5,30	8,00	9,00
IPE 200	22,4	200	100	5,60	8,50	12,00

Plotta

**IPE 200**

$N_{by,Rd}$  [kN] 745,9  $M_{by,Rd}$  [kNm] 57,78

$N_{bz,Rd}$  [kN] 745,9  $M_{bz,Rd}$  [kNm] 11,68

$V_{ply,Rd}$  [kN] 211,6  $V_{plz,Rd}$  [kN] 257,1

g (Kg/m): 22,4  $r_2$  (mm): 0

h (mm): 200 A (cm<sup>2</sup>): 28,48  $i_y$  (cm): 8,26  $i_z$  (cm): 2,24

b (mm): 100  $I_y$  (cm<sup>4</sup>): 1.943  $I_z$  (cm<sup>4</sup>): 142,4  $I_T$  (cm<sup>4</sup>): 6,98

tw (mm): 5,6  $W_y$  (cm<sup>3</sup>): 194,3  $W_z$  (cm<sup>3</sup>): 28,47  $I_w$  (cm<sup>6</sup>): 12.990

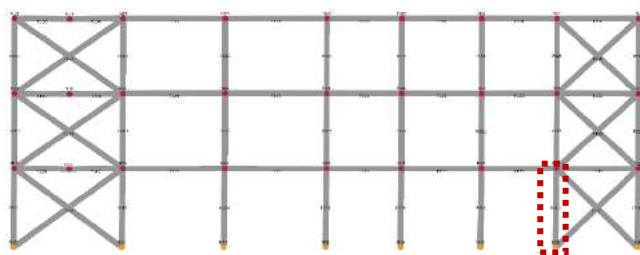
tf (mm): 8,5  $W_{pl,y}$  (cm<sup>3</sup>): 220,6  $W_{pl,z}$  (cm<sup>3</sup>): 44,61

r1 (mm): 12

Classe Sezione: Compressione 1 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 1

Verifiche: Presso Flessione Svergolamento

Le colonne sono verificate sia nei confronti dell'instabilità per carichi di compressione che a pressoflessione.



P	Nodo I	Nodo J	N [daN]	Txi [daN]	Txj [daN]	Tyi [daN]	Tyj [daN]	Mxi [daNcm]	Mxj [daNcm]	Myi [daNcm]	Myj [daNcm]
210	56	57	-17.901	88	-88	-979	979	153.633	130.218	8.514	16.868
218	57	58	-7.895	188	-188	-174	174	16.883	30.884	26.081	25.553
223	33	34	-7.508	-70	70	111	-111	-44.273	13.866	-6.246	-13.083
216	48	49	-7.429	11	-11	-1.746	1.746	287.357	218.881	945	2.209
230	34	35	-5.957	870	-870	-1	1	1.757	-1.350	71.688	167.513
211	13	14	-5.209	-5	5	-1.045	1.045	160.356	142.728	-1.010	-445
209	82	83	-4.646	13	-13	-967	967	152.914	127.484	958	2.796
221	49	50	-4.505	15	-15	-125	125	-9.026	43.515	1.562	2.623
214	32	33	-3.957	12	-12	-1.623	1.623	276.043	194.504	-829	4.384
215	40	41	-3.921	15	-15	-1.755	1.755	288.479	220.547	363	3.967

Figura 123 – Localizzazione e sollecitazioni del pilastro più sollecitato

Le sollecitazioni massime a pressoflessione sono in corrispondenza della sezione di base (z=0):

**Nsd** = 179 kN; **Msd<sub>y</sub>**=15,36 kNm; **Msd<sub>z</sub>**=0,85 kNm (trascurabile) **Vsd**=9,8 kN;

- Verifica a compressione e stabilità assiale della colonna IPE 200 (L=2,9m) Acciaio S275

Instabilità attorno all'asse y-y

L = 2,9 m; L<sub>0</sub> = 0,7\*L = 2,0 m (incastro/appoggio); λ = 24,21; λ/λ<sub>1</sub> = 0,28; curva di instabilità: a; α=0,21; φ=0,55; χ= 0,98; N<sub>by,Rd</sub> = 733 kN

Instabilità attorno all'asse z-z

L = 2,9 m; L<sub>0</sub> = 0,7\*L = 2,0 m (incastro/appoggio); λ=89,29; λ/λ<sub>1</sub> = 1,03; curva di instabilità: b; α=0,34; φ=1,17; χ= 0,58; N<sub>bz,Rd</sub> = 432 kN

**Nb,Rd** = min { N<sub>by,Rd</sub>; N<sub>bz,Rd</sub> } = **432 kN**

**F.S** = Nsd/Nb,Rd = 396 kN/432 kN = 0,9

VERIFICA SODDISFATTA

- Verifica a pressoflessione della colonna IPE 200 (L=2,9m) Acciaio S275

Verifica influenza del taglio sulla resistenza a flessione:

V<sub>c,Rd</sub> = A<sub>v</sub>\*f<sub>yk</sub>/√3\*γ<sub>M0</sub> = 1298 mm<sup>2</sup>\*275 MPa/√3\*1,05 = 196 kN

V<sub>sd,max</sub>/V<sub>c,Rd</sub> = 9,8 kN/196 kN = 0,05<0,5, quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

N<sub>pl,Rd</sub> = A\*f<sub>yk</sub>/γ<sub>M0</sub> = 2848 mm<sup>2</sup> \* 430 MPa/1,05 = 746 kN

N<sub>u,rd</sub> = 0,9\*Anet\*f<sub>tk</sub>/γ<sub>M2</sub> = 0,9\*2848 mm<sup>2</sup>\* 275 MPa/1,25 = 882 kN > N<sub>pl,Rd</sub>

n = Nsd/N<sub>pl,Rd</sub> = 179 kN/746 kN = 0,24; a = 0,4 < 0,5

**Mn,y,Rd** = M<sub>cy,Rd</sub> \* (1-n)/(1-0,5a) = 57,78 \* 0,95 = 54,9 kNm

La verifica a pressoflessione ai sensi della formula [4.2.39] delle NTC 2018 risulta:

Msd,y/Mn,y,Rd = 15,36 kN/54,9 kN = 0,28 < 1

VERIFICA SODDISFATTA

Le travi sono verificate a taglio e flessione.

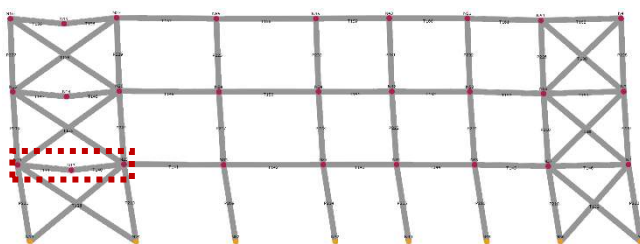


Figura 124 – Localizzazione e sollecitazioni della trave più sollecitata

T	Nodo I	Nodo J	N [daN]	Ti [daN]	Tj [daN]	Mi [daNcm]	Mj [daNcm]
139	14	17	-111	-1.644	1.644	186.163	145.286
141	25	83	-174	-1.293	-320	148.256	28.343
147	15	18	69	-1.362	1.362	134.451	140.265
143	33	41	124	-836	801	117.721	108.654
142	83	33	20	-1.126	-331	112.103	32.627

$$M_{sd}=18,6 \text{ kNm}; V_{sd}=16,4 \text{ kN};$$

- Verifica a flessione monoassiale e taglio della colonna IPE 200 ( $L=3,7m$ ) Acciaio S275

Verifica influenza del taglio sulla resistenza a flessione:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 1298 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ MPa} / \sqrt{3} \cdot 1,05 = 196 \text{ kN}$$

$V_{sd,max} / V_{c,Rd} = 16,4 \text{ kN} / 196 \text{ kN} = 0,08 < 0,5$ , quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

$$M_{cy,Rd} = 57,8 \text{ kNm}$$

$$M_{sd,y} / M_{n,y,Rd} = 18,6 \text{ kN} / 57,8 \text{ kN} = 0,32 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE DEI CONTROVENTI

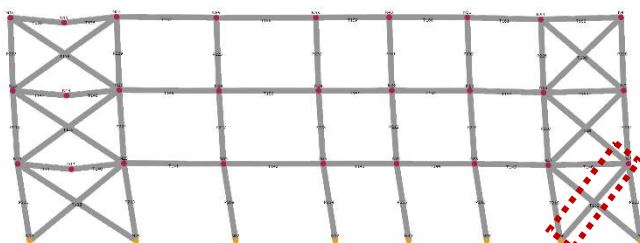


Figura 125 – Localizzazione e sollecitazioni della diagonale compressa più sollecitata

T	Nodo I	Nodo J	N [daN]	Ti [daN]	Tj [daN]	Mi [daNcm]	Mj [daNcm]
129	56	2	-8.678	0	0	-17	0
137	13	25	-8.085	0	0	-11	0
133	14	26	-2.944	0	0	0	0
131	57	3	-2.602	0	0	0	0
135	15	27	-1.442	0	0	0	0

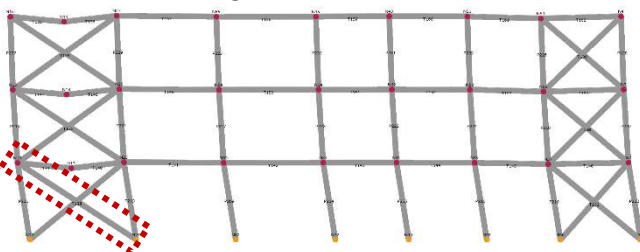


Figura 126 – Localizzazione e sollecitazioni della diagonale tesa più sollecitata

T	Nodo I	Nodo J	N [daN]	Ti [daN]	Tj [daN]	Mi [daNcm]	Mj [daNcm]
134	14	24	7.920	0	0	0	-11
132	57	1	7.414	0	0	0	-20
136	15	25	2.908	0	0	0	0
128	58	2	1.985	0	0	0	0
138	16	26	1.397	0	0	0	0

- Verifica a compressione e stabilità assiale del diagonale compresso in profilo piatto 80x10mm ( $L=2,0m$ ) Acciaio S275

$$N_{sd} = 87 \text{ kN}$$

#### Instabilità

$L = 2,0 \text{ m}$ ;  $L_0 = 0,7 \cdot L = 1,4 \text{ m}$  (incastro/appoggio);  $\lambda = L_0 / \rho = 140 / 2,7 = 51,9$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 51,9 / 86,8 = 0,59 < 2$ ;  
curva di instabilità: c;  $\alpha = 0,49$ ;  $\phi = 0,77$ ;  $\chi = 0,79$ ;  $N_{by,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 165 \text{ kN}$

$$F.S = 87 \text{ kN}/165 \text{ kN} = 0,5 < 1$$

- Verifica del diagonale teso ( $L=4,7 \text{ m}$ ) in profilo piatto 80x10mm Acciaio S235

$$N_{sd} = 79 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 800 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa} / 1,05 = 208 \text{ kN}$$

$$F.S = N_{sd} / N_{t,Rd} = 79 \text{ kN} / 208 \text{ kN} = 0,4 < 1$$

VERIFICHE SODDISFATTE

### 8.3.3.3 Verifica degli ancoraggi con la muratura

In corrispondenza delle pareti in muratura esistente e delle nuove pareti in muratura armata si prevede la connessione delle nuove colonne IPE200.

Si riporta la verifica degli ancoraggi nella condizione più gravosa, ovvero in corrispondenza della muratura esistente.

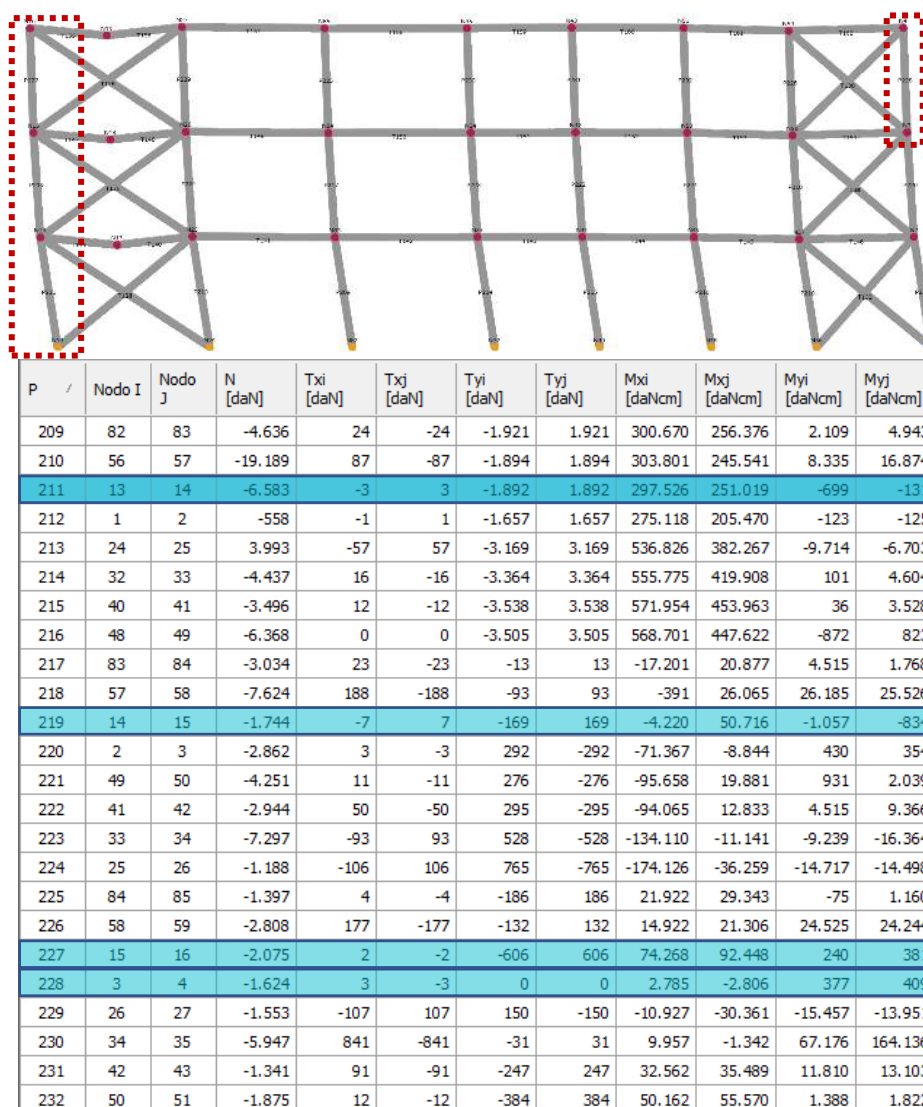


Figura 127 – Localizzazione dei pilastri connessi alla muratura esistente e sollecitazioni massime

Gli ancoraggi in corrispondenza della muratura saranno realizzati con barre filettate in acciaio zincato M8/15 cm tipo Hilti HAS-U o similari e resina ad iniezione vinilestere tipo HIT-HY 270 o similari, profondità di posa 150 mm.



Gli ancoraggi sono stati dimensionati sulla base delle massime sollecitazioni di taglio e sforzo normale trasmesse dai pilastri. Ovvero:

$$P211 \rightarrow N_{\max} = -65 \text{ kN} \quad V_{\max} = 18 \text{ kN}$$

Che si traducono rispettivamente in sollecitazioni di taglio e di trazione sugli ancoraggi.

Ipotizzando il passo di 15 cm tra le barre e un'altezza d'interpiano di circa 300 cm, dovremmo disporre un totale di 20 ancoraggi per interpiano. Questo si traduce nelle seguenti sollecitazioni sulle barre:

$$\text{Taglio} \rightarrow V_{M12} = 65/20 = 3,25 \text{ kN} < 7,4$$

$$\text{Trazione} \rightarrow T_{M12} = 18/20 = 0,9 \text{ kN} < 3,2 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano nello specifico le verifiche svolte con il software HILTI PROFIS Engineering 3.0.68.

## 2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,900	3,250	0,000	-3,250

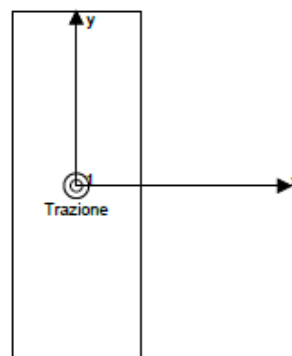
max. deformazione di compressione: - [%]

max. sforzo di compressione: - [N/mm<sup>2</sup>]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 0,900 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



## 3 Carico di trazione (ETAG 029 Annex C C.5.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0,900	12,200	8	OK
Rottura per sfilamento*	0,900	3,200	29	OK
Rottura del mattone**	0,900	3,200	29	OK
Sfilamento a trazione di un mattone**	0,900	3,248	28	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

### 3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	A-ID
18,300	1,500	12,200	0,900	1

### 3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,b}$ [kN]	$\alpha_f$	$\gamma_{M,m}$	$N_{Rd,b}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	A-ID
8,000	1,000	2,500	3,200	0,900	1

### 3.3 Rottura del mattone

A1-ID	A2-ID	s [mm]	c [mm]	$s_{ETA}$ [mm]	$c_{ETA}$ [mm]	$N_{Rk,b,ETA}$ [kN]
1	-	-	300,0	-	115,0	8,000
$\alpha_{d,N}$	$e_{c,N}$ [mm]	$\psi_{d,N}$	$N_{Rk,b}$ [kN]	$c_i$ [mm]	$c_{i,min,ETA}$ [mm]	$\alpha_f$
1,000	0,0	1,000	8,000	55,0	50,0	1,000
$\gamma_{M,m}$	$N_{Rd,b}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]				
2,500	3,200	0,900				

### 3.4 Sfilamento a trazione di un mattone

$A_{ed}^H$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{ed}^V$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{td}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]
55,200	25,990	0,20	0,00
$N_{Rk,td}$ [kN]	$\gamma_{M,m}$	$N_{Rd,td}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
8,119	2,500	3,248	0,900



#### 4 Carico di taglio (ETAG 029 Annex C C.5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_V$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3,250	7,360	45	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura locale di un mattone*	-	-	82	OK
Rottura del bordo di un mattone x+**	-	-	82	OK
Sfilamento a taglio di un mattone **	N/A	N/A	N/A	N/A

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

##### 4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	A-ID
9,200	1,250	7,360	3,250	1

##### 4.2 Rottura locale di un mattone

A1-ID	A2-ID	s [mm]	c [mm]			
1	-	-	300,0			
$s_{ETA,  }$ [mm]	$c_{ETA,  }$ [mm]	$V_{Rk,b,ETA,  }$ [kN]	$\alpha_{g,v,  }$	$e_{c,v,  }$ [mm]	$\psi_{g,v,  }$	$\alpha_{j,  }$
-	225,0	10,000	1,000	0,0	1,000	1,000
$s_{ETA,\perp}$ [mm]	$c_{ETA,\perp}$ [mm]	$V_{Rk,b,ETA,\perp}$ [kN]	$\alpha_{g,v,\perp}$	$e_{c,v,\perp}$ [mm]	$\psi_{g,v,\perp}$	$\alpha_{j,\perp}$
0,0	0,0	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000
$\gamma_{M,m}$						
2,500						
$V_{Rk,b,  }$ [kN]	$V_{Rd,b,  }$ [kN]	$V_{sd,  }$ [kN]	$\beta_{  }$			
10,000	4,000	3,250	0,812			
$V_{Rk,b,\perp}$ [kN]	$V_{Rd,b,\perp}$ [kN]	$V_{sd,\perp}$ [kN]	$\beta_{\perp}$			
0,000	0,000	0,000	0,000			
$\beta_{j,\perp}$						
0,812						

##### 4.3 Rottura del bordo di un mattone x+

A1-ID	A2-ID	s [mm]	c [mm]			
1	-	-	300,0			
$s_{ETA,  }$ [mm]	$c_{ETA,  }$ [mm]	$V_{Rk,c,ETA,  }$ [kN]	$\alpha_{g,V,  }$	$\alpha_{j,  }$		
-	225,0	10,000	1,000	1,000		
$s_{ETA,\perp}$ [mm]	$c_{ETA,\perp}$ [mm]	$V_{Rk,c,ETA,\perp}$ [kN]	$\alpha_{g,V,\perp}$	$\alpha_{j,\perp}$	$e_{c,V,\perp}$ [mm]	$\psi_{g,V,\perp}$
-	-	-	-	1,000	0,0	-
$\gamma_{M,m}$						
2,500						
$V_{Rk,c,  }$ [kN]	$V_{Rd,c,  }$ [kN]	$V_{sd,  }$ [kN]	$\beta_{  }$			
10,000	4,000	3,250	0,812			
$V_{Rk,c,\perp}$ [kN]	$V_{Rd,c,\perp}$ [kN]	$V_{sd,\perp}$ [kN]	$\beta_{\perp}$			
-	-	0,000	-			
$\beta_{j,\perp}$						
0,812						

#### 5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG 029 Annex C, paragrafo C.5.2.3)

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,281	0,812	1,000	92	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$$

#### 8.4 Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (comportamento globale)

Per maggiore chiarezza si riporta una sintesi dei fattori di sicurezza sismica e degli spostamenti massimi ottenuti attraverso le analisi globali svolte sui due modelli (stato di fatto e stato di progetto) analizzati.

**MODELLO GLOBALE DEL TEATRO**

TIPO DI VERIFICA		STATO DI FATTO		STATO DI PROGETTO	
<b>VERIFICHE GLOBALI</b>	Direzione x	$\xi_{E\_GLOBALE} = 0,419$	$d_{max} = 2,77 \text{ cm}$	$\xi_{E\_GLOBALE} = 0,961$	$d_{max} = 1,42 \text{ cm}$
	Direzione y	$\xi_{E\_GLOBALE} = 0,466$	$d_{max} = 4,02 \text{ cm}$	$\xi_{E\_GLOBALE} = 0,863$	$d_{max} = 1,45 \text{ cm}$
		<b>min(<math>\xi_{E\_GLOBALE}</math>)</b> <b>0,419</b>	<b>max(<math>d_{max}</math>)</b> <b>4,02 cm</b>	<b>min(<math>\xi_{E\_GLOBALE}</math>)</b> <b>0,863</b>	<b>max(<math>d_{max}</math>)</b> <b>1,45 cm</b>

**MODELLO PARZIALE DEL CORPO CAMERINI**

TIPO DI VERIFICA		STATO DI PROGETTO	
<b>VERIFICHE GLOBALI</b>	Direzione x	$\xi_{E\_GLOBALE} = 1,016$	$d_{max} = 0,71 \text{ cm}$
	Direzione y	$\xi_{E\_GLOBALE} = 1,083$	$d_{max} = 0,92 \text{ cm}$

Si può concludere quindi che in condizioni di progetto la massima azione sismica sopportabile dalla struttura del teatro è circa raddoppiata rispetto allo stato di fatto, ovvero si è conseguito un miglioramento della risposta sismica globale dell'edificio.

Analogamente, anche in termini di deformazione, si è ottenuto un miglioramento in termini di spostamenti massimi, i quali risultano più che dimezzati.

Infine il corpo camerini può considerarsi adeguato anche dal punto di vista sismico.

## 8.5 Verifica dei principali meccanismi di danno locali

Affinché si abbia una conoscenza completa dell'effettivo comportamento di una struttura in presenza di un'azione di tipo sismico è necessario analizzare anche il comportamento fuori dal piano delle pareti, ovvero i meccanismi locali di I modo. Nel seguito si riportano i principali cinematismi analizzati attraverso i quali sono stati determinati i fattori di sicurezza sismica  $\xi_{E\_CINE}$  allo stato di fatto e qualora necessario allo stato di progetto.

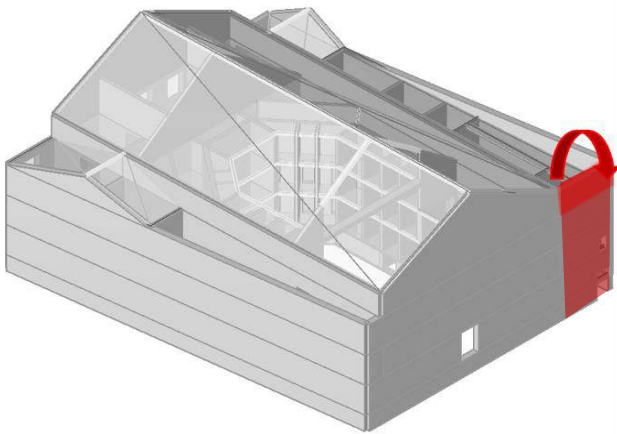


Figura 128 – CINE 1: Parete corpo camerini

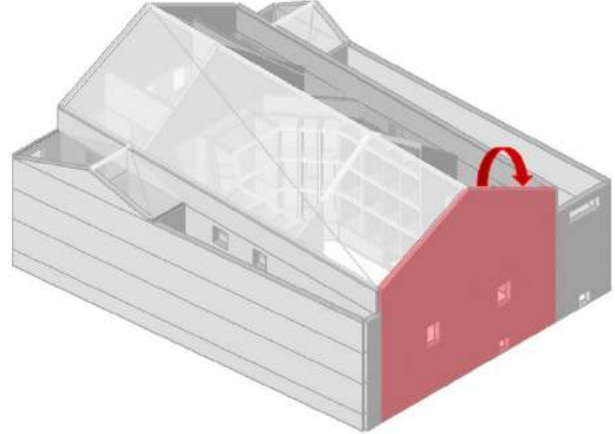


Figura 129 – CINE2: Parete fondo torre scenica

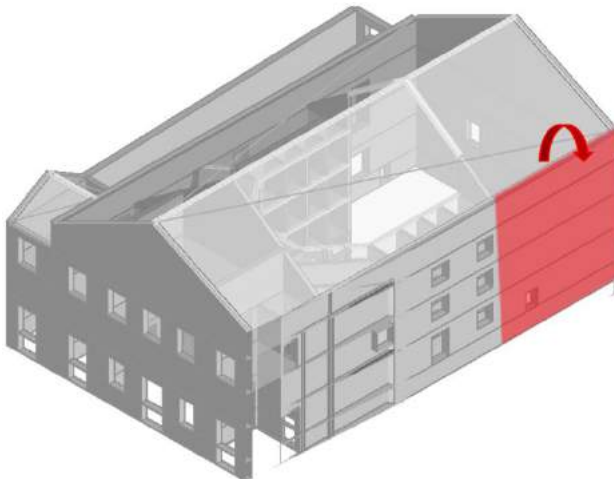


Figura 130 – CINE 3: Parete lato torre scenica

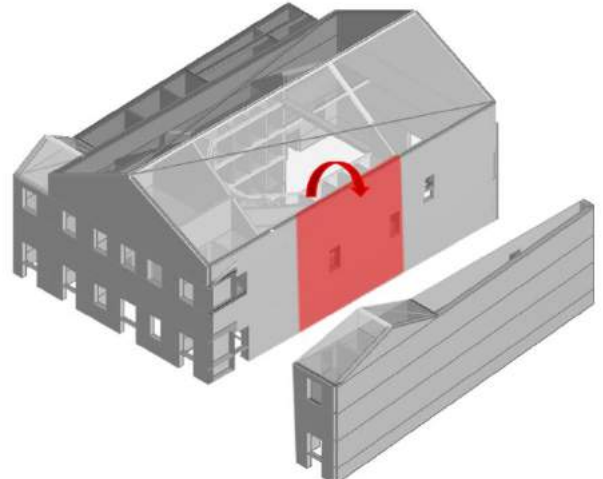


Figura 131 – CINE 4: Parete lato sala teatrale

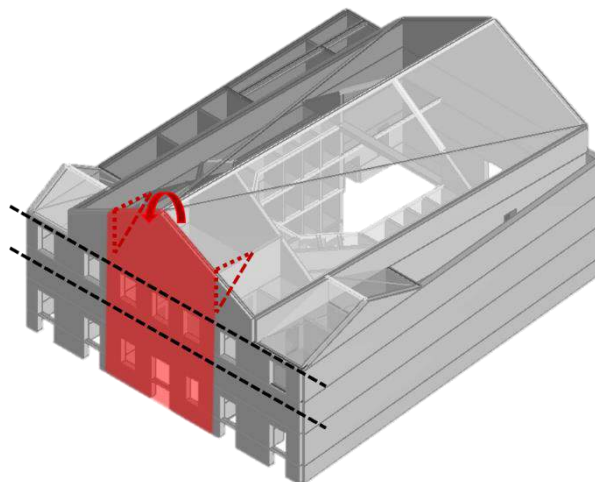


Figura 132 – CINE 5: Parete principale avancorpo

### 8.5.1 CINE 1: Parete verso cortile posteriore del teatro

La parete esistente del corpo camerini verso il lato del cortile, allo stato attuale è caratterizzata dall'assenza di orizzontamenti, ovvero si trova nelle condizioni di essere una parete completamente libera. Da un rilievo visivo si può notare una condizione di ammassamento con le pareti trasversali. Tuttavia, a vantaggio di sicurezza, si trascura tale ammassamento e si considera un cinematismo di ribaltamento semplice.

#### CINE 1 SDF

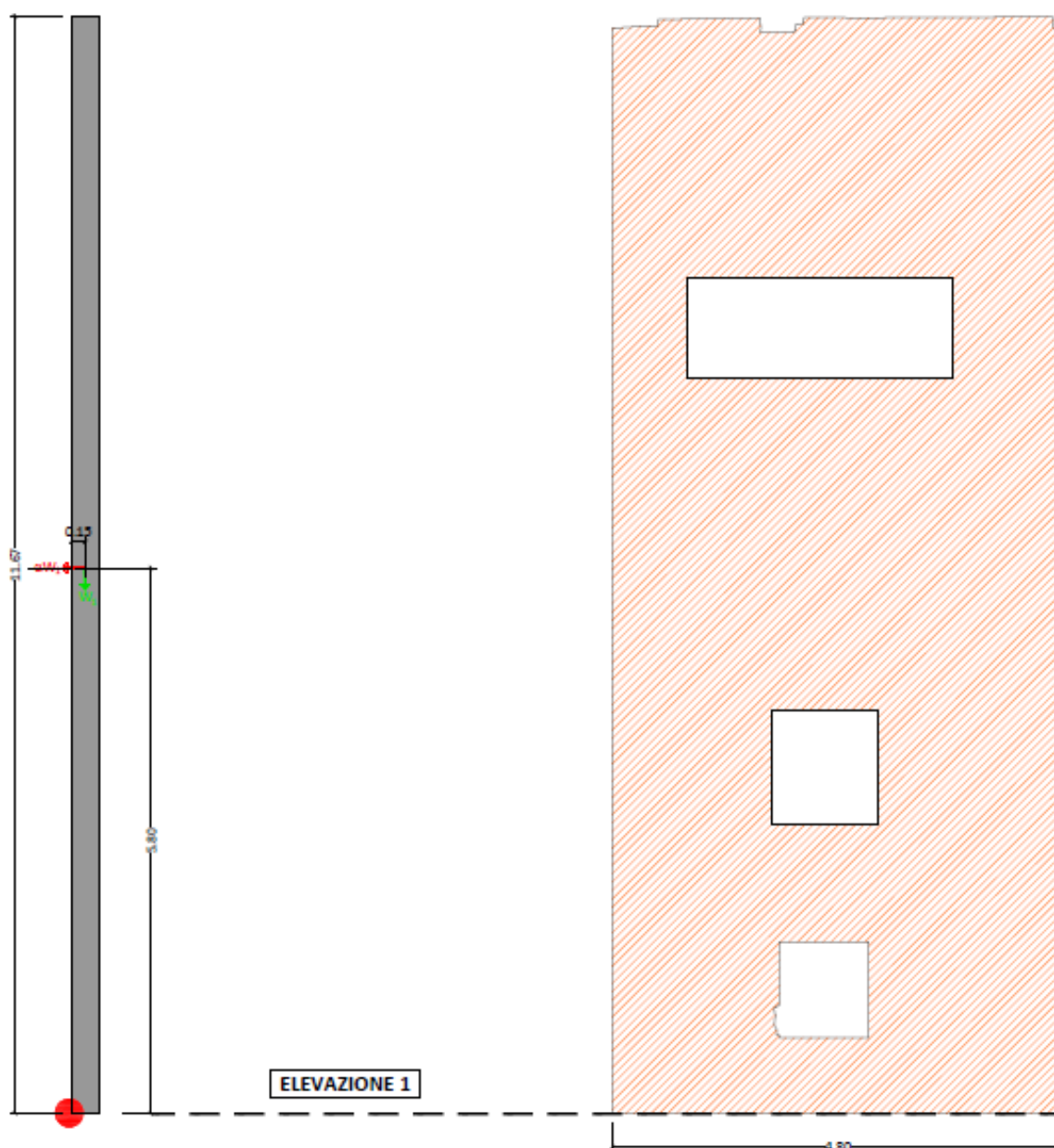


Figura 133 – Individuazione macroelementi CINE 1\_SDF

Non essendoci orizzontamenti le forze coinvolte nel cinematismo sono date solo dal peso proprio della parete:

Peso proprio della parete  $W1 = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (50,4 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{272,2 \text{ kN}}$

## CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

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	11,70				0,00	5,80

## 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	0,0	272,2					

## 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	40,8	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	1578,8	0,0	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
1	0,026	1,20	27,747	1,000	0,211
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$		2,558	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,276	
	Fattore di smorzamento $\eta$		1,000	
	Altezza della struttura $H$ [m]		11,70	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,713	
	Coefficiente $C_C$		2,379	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$		1,713	
	Numero di piani dell'edificio $N$		1	
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,000	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,316	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)
1			0,025	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	1	0,025

Da cui è possibile ricavare l'accelerazione di attivazione del meccanismo indagato nello stato di fatto ed un fattore di sicurezza in termini di accelerazione pari a  $\xi_{CINE\ 1\ SDF} = 0.025/0.179 = 0.14$ .

### CINE 1 SDP

Nelle condizioni di progetto si prevede di realizzare un nuovo corpo camerini. In corrispondenza della parete oggetto di analisi insisteranno 3 livelli di impalcati in lamiera grecata e soletta collaborante, ben connessa con la muratura. Di conseguenza il cinematismo di ribaltamento assume la configurazione seguente:

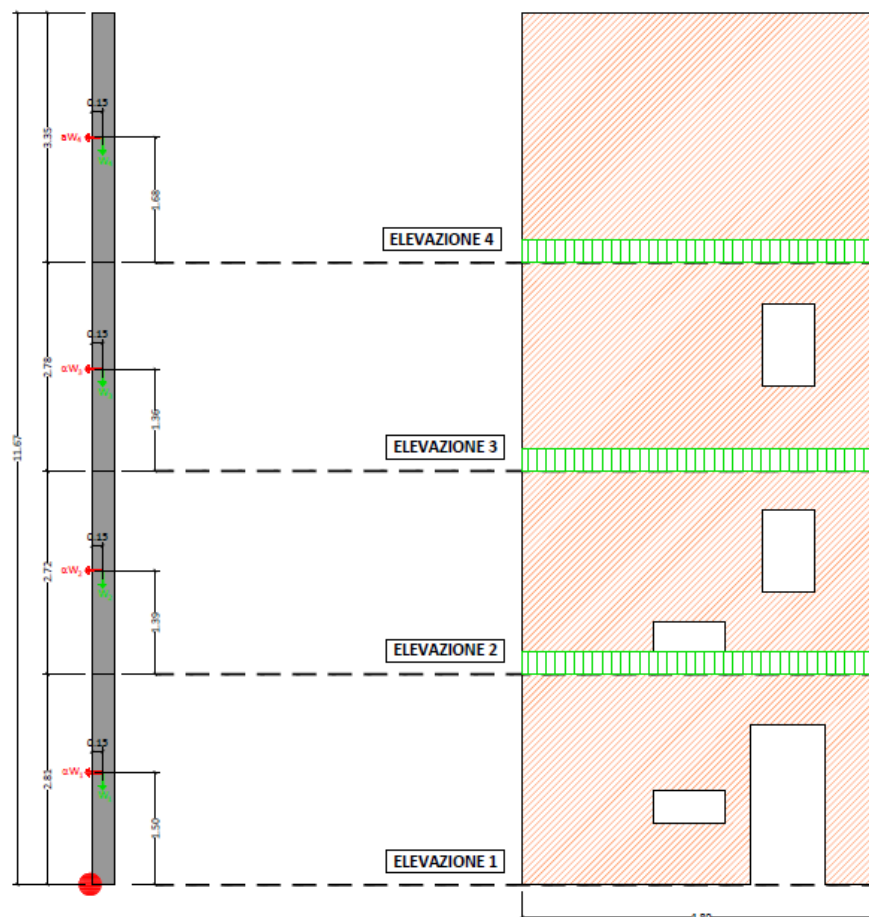


Figura 134 – Individuazione macroelementi CINE 1\_SDP

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete **W1** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (11,0 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{59,4kN}$

Peso proprio della parete **W2** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (11,9 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{64,3kN}$

Peso proprio della parete **W3** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (12,6 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{68,0kN}$

Peso proprio della parete **W4** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (16,1 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{86,9kN}$

Pesi trasmessi dai solai dei piani intermedi

Solaio in lamiera grecata e soletta: 215,00 kg/mq

Finiture e I.T.: 290,00 kg/mq

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 505,00 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (utilizzo):** 200,00 kg/mq

COMBO SISMICA:  $G1+G2+\psi 2Qk$  565 kg/mq=5,7 kN/mq

con  $\psi 2$ (categoria B) =0,3



Carico trasmesso dall'impalcato su W1:

$$Ps1 = 5,7 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps1 = 5,7 \text{ kN/mq} \cdot 4,3 \text{ mq} = \mathbf{24,5 \text{ kN}}$$

Carico trasmesso dall'impalcato su W2:

$$Ps2 = 5,7 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps2 = 5,7 \text{ kN/mq} \cdot 4,3 \text{ mq} = \mathbf{24,5 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dal solaio di copertura

Solaio in lamiera grecata e soletta: 215,00 kg/mq

Finiture e Macchine 265,00 kg/mq

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 480,00 kg/mq

Qk - Carichi accidentali (copert.praticabile): 50,00 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (neve con accumulo):** 120,00 kg/mq

COMBO SISMICA:  $G1+G2+\psi_2 Q_k$  480 kg/mq=4,8 kN/mq

con  $\psi_2$  (categoria H) =0

con  $\psi_2$  (categoria neve a quota <1.000 m s.l.m) =0

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W3:

$$Ps3 = 4,8 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps3 = 4,8 \text{ kN/mq} \cdot 4,3 \text{ mq} = \mathbf{25,4 \text{ kN}}$$

Azione di ritegno dovuta agli impalcati **T1 = T2 = T3 = T4 = 30 kN**

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
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	2,81				0,00	1,50
2	0,30	2,72				0,00	1,39
3	0,30	2,78				0,00	1,36
4	0,30	3,55				0,00	1,68

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	0,0	59,4	24,5				30,0
2	0,0	64,3	24,5				30,0
3	0,0	68,0	25,4				30,0
4	0,0	86,9					

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]
4 - 3 - 2 - 1	41,8	0,0	0,0	499,5
4 - 3 - 2	32,9	0,0	0,0	246,6
4 - 3	23,2	0,0	0,0	83,4
4	13,0	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]
4 - 3 - 2 - 1	1695,8	415,4	0,0	0,0	0,0
4 - 3 - 2	990,8	206,3	0,0	0,0	0,0
4 - 3	480,1	70,6	0,0	0,0	0,0
4	146,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
4 - 3 - 2 - 1	<b>0,256</b>	1,20	28,638	0,796	2,634
4 - 3 - 2	<b>0,233</b>		21,850	0,797	2,396
4 - 3	<b>0,194</b>		15,074	0,820	1,930
4	<b>0,089</b>		8,858	1,000	0,730

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>T</sub>			1,00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento a <sub>g</sub> (P <sub>VR</sub> ) [g]			0,179	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F <sub>O</sub>			2,558	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T <sub>C</sub> * [sec]			0,276	
	Fattore di smorzamento η			1,000	
	Altezza della struttura H [m]			11,70	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S <sub>S</sub>			1,713	
	Coefficiente C <sub>C</sub>			2,379	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1,713	
	Numero di piani dell'edificio N			4	
	Coefficiente di partecipazione modale γ			1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T <sub>1</sub> [sec]			0,316	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a <sub>g</sub> (SLV) (C8A.4.9)	S <sub>e</sub> (T <sub>1</sub> ) (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1			0,313	
	4 - 3 - 2	2,81	0,240	0,285	14,965
	4 - 3	5,53	0,473	0,230	6,126
	4	8,31	0,710	0,087	1,542

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	<b>0,313</b>
	4 - 3 - 2	<b>0,285</b>
	4 - 3	<b>0,142</b>
	4	<b>0,036</b>

Dall'esame dei risultati si evince che fatta eccezione dell'ultima elevazione, si ottiene un miglioramento significativo delle prestazioni della parete. Il fattore di sicurezza di progetto minore si ottiene per il ribaltamento dell'elevazione 4:  $\xi_{CINE\ 1\ SDP} = 0.036/0.179 = 0.20 > \xi_{CINE\ 1\ SDF} = 0.14$ . Si tratta di un miglioramento esiguo rispetto allo stato di fatto.

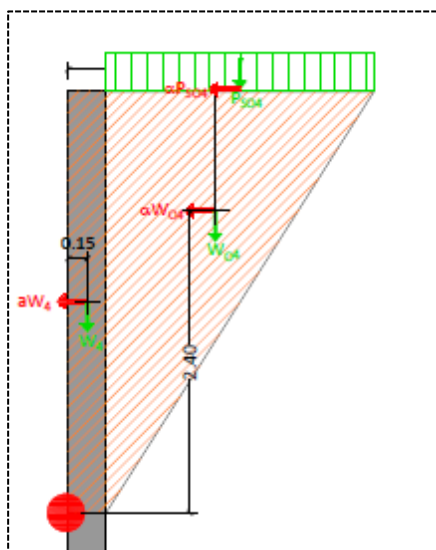


Figura 135 – Individuazione macroelementi CINE 1b\_SDP

Per questa ragione si prescrivono delle connessioni d'angolo tra la parete oggetto di analisi e le murature trasversali in modo da modificare il meccanismo all'ultimo livello da ribaltamento semplice a ribaltamento composto con cunei ortogonali. La cerniera orizzontale in questo caso si troverebbe a quota 8,3m dalla base. Tali connessioni si realizzeranno mediante ancoraggi a secco con barre elicoidali.

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete  $W4 = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (16,1 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{86,9kN}$

Peso proprio del cuneo trasversale:  $W04 = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (3,6 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{29 \text{ kN}}$

Pesi trasmessi dalla copertura:

Capriate in legno x2:	16,70 kg/mq
Terzere:	7,00 kg/mq
Travetti:	8,50 kg/mq
Lana di vetro:	2,00 kg/mq
Lastre cartongesso:	25,00 kg/mq
Pianelle in cotto:	54,00 kg/mq
Manto di copertura	80,00 kg/mq

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 193,0 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (neve):** 80,00 kg/mq

COMBO SISMICA:  $G1+G2+\psi 2Qk$  193,0 kg/mq=1,9 kN/mq

con  $\psi 2(\text{categoria Neve quota } < 100\text{m s.l.m}) = 0,0$

Carico trasmesso dalla copertura su W04:

**Ps3 = 1,9 kN/mq \* AinfIPs3 = 1,9 kN/mq \* 18,7mq = 35,5 kN**

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
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 baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $X_{GOi}$ [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo $Y_{GOi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{oi}$ [m]
1	0,30	3,55			1,68		1,17	2,40	1,37

AZIONI SUI MACROELEMENTI									Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo $W_{oi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo $P_{SOi}$ [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	86,9	29,0		35,5					

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Peso proprio del cuneo di controvento [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Carico dei solai sui cunei di controvento [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
1	13,0	33,9	0,0	48,6	0,0	0,0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI							
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei cunei di controvento [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia dei solai sui cunei di controvento [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
1	146,0	69,6	0,0	126,0	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
1	0,280	1,20	13,838	0,897	2,552

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>T</sub>		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		D		
	PGA di riferimento a <sub>g</sub> (P <sub>VR</sub> ) [g]		0,179		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F <sub>O</sub>		2,558		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T <sub>C</sub> * [sec]		0,276		
	Fattore di smorzamento η		1,000		
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		8,300		
	Altezza della struttura H [m]		11,70		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S <sub>S</sub>		1,713		
	Coefficiente C <sub>C</sub>		2,379		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,713		
	Numero di piani dell'edificio N		3		
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T <sub>1</sub> [sec]		0,316		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a <sub>g</sub> (SLV) (C8A.4.9)	S <sub>e</sub> (T <sub>1</sub> ) (C8A.4.10)
	1	8,30	0,709	0,304	5,595

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	a <sub>g</sub> (SLV) min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	1	0,130

L'ammorsamento con la parete trasversale del teatro all'ultimo livello comporta un ulteriore miglioramento.

In conclusione il fattore di sicurezza diventa  $\xi_{CINE\ 1^* SDP} = 0.130/0.179 = 0.72$

### 8.5.2 CINE 2: Parete di fondo della torre scenica

#### CINE 2\_SDF

Si riporta di seguito la verifica del cinematismo del ribaltamento della parete di fondo della torre scenica che, come detto in precedenza, risulta essere particolarmente vulnerabile data la sua notevole snellezza e la mancanza di impalcati intermedi. Inoltre la parete presenta un elevato numero di aperture o aperture tamponate in maniera non efficace, che pertanto sono state considerate come aperture. Si sottolinea inoltre la presenza di un cordolo preesistente in sommità. Non avendo informazioni di dettaglio sull'efficacia di tale cordolo si è deciso, a vantaggio di sicurezza, di considerarne la sua presenza solo in termini di peso. Il cinematismo è caratterizzato in questo caso da un'unica elevazione.

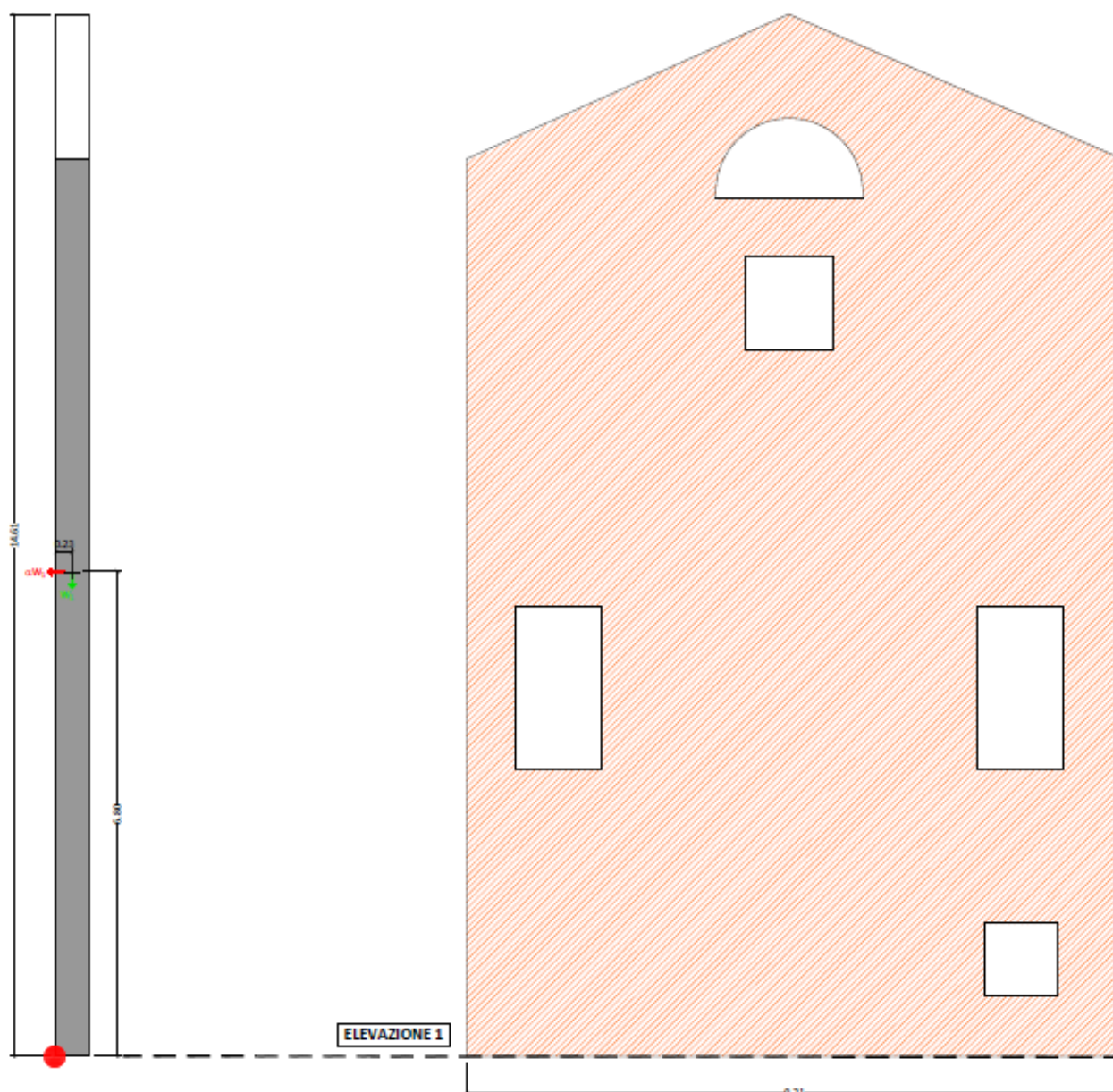


Figura 136 – Individuazione macroelementi CINE 2\_SDF

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete  $W_1 = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(115,6 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 10) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = \mathbf{973,9 \text{ kN}}$$

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	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	14.62					18.0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
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	0,45					0,00	6,80

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	0,0	973,9					

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	219,1	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	6622,5	0,0	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
1	0,033	1,20	99,276	1,000	0,270
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.



Fattore di struttura $q$	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,00
Categoria suolo di fondazione	D
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	<b>0,179</b>
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,558
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]	0,276
Fattore di smorzamento $\eta$	1,000
Altezza della struttura $H$ [m]	14,61
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1,713
Coefficiente $C_C$	2,379
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$	1,713
Numero di piani dell'edificio $N$	1
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1,000
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,374

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
1			0,032	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	1	<b>0,032</b>

Da cui è possibile ricavare l'accelerazione di attivazione del meccanismo indagato nello stato di fatto ed un fattore di sicurezza in termini di accelerazione pari a  $\xi_{CINE\ 2\ SDF} = 0.032/0.179 = 0.18$ .

## CINE 2\_SDP

Nello stato di progetto è prevista la tamponatura con mattoni pieni e in modo da realizzare un corretto ammassamento con la muratura circostante al fine di garantire un comportamento monolitico. Questo incrementerà il peso proprio della parete stessa e di conseguenza l'azione stabilizzante nell'eventualità di un meccanismo di ribaltamento. Inoltre le fessure presenti saranno iniettate con boiaccia a base di calce di malta. Infine è previsto l'inserimento di catene all'altezza dei ballatoi della torre scenica. Si fa notare inoltre che poiché nel progetto è prevista la costruzione dell'impalcato del palcoscenico ben connesso con la muratura tramite spinotti realizzati con barre filettate M12/50 cm, di conseguenza si individuano due elevazioni. Infine si realizza in corrispondenza del livello di copertura un diaframma di falda, il quale avrà il ruolo di sviluppare una forza di ritegno per la parete contro il fenomeno di ribaltamento.

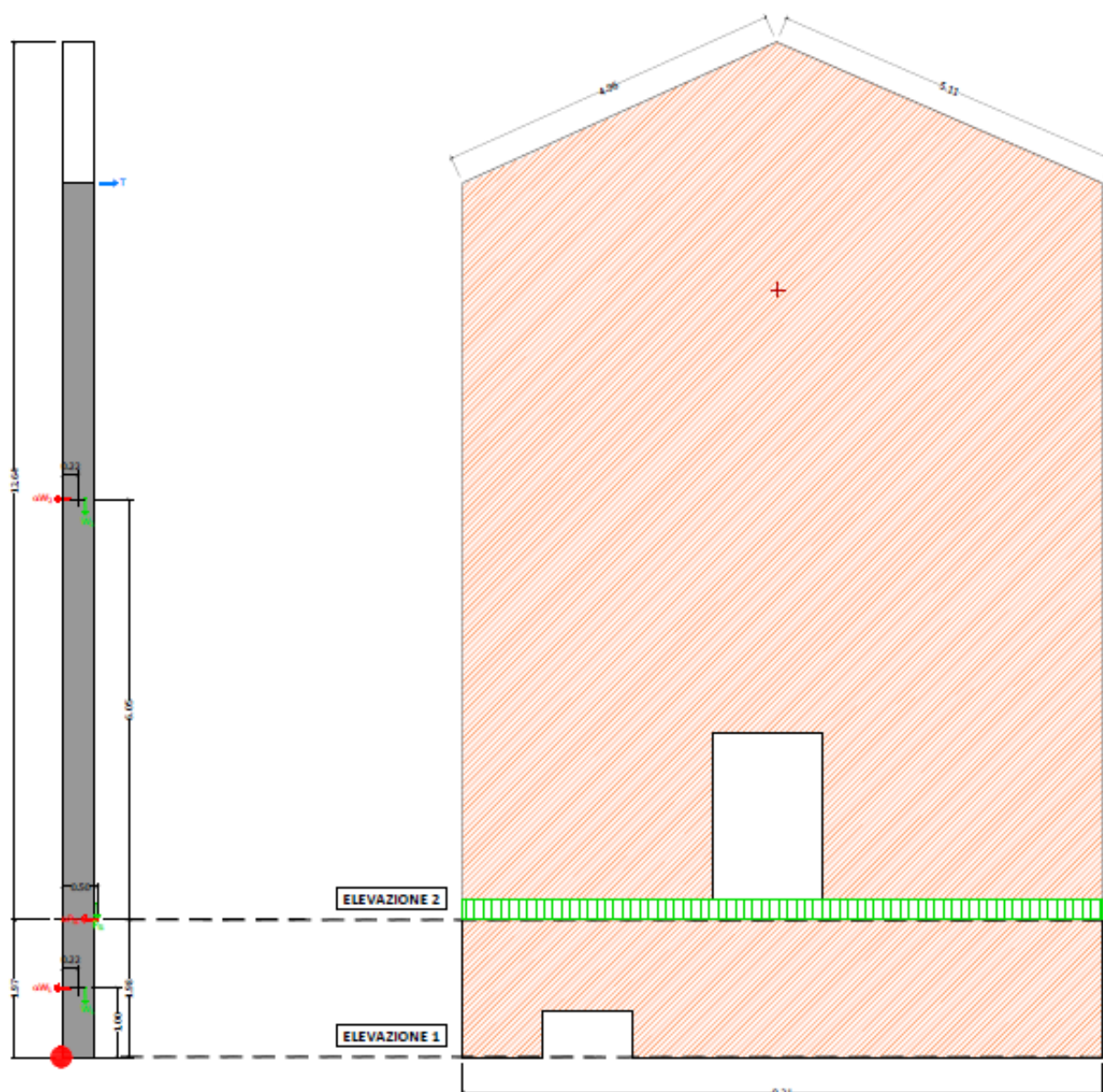


Figura 137 – Individuazione macroelementi CINE 2\_SDP

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematisimo:

Peso proprio della parete  $W1 = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (17,3 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = 140,1 \text{ kN}$

Peso proprio della parete **W2** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(102,6 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 10) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = \mathbf{868,6 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dal solaio di palcoscenico:

Travi HEA 140:	14,60 kg/mq
Travetti	11,30 kg/mq
Tavolato in legno	15,00 kg/mq
<u>Controsoffitto:</u>	<u>50,00 kg/mq</u>
<b>G1+G2 - Carichi permanenti:</b>	<b>90,90 kg/mq</b>
<b><u>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</u></b>	<b><u>500,00 kg/mq</u></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi 2Qk$	$390,90 \text{ kg/mq} = 3,9 \text{ kN/mq}$
con $\psi 2$ (categoria C)=0,6	

Carico trasmesso dall'impalcato di palcoscenico su W1:

$$\mathbf{Ps1 = 3,9 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{infl}}Ps1 = 3,9 \text{ kN/mq} \cdot 35,9 \text{ mq} = 140,1 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dal piano della graticcia:

Travi in legno della graticcia	30,24 kg/mq
<u>Piano della Graticcia</u>	<u>26,50 kg/mq</u>
<b>G1+G2 - Carichi permanenti:</b>	<b>56,74 kg/mq</b>
<b><u>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</u></b>	<b><u>250,00 kg/mq</u></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi 2Qk$	$131,74 \text{ kg/mq} = 1,3 \text{ kN/mq}$
con $\psi 2$ (categoria B)=0,3	

Carico trasmesso dal piano della graticcia :

$$\mathbf{Fv2 = 1,3 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{infl}}Fv2 = 1,3 \text{ kN/mq} \cdot 45 \text{ mq} = 175 \text{ kN}}$$

(Applicata alla quota  $h_{v2} = 8,32 \text{ m}$  ed avente braccio  $d_{v2} = 0,50 \text{ m}$ )

Azione di ritegno dovuta al controvento di falda: **T = 40 kN**

Avendo utilizzato barre filettate M12/50 cm, tale azione corrisponde ad un' azione di  $40/10 \text{ m} = \mathbf{4,3 \text{ kN/ml}}$ .

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $g_i$ [kN/m³]	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	1,98						
2	12,64						

## CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

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	0,45	1,97	0,50			0,00	1,00
2	0,45	12,64		0,50	8,32	0,00	6,05

## 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	0,0	140,1	140,0				
2	0,0	868,6			175,0		40,0
3	0,0						
4	0,0						

## MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltament o delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
2 - 1	227,0	70,0	87,5	584,4
2	195,4	0,0	87,5	505,6

## MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltament o 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]
2 - 1	7106,3	275,8	1800,8	0,0	0,0
2	5255,0	0,0	1456,0	0,0	0,0

Ribaltament o delle elevazioni:	Valore di $a_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	0,106	1,20	114,485	0,848	1,017
2	0,117		104,563	0,983	0,977
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PARAMETRI I DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$		2,558	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$		0,276	
	Fattore di smorzamento $h$		1,000	
	Altezza della struttura $H$ [m]		14,61	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,713	
	Coefficiente $C_C$		2,379	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$		1,713	
	Numero di piani dell'edificio $N$		2	
	Coefficiente di partecipazione modale $g$		1,200	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,374	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$y(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)
2 - 1			0,121	
2	1,97	0,135	0,116	12,079
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	2 - 1	0,121
	2	0,116
	-	-

Dall'esame dei risultati è evidente il miglioramento delle prestazioni della parete. In particolare nelle condizioni di progetto si ottiene un fattore di sicurezza  $\xi_{CINE\ 2\ SDP} = 0.116/0.179 = 0.65$ .

### 8.5.3 CINE 3: Parete laterale della torre scenica

#### CINE3\_SDF

Si riporta nel seguito la verifica del cinematismo che potrebbe interessare la parete laterale della torre scenica. Nella configurazione attuale la parete è caratterizzata da un notevole sviluppo in altezza e dall'assenza di impalcati intermedi. Su di essa inoltre grava il peso della copertura. Si sottolinea inoltre la presenza di un cordolo preesistente in sommità. Non avendo informazioni di dettaglio sull'efficacia di tale cordolo si è deciso, a vantaggio di sicurezza, di considerarne la sua presenza solo in termini di peso. Si studia pertanto un meccanismo di semplice ribaltamento della parete.

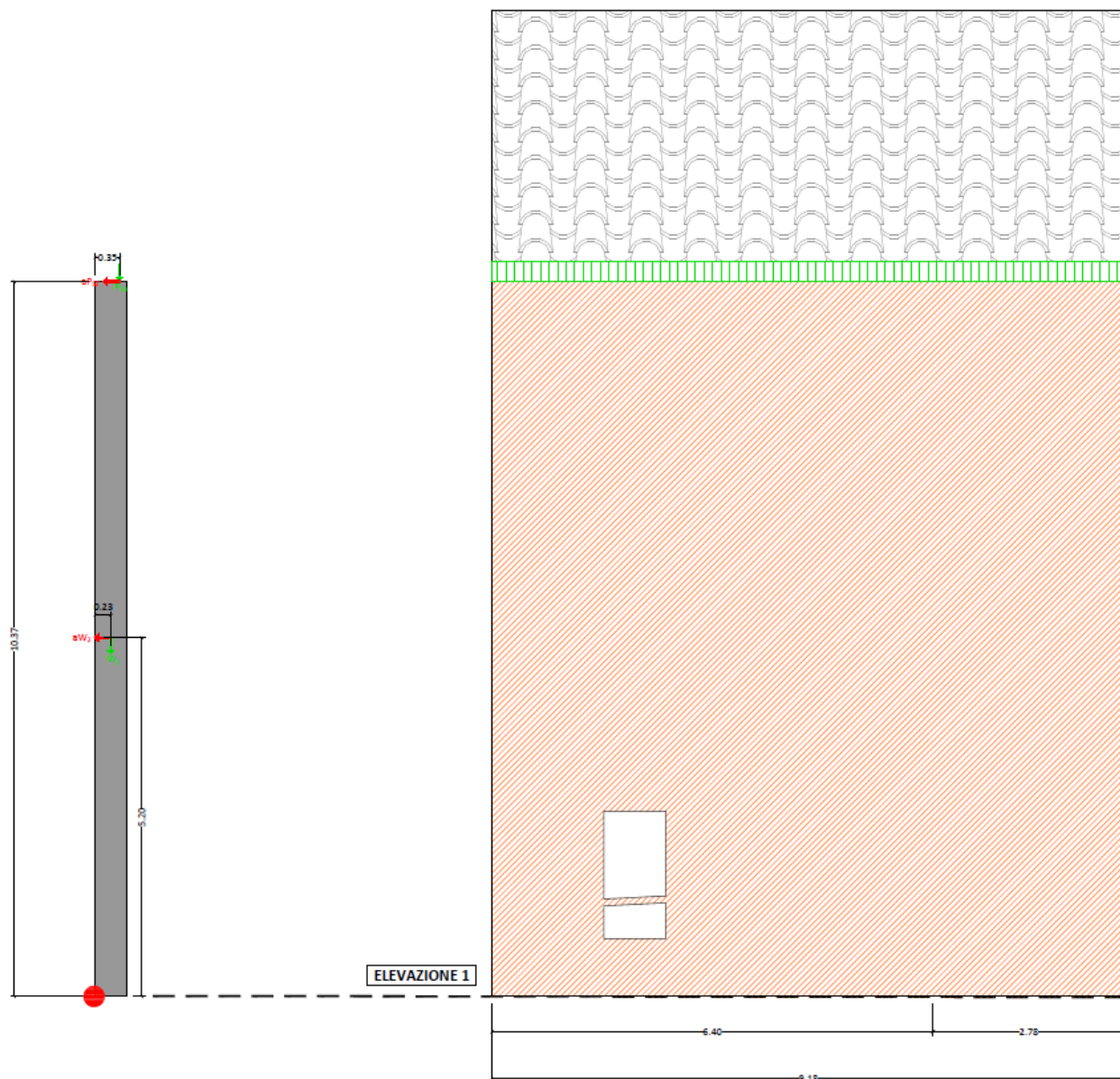


Figura 138 – Individuazione macroelementi CINE 3\_SDF

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete  $W1 = A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(93,6 \cdot 0,35) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 9,2) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = \mathbf{792,6 \text{ kN}}$$



Pesi trasmessi dalla copertura:

Capriate in legno x2:	16,70 kg/mq
Terzere:	7,00 kg/mq
Travetti:	8,50 kg/mq
Pianelle in cotto:	54,00 kg/mq
<u>Manto di copertura</u>	<u>80,00 kg/mq</u>

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 166,20 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (neve):** 80,00 kg/mq

**COMBO SISMICA: G1+G2+ψ2Qk** 166,2 kg/mq=1,7 kN/mq

con ψ2(categoria Neve quota <100m s.l.m)=0,0

Carico trasmesso dalla copertura su W1:

**Ps1 = 1,7 kN/mq \* AinfIPs1 = 1,7kN/mq \* 65,7mq = 111,6 kN**

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m³]	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	0,84					18,0	

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
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	0,45	10,40	0,35			0,00	5,20

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	0,0	792,6	111,6				



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	178,3	39,1	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	4121,5	1160,6	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
1	0,041	1,20	84,894	0,921	0,365
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

Fattore di struttura q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,00
Categoria suolo di fondazione	D
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,179
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,558
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]	0,276
Fattore di smorzamento $\eta$	1,000
Altezza della struttura H [m]	10,40
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1,713
Coefficiente $C_C$	2,379
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,713
Numero di piani dell'edificio N	1
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1,000
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,290

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
1			0,043	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	1	0,043

Da cui è possibile ricavare l'accelerazione di attivazione del meccanismo indagato nello stato di fatto ed un fattore di sicurezza in termini di accelerazione pari a  $\xi_{CINE\ 3\ SDF} = 0,043/0,179 = 0,24$ .

## CINE3\_SDp

Al fine di conseguire la condizione di miglioramento sismico nel progetto sono previsti i seguenti interventi:

- Realizzazione di una passerella con struttura in legno (a quota +8.04) costituita da mensole triangolari e doppio tavolato ligneo connesso alla muratura tramite piatti di acciaio e barre M12/50 cm inghisate nella muratura;
- Controventamento del piano di falda tramite l'inserimento di tiranti incrociati;
- Miglioramento della connessione delle catene delle capriate in corrispondenza degli appoggi sulla muratura tramite cuffie metalliche opportunamente ancorate nel cordolo in c.a. esistente.

La passerella oltre alla funzione di servizio per l'utilizzo della torre scenica, avrà anche una funzione di ritegno per la parete sulla quale poggia.

I due interventi a livello della copertura invece saranno in grado di garantire oltre ad un irrigidimento del piano della copertura anche una condizione di vincolo in sommità alla parete. La nuova configurazione del cinematismo diventa:

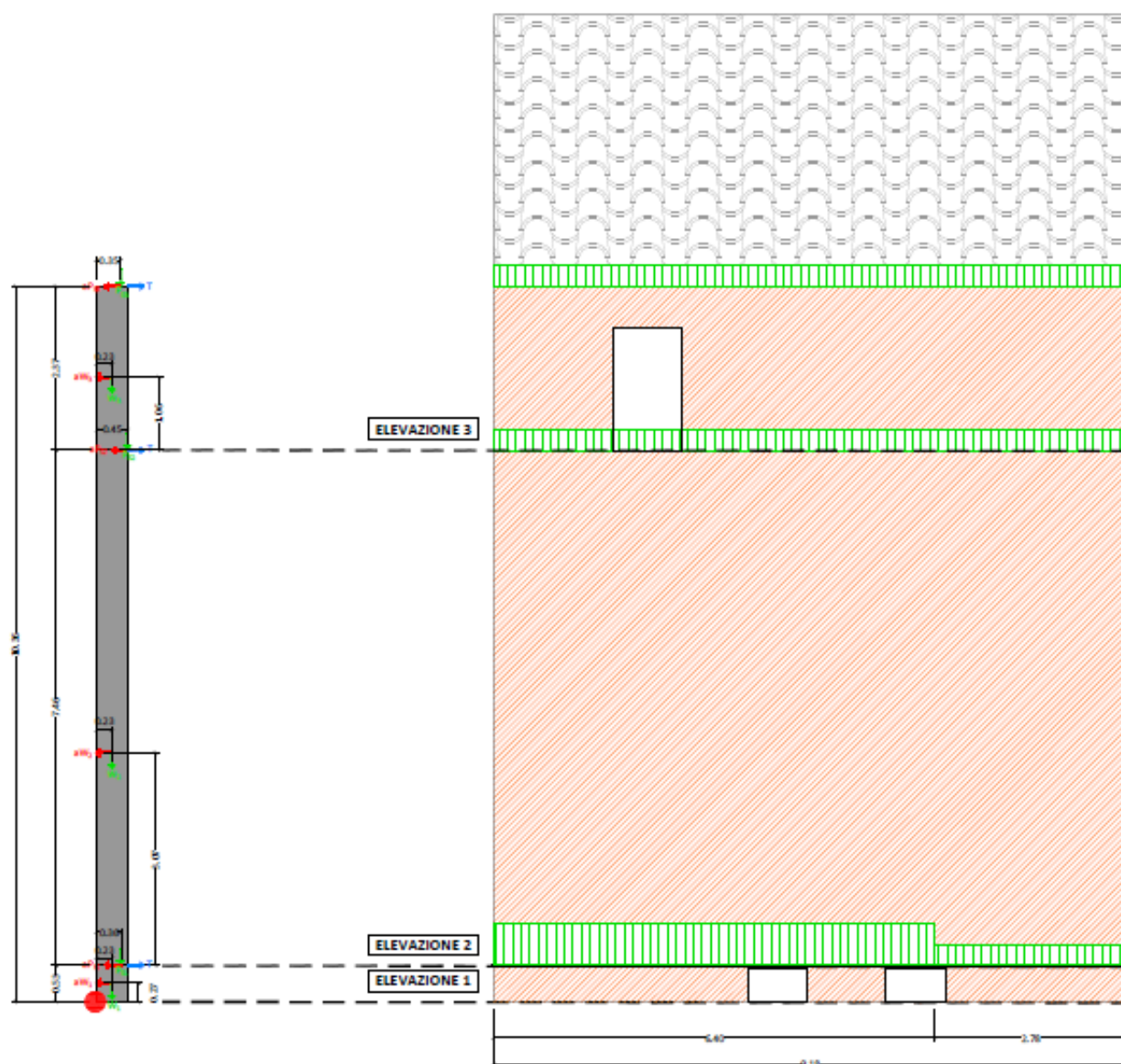


Figura 139 – Individuazione macroelementi CINE 3\_SDP

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete **W1** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (4,03 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{32,6 \text{ kN}}$

Peso proprio della parete **W2** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (68,6 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{555,7 \text{ kN}}$

Peso proprio della parete **W3** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$   
 $(20 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 9,2) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = \mathbf{196,5 \text{ kN}}$

Pesi trasmessi dall'impalcato del palcoscenico (zona vano UTA L=6,4 m):

Soletta in c.a:	500,00 kg/mq
Travetti	11,30 kg/mq
Zeppe in legno	10,00 kg/mq
Tavolato in legno	15,00 kg/mq
<b>G1+G2 - Carichi permanenti:</b>	<b>536,3 kg/mq</b>
<b><u>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</u></b>	<b><u>500,00 kg/mq</u></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi_2 Qk$	$836,6 \text{ kg/mq} = 8,4 \text{ kN/mq}$
con $\psi_2(\text{categoria C})=0,6$	

Pesi trasmessi dall'impalcato del palcoscenico (zona verso cortile posteriore L=2,8 m):

Travetti	11,30 kg/mq
Tavolato in legno	15,00 kg/mq
Controsoffitto	50,00 kg/mq
<b>G1+G2 - Carichi permanenti:</b>	<b>36,3 kg/mq</b>
<b><u>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</u></b>	<b><u>500,00 kg/mq</u></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi_2 Qk$	$336,3 \text{ kg/mq} = 3,4 \text{ kN/mq}$
con $\psi_2(\text{categoria C})=0,6$	

Carico trasmesso dal palcoscenico su W1:

Zona UTA:  $8,4 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflPs1}} = 8,4 \text{ kN/mq} \cdot 12,8 \text{ mq} = \mathbf{107,5 \text{ kN}}$

Zona Cortile:  $3,4 \cdot A_{\text{inflPs1}} = 3,4 \text{ kN/mq} \cdot 5,9 \text{ mq} = \mathbf{20,1 \text{ kN}}$

**Ps1 = 127,5 kN**

Pesi trasmessi dai ballatoi:

Mensole	40,00 kg/ml
Doppio assito	70,00 kg/ml
Balaustra	25,00 kg/ml
<b>G1+G2 - Carichi permanenti:</b>	<b>146,3 kg/ml</b>
<b><u>Qk - Carichi accidentali (da utilizzo):</u></b>	<b><u>880,00 kg/ml</u></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi_2 Qk$	$674 \text{ kg/ml} = 6,7 \text{ kN/ml}$
con $\psi_2(\text{categoria C})=0,6$	

Carico trasmesso dal ballatoio su W2:

$$Ps2 = 6,7 \text{ kN/m} \cdot LW2 = 6,7 \text{ kN/mq} \cdot 9,2 \text{ m} = \mathbf{61,6 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dalla copertura:

Capriate in legno x2:	16,70 kg/mq
Terzere:	7,00 kg/mq
Travetti:	8,50 kg/mq
Lana di vetro:	2,00 kg/mq
Lastre cartongesso:	25,00 kg/mq
Pianelle in cotto:	54,00 kg/mq
Manto di copertura	80,00 kg/mq

$$G1+G2 - \text{Carichi permanenti:} \quad 193,0 \text{ kg/mq}$$

$$Qk - \text{Carichi accidentali (neve):} \quad 80,00 \text{ kg/mq}$$

$$COMBO \text{ SISMICA: } G1+G2+\psi 2Qk \quad 193,0 \text{ kg/mq}=1,9 \text{ kN/mq}$$

con  $\psi 2$ (categoria Neve quota <100m s.l.m)=0,0

Carico trasmesso dalla copertura su W3:

$$Ps3 = 1,9 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl}Ps3 = 1,9 \text{ kN/mq} \cdot 65,7 \text{ mq} = \mathbf{124,8 \text{ kN}}$$

Azione di ritegno dovuta all'impalcato di palcoscenico: **T1 = 30 kN**

Azione di ritegno dovuta all'impalcato dei ballatoi: **T2 = 30 kN**

Azione di ritegno dovuta al controvento di falda: **T3= 30 kN**

Avendo utilizzato barre filettate M12/50 cm, tale azione corrisponde ad un' azione di ritegno distribuita pari a 30 kN/9,2m = **3,2 kN/ml**.

#### CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

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	0,45	0,53	0,36			0,00	0,27
2	0,45	7,50	0,45			0,00	3,10
3	0,45	2,40	0,35			0,00	1,10

#### 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	0,0	32,6	127,5				30,0
2	0,0	555,7	61,6				30,0
3	0,0	196,5	124,8				30,0
4	0,0						

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]
3 - 2 - 1	176,6	117,3	0,0	569,7
3 - 2	169,2	71,4	0,0	522,0
3	44,2	43,7	0,0	72,0

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]
3 - 2 - 1	3820,0	1863,9	0,0	0,0	0,0
3 - 2	3412,6	1697,5	0,0	0,0	0,0
3	216,2	299,5	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,152	1,20	79,762	0,712	1,744
	3 - 2	0,149		74,835	0,782	1,560
	3	0,310		28,336	0,865	2,930
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$		2,00		
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00		
	Categoria suolo di fondazione		D		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$		2,558		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,276		
	Fattore di smorzamento $\eta$		1,000		
	Altezza della struttura $H$ [m]		10,40		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,713		
	Coefficiente $C_C$		2,379		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$		1,713		
	Numero di piani dell'edificio $N$		3		
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,290		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	3 - 2 - 1			0,208	
3 - 2	0,53	0,051	0,186	47,614	
3	8,03	0,772	0,349	5,903	
-	-	-	-	-	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ $\min(C8DA.4.9;$ $C8A.4.10)$
	3 - 2 - 1	<b>0,208</b>
	3 - 2	<b>0,186</b>
	3	<b>0,137</b>

Dall'esame dei risultati è evidente il miglioramento delle prestazioni della parete. In particolare nelle condizioni di progetto si ottiene un fattore di sicurezza  $\xi_{CINE\ 3\ SDP} = 0.137/0.179 = 0.76$

#### 8.5.4 CINE 4: Parete laterale della sala teatrale

Si riporta nel seguito la verifica del cinematismo che potrebbe interessare la parete laterale della sala teatrale. Nella configurazione attuale, i solai presenti non sono in grado di esplicare un'azione di vincolo, pertanto nelle condizioni di progetto si prevede un irrigidimento dei solai ai vari ordini dei palchetti e del sottotetto, oltre alla realizzazione di un diaframma di falda in copertura. Si fa osservare che poiché il foglio calcolo adottato permette di considerare solo 4 elevazioni la prima elevazione comprende piano terra e primo ordine dei palchetti. Il peso trasmesso dai due impalcati è stato considerato pari alla loro somma ed applicato in corrispondenza del punto medio tra i due livelli.

CINE4\_SDF

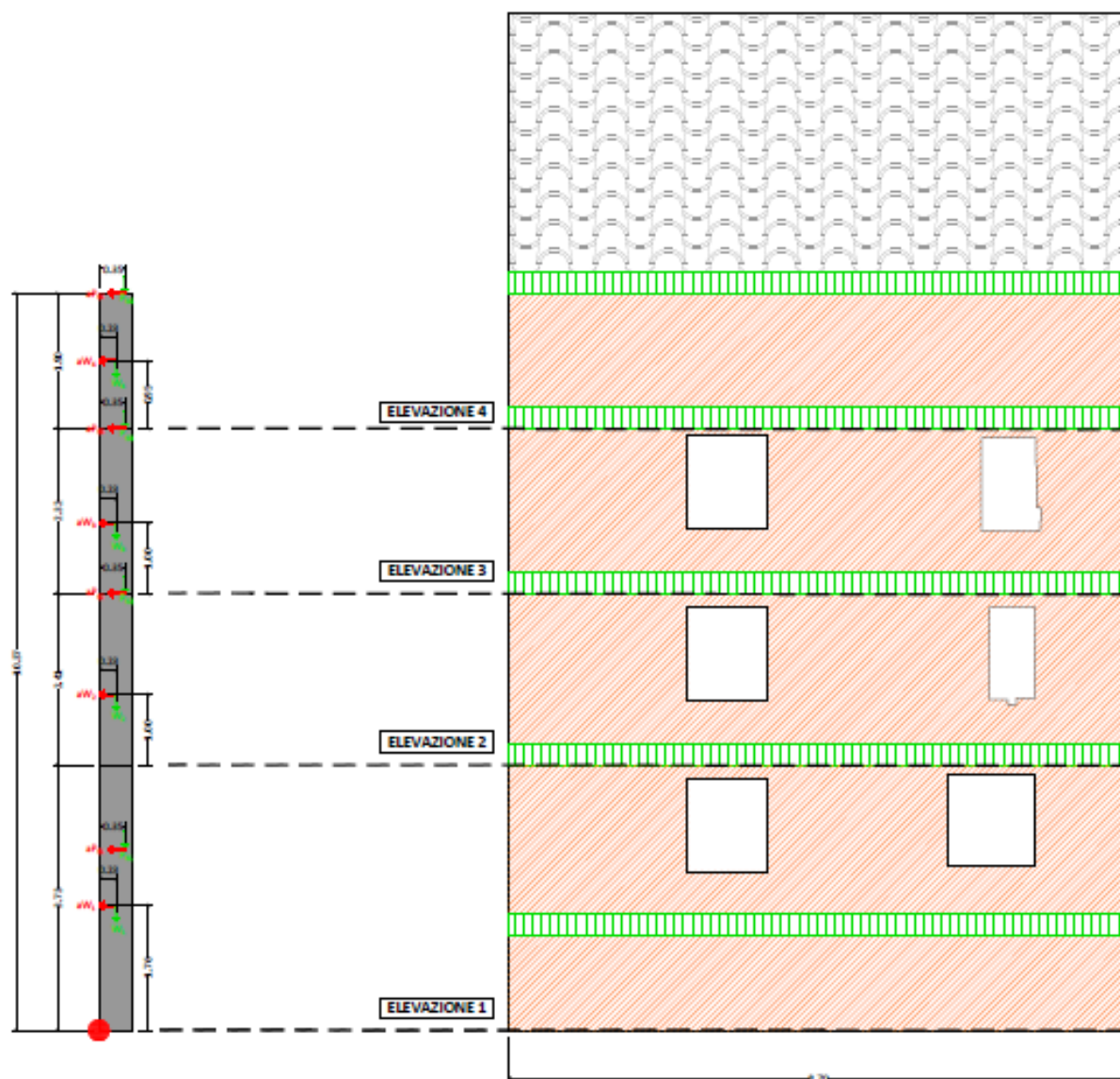


Figura 140 – Individuazione macroelementi CINE 4\_SDF

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete **W1** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (29,3 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{237,3kN}$

Peso proprio della parete **W2** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (18,7 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{151,5kN}$



Peso proprio della parete **W3** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (17,7 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{143,4 \text{ kN}}$

Peso proprio della parete **W4** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(16,6 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 8,7) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = \mathbf{167,1 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dai solai dei palchetti e sottotetto:

Travetti: 10,00 kg/mq

Tavolato: 9,00 kg/mq

Controsoffitto in canniccio 20,00 kg/mq

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 39,00 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (utilizzo):** 400,00 kg/mq

COMBO SISMICA:  $G1+G2+\psi_2 Qk$  279 kg/mq = 2,8 kN/mq

con  $\psi_2(\text{categoria C})=0,6$

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W1:

**Ps1** =  $2 \times 2,8 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflPs1}} = 2 \times 2,8 \text{ kN/mq} \cdot 6,2 \text{ mq} = \mathbf{34,7 \text{ kN}}$

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W2:

**Ps2** =  $2,8 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflPs2}} = 2,8 \text{ kN/mq} \cdot 6,2 \text{ mq} = \mathbf{17,4 \text{ kN}}$

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W3:

**Ps3** =  $2,8 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflPs3}} = 2,8 \text{ kN/mq} \cdot 6,2 \text{ mq} = \mathbf{17,4 \text{ kN}}$

Pesi trasmessi dalla copertura:

Capriate in legno x3: 25,00 kg/mq

Terzere: 7,00 kg/mq

Travetti: 8,50 kg/mq

Pianelle in cotto: 54,00 kg/mq

Manto di copertura 80,00 kg/mq

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 174,00 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (neve):** 80,00 kg/mq

COMBO SISMICA:  $G1+G2+\psi_2 Qk$  174 kg/mq = 1,7 kN/mq

con  $\psi_2(\text{categoria neve a quota } < 1.000 \text{ m s.l.m.})=0$

Carico trasmesso dalla copertura su W4:

**Ps4** =  $1,7 \text{ kN/mq} \cdot A_{\text{inflPs4}} = 1,7 \text{ kN/mq} \cdot 69 \text{ mq} = \mathbf{117,3 \text{ kN}}$

## CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

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	0,45	3,73	0,35		2,55	0,00	1,80
2	0,45	2,41	0,35			0,00	1,00
3	0,45	2,32	0,35			0,00	1,00
4	0,45	1,90	0,35			0,00	0,95

## 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	0,0	237,3			34,7		
2	0,0	151,5	17,4				
3	0,0	143,4	17,4				
4	0,0	167,1	117,3				

## 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]
4 - 3 - 2 - 1	157,3	53,2	0,0	0,0
4 - 3 - 2	104,0	53,2	0,0	0,0
4 - 3	69,9	47,1	0,0	0,0
4	37,6	41,1	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]
4 - 3 - 2 - 1	3740,0	1469,3	88,5	0,0	0,0
4 - 3 - 2	1589,6	901,9	0,0	0,0	0,0
4 - 3	689,8	535,4	0,0	0,0	0,0
4	158,7	222,9	0,0	0,0	0,0

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$			2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$			1,00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]			0,179	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$			2,558	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]			0,276	
	Fattore di smorzamento $\eta$			1,000	
	Altezza della struttura $H$ [m]			10,40	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$			1,713	
	Coefficiente $C_C$			2,379	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$			1,713	
	Numero di piani dell'edificio $N$			4	
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$			1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]			0,290	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1			0,050	
	4 - 3 - 2	3,73	0,359	0,078	2,743
	4 - 3	6,14	0,590	0,113	2,420
	4	8,46	0,813	0,225	3,484

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,050
	4 - 3 - 2	0,064
	4 - 3	0,056
	4	0,081

Da cui è possibile ricavare l'accelerazione di attivazione del meccanismo indagato nello stato di fatto ed un fattore di sicurezza in termini di accelerazione pari a  $\xi_{CINE\ 4\ SDF} = 0.081/0.179 = 0,45$ .

CINE4\_SDF

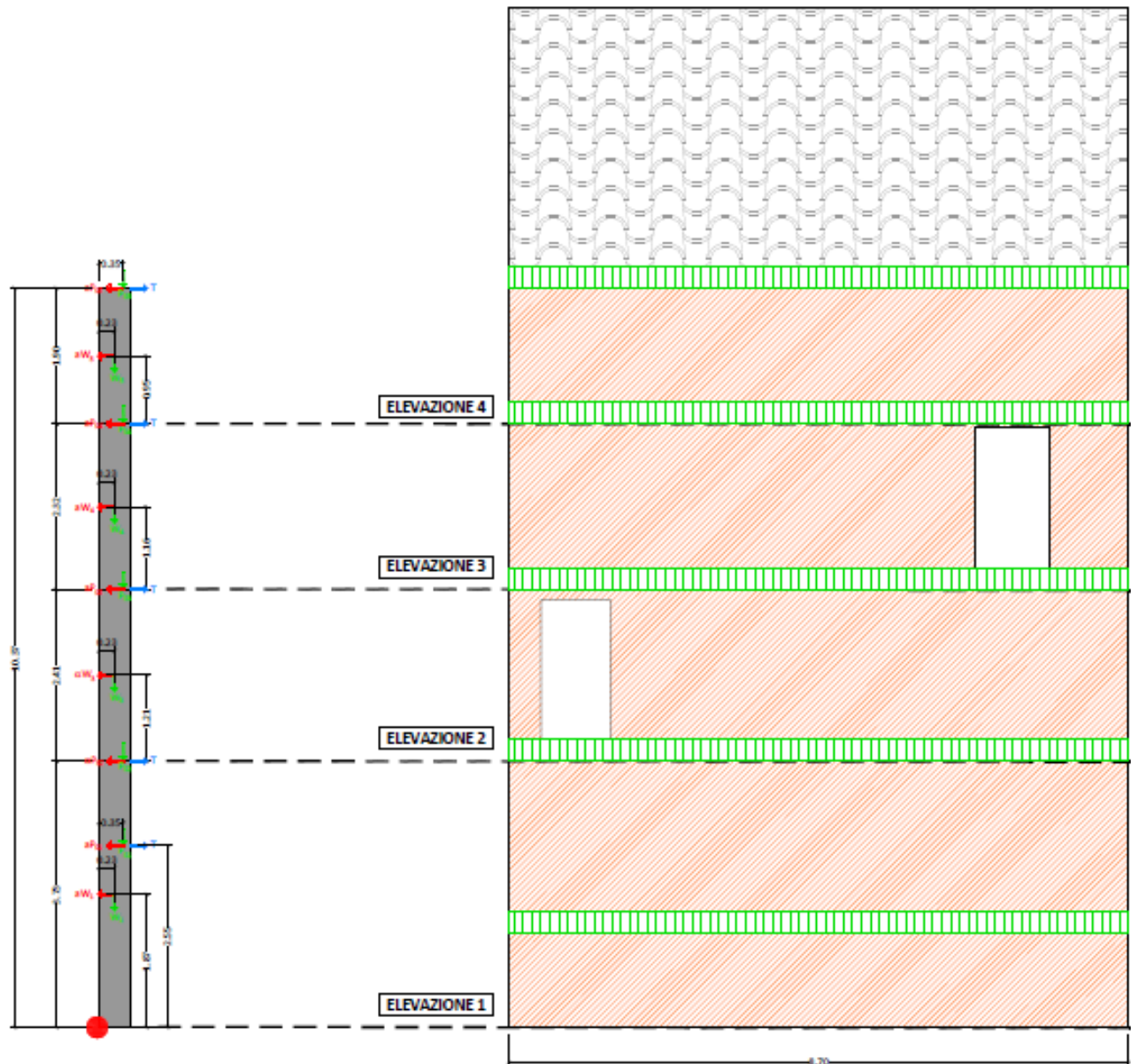


Figura 141 – Individuazione macroelementi CINE 4\_SDP

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematisimo:

Peso proprio della parete **W1** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (32,4 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{262,4 \text{ kN}}$

Peso proprio della parete **W2** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (18,9 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{153,1 \text{ kN}}$

Peso proprio della parete **W3** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} = (17,9 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{145,0 \text{ kN}}$

Peso proprio della parete **W4** =  $A \cdot s \cdot 18 \text{ kN/mc} + A_{\text{cordolo}} \cdot L_{\text{cordolo}} \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(16,6 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 8,7) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mc} = \mathbf{167,1 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dai solai dei palchetti e sottotetto:

Travetti:	10,00 kg/mq
Tavolato:	9,00 kg/mq
<u>Cappa collaborante e finiture:</u>	<u>168,00 kg/mq</u>
<b><i>G1+G2 - Carichi permanenti:</i></b>	<b><i>187,00 kg/mq</i></b>
<b><i>Qk - Carichi accidentali (utilizzo):</i></b>	<b><i>400,00 kg/mq</i></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi 2Qk$ con $\psi 2(\text{categoria C})=0,6$	$427 \text{ kg/mq}=4,3 \text{ kN/mq}$

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W1:

$$Ps1 = 2 \times 4,3 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps1 = 2 \times 4,3 \text{ kN/mq} \cdot 6,2 \text{ mq} = \mathbf{53,3 \text{ kN}}$$

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W2:

$$Ps2 = 4,3 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps2 = 4,3 \text{ kN/mq} \cdot 6,2 \text{ mq} = \mathbf{26,7 \text{ kN}}$$

Carico trasmesso dall'impalcato dei palchetti su W3:

$$Ps3 = 4,3 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps3 = 4,3 \text{ kN/mq} \cdot 6,2 \text{ mq} = \mathbf{26,7 \text{ kN}}$$

Pesi trasmessi dalla copertura:

Soffittone:	16,30 kg/mq
Controsoffitto REI:	36,00 kg/mq
Passerella manutenzione:	18,90 kg/mq
Capriate in legno x3:	25,00 kg/mq
Terzere:	7,00 kg/mq
Travetti:	8,50 kg/mq
Pianelle in cotto:	54,00 kg/mq
<u>Manto di copertura</u>	<u>80,00 kg/mq</u>
<b><i>G1+G2 - Carichi permanenti:</i></b>	<b><i>245,70 kg/mq</i></b>
<b><i>Qk - Carichi accidentali (neve):</i></b>	<b><i>80,00 kg/mq</i></b>
COMBO SISMICA: $G1+G2+\psi 2Qk$ con $\psi 2(\text{categoria neve a quota } <1.000 \text{ m s.l.m.})=0$	$245,70 \text{ kg/mq}=2,5 \text{ kN/mq}$

Carico trasmesso dalla copertura su W4:

$$Ps4 = 2,5 \text{ kN/mq} \cdot A_{infl} Ps4 = 2,5 \text{ kN/mq} \cdot 69 \text{ mq} = \mathbf{172,5 \text{ kN}}$$

Azione di ritegno dovuta agli impalcati dei palchetti (piano terra/I ordine): **T1 = 2x30kN = 60 kN**

Azione di ritegno dovuta agli impalcati dei palchetti (II ordine/III ordine): **T2 = T3 = 30 kN**

Azione di ritegno dovuta al controvento di falda: **T4 = 30 kN**

Avendo utilizzato barre filettate M12/50 cm, tale azione corrisponde ad un'azione di ritegno distribuita pari a  $30 \text{ kN}/8,7 \text{ m} = \mathbf{3,4 \text{ kN/ml}}$ .

## CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI

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	0,45	3,73	0,35		2,55	0,00	1,87
2	0,45	2,41	0,35			0,00	1,21
3	0,45	2,32	0,35			0,00	1,16
4	0,45	1,90	0,35			0,00	0,95

## 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	0,0	262,4			53,3		60,0
2	0,0	153,1	26,7				30,0
3	0,0	145,0	26,7				30,0
4	0,0	167,1	172,5				30,0

## 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]
4 - 3 - 2 - 1	163,7	79,1	0,0	972,6
4 - 3 - 2	104,7	79,1	0,0	413,1
4 - 3	70,2	69,7	0,0	196,2
4	37,6	60,4	0,0	57,0

## 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]
4 - 3 - 2 - 1	3877,9	2176,9	135,9	0,0	0,0
4 - 3 - 2	1652,0	1334,3	0,0	0,0	0,0
4 - 3	714,6	789,9	0,0	0,0	0,0
4	158,7	327,8	0,0	0,0	0,0

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	4 - 3 - 2 - 1	0,196	1,20	79,802	0,778	2,064
	4 - 3 - 2	0,200		57,544	0,817	2,000
	4 - 3	0,223		44,394	0,852	2,144
	4	0,319		31,190	0,901	2,890

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura $q$			2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$			1,00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]			0,179	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$			2,558	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]			0,276	
	Fattore di smorzamento $\eta$			1,000	
	Altezza della struttura $H$ [m]			10,40	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$			1,713	
	Coefficiente $C_C$			2,379	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$			1,713	
	Numero di piani dell'edificio $N$			4	
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$			1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]			0,290	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1			0,246	
	4 - 3 - 2	3,73	0,359	0,238	8,365
	4 - 3	6,14	0,590	0,255	5,448
	4	8,46	0,813	0,344	5,330

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,246
	4 - 3 - 2	0,195
	4 - 3	0,127
	4	0,124

Dall'esame dei risultati è evidente il miglioramento delle prestazioni della parete. In particolare nelle condizioni di progetto si ottiene un fattore di sicurezza  $\xi_{CINE\ 4\ SDP} = 0.124/0.179 = 0.69$ .



### 8.5.5 CINE 5: Facciata principale (avancorpo)

Si riporta di seguito la verifica del cinematismo del ribaltamento della parete di facciata principale. Durante i lavori di restauro del 1997 sono stati inseriti tra la parete principale ed i muri trasversali delle cuciture armate ( $\phi 12/100$  cm L=60-70 cm, sigillate con malta espansiva). Per tale motivo si ritiene plausibile assumere un buon grado di ammassamento tra le pareti. Di conseguenza il cinematismo che si verifica è quello di ribaltamento composto con cunei ortogonali.

In particolare si considera il cinematismo facendo variare l'altezza della posizione della cerniera cilindrica, come indicato di seguito:

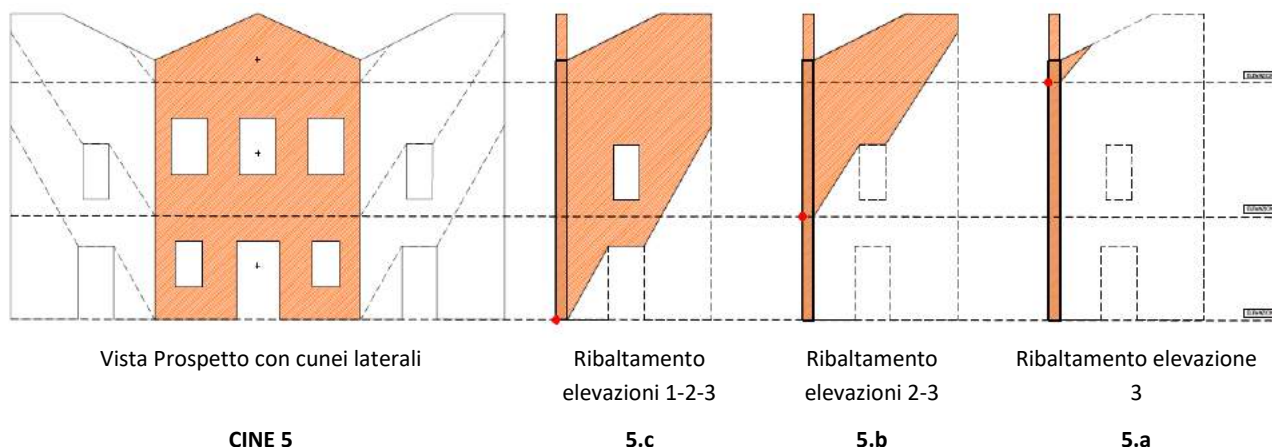


Figura 142 - Individuazione del cinematismo CINE5: Ribaltamento composto con cunei ortogonali

Per brevità si riportano i calcoli per esteso relativi al caso del cinematismo con più probabilità di attivazione, ovvero il CINE 5.a, caratterizzato da un cuneo di dimensioni inferiori. In questo caso il ribaltamento interessa solo l'elevazione 3 e la cerniera è posta ad un'altezza pari a 9,70m rispetto alle fondazioni.

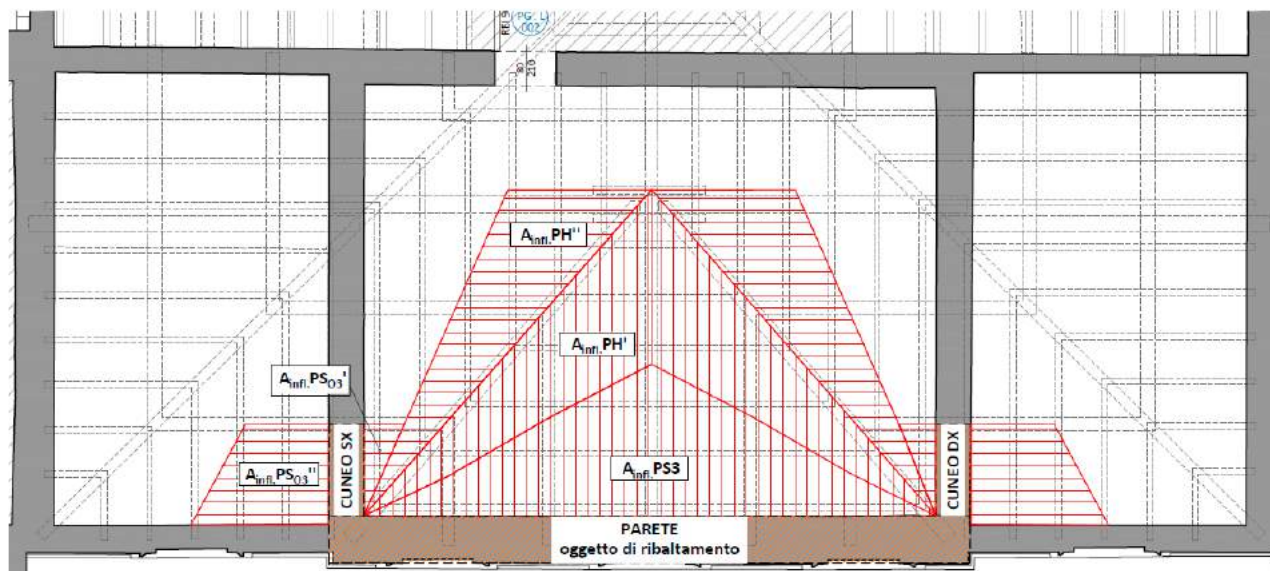


Figura 143 – Cinematismo 5.a: Individuazione delle aree di influenza sui macroelementi del cinematismo

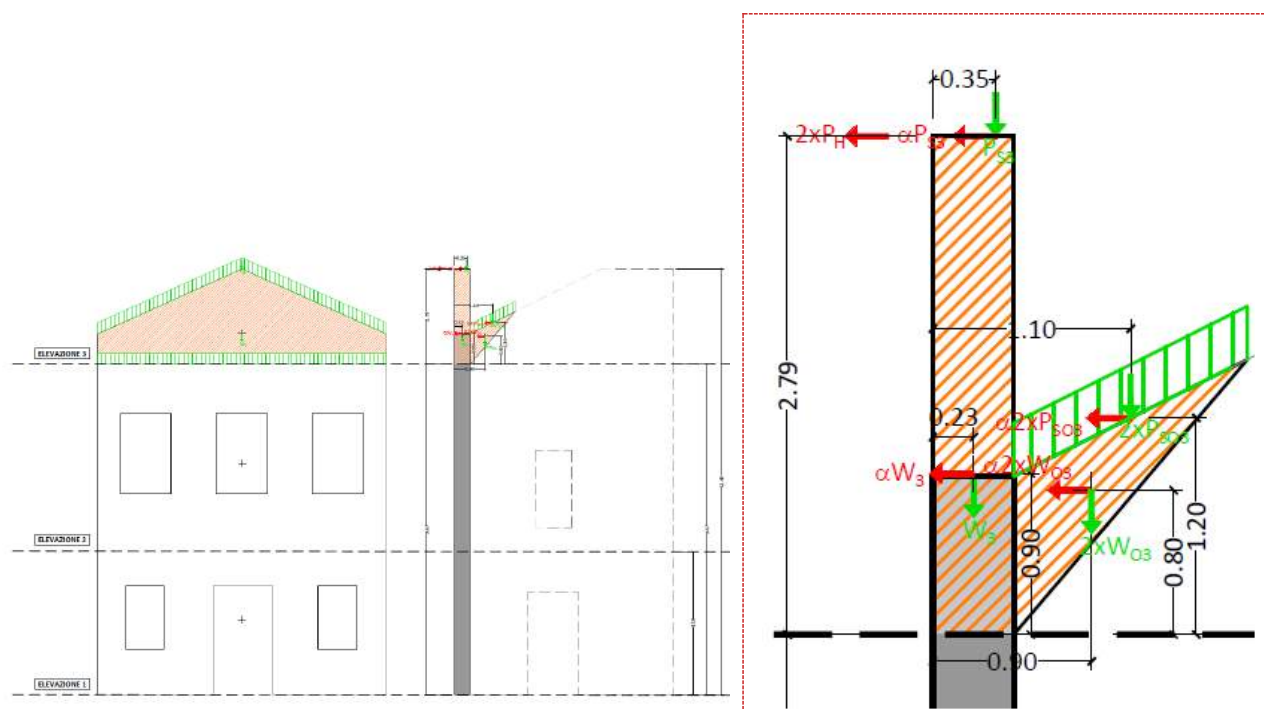


Figura 144 – Cinematismo 5.a: Forze agenti sui macroelementi

Calcolo delle forze coinvolte nel cinematismo:

Peso proprio della parete **W3** =  $A3 \cdot s3 \cdot 18 \text{ kN/mc} = (14,8 \cdot 0,45) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} = \mathbf{120 \text{ kN}}$

Peso proprio cuneo **Wo3** =  $Ao3 \cdot so3 \cdot 18 \text{ kN/mc} + Acordolo \cdot Lcordolo \cdot 25 \text{ kN/mc} =$

$$(1,1 \cdot 0,30) \text{ mc} \cdot 18 \text{ kN/mc} + (0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6) \text{ mc} \cdot 25 \text{ kN/mq} = 5,9 \text{ kN} + 6,0 \text{ kN} = \mathbf{11,9 \text{ kN}}$$

Sulla base del rilievo della copertura dell'avancorpo effettuata da Expin durante la campagna di prove del 2020 si effettua l'analisi dei carichi del solaio di copertura:

Travicelli (7,5x8 cmq; i = 33 cm):	6,50 kg/mq
Arcarecci (0,17x0,16 cmq; i = 100 cm)	9,50 kg/mq
Tavolato in legno (s = 4 cm)	20,00 kg/mq
<u>Manto di copertura:</u>	<u>80,00 kg/mq</u>

**G1+G2 - Carichi permanenti:** 116,00 kg/mq

**Qk - Carichi accidentali (neve con accumulo):** 120,00 kg/mq

**COMBO SISMICA:**  $G1+G2+\psi 2Qk$  116 kg/mq = 1,2 kN/mq

con  $\psi 2(\text{neve} < 1000 \text{ m s.l.m.}) = 0$

Carico trasmesso dal solaio di copertura su W3: **Ps3** =  $1,2 \text{ kN/mq} \cdot A_{inflPs3} = 1,2 \text{ kN/mq} \cdot 8,3 \text{ mq} = \mathbf{10,0 \text{ kN}}$

Carico trasmesso dal solaio di copertura sul cuneo Wo3: **Pso3** =  $1,2 \text{ kN/mq} \cdot A_{inflPs03}' + A_{inflPs03}'' =$

$$1,2 \text{ kN/mq} \cdot (0,35 + 2,10) \text{ mq} = \mathbf{2,9 \text{ kN}}$$

Carico trasmesso dal solaio di copertura sul puntone: **PsH** =  $1,2 \text{ kN/mq} \cdot A_{inflPH}' + A_{inflPH}'' =$

$$1,2 \text{ kN/mq} \cdot (4,3 + 4) \text{ mq} = \mathbf{10 \text{ kN}}$$

Carico PH sul puntone per unità di lunghezza; **qPsH** =  $10 \text{ kN/Lpuntone} = 10 \text{ kN}/5,5 \text{ m} = \mathbf{1,8 \text{ kN/ml}}$

Spinta statica del puntone:  $qPsH \cdot \sin \alpha \cdot Lpuntone = 0,9 \text{ kN/ml} \cdot 5,5 \text{ m} = \mathbf{5 \text{ kN}}$

Spinta statica della copertura-Componente della spinta del puntone ortogonale alla facciata:

$$PH = 5kN \cdot \cos\beta = 3,7 \text{ kN}$$

Con  $\alpha=32^\circ \rightarrow$  inclinazione puntone rispetto all'orizzontale;

$\beta=42^\circ \rightarrow$  Inclinazione della spinta rispetto alla direzione ortogonale alla parete ribaltante.

Di seguito si riporta la verifica del cinematisimo. Si sottolinea che i carichi relativi al cuneo ed alla spinta statica della copertura saranno moltiplicati per due essendo presenti due pareti ortogonali e due puntoni.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
	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 baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $X_{GOi}$ [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo $Y_{GOi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Oi}$ [m]
	1	0,45	2,79	0,35		0,90		0,90	0,80	1,20
	2									
	3									
	4									
	AZIONI SUI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo $W_{Oi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo $P_{SOi}$ [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]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	1	120,0	23,8	10,0	5,8	7,4				
	2									
	3									
	4									

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Peso proprio del cuneo di controvento [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Carico dei solai sui cunei di controvento [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	1	27,0	21,4	3,5	7,0	0,0	0,0
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei cunei di controvento [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia dei solai sui cunei di controvento [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
	1	108,0	19,0	27,9	16,2	0,0	20,6
	MOLTIPLICATORE						
	$\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	1		0,223	1,20	12,679	0,779	2,344

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		D		
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179		
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,558		
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,276		
	Fattore di smorzamento $\eta$		1,000		
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		9,700		
	Altezza della struttura $H$ [m]		12,49		
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,713		
	Coefficiente $C_C$		2,379		
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$		1,713		
	Numero di piani dell'edificio $N$		3		
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,286		
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,332		
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	1	9,70	0,777	0,279	4,694
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)			
	1	0,109			

Da cui è possibile ricavare l'accelerazione di attivazione del meccanismo indagato nello stato di fatto ed un fattore di sicurezza in termini di accelerazione pari a  $\xi_{CINE\ 5a\ SDF} = 0.109/0.179 = 0.61$ .

CINE 5.b

In questo caso il ribaltamento interessa le elevazioni 2-3 e la cerniera è posta ad un'altezza pari a 4,22m rispetto alle fondazioni.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
	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 baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{Vi}$ [m]	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $X_{GOi}$ [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo $Y_{GOi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Oi}$ [m]
	1	0,45	5,50	0,35		2,55		2,06	3,80	2,73
	2	0,45	2,80	0,35		0,90		3,62	1,24	3,38
	3									
	4									
	AZIONI SUI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo $W_{Oi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo $P_{SOi}$ [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]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	1	283,5	131,8	35,8	24,8	7,4				
	2	120,0	123,2	10,0	7,8					
	3									
	4									

**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				D
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]				0,179
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_O$				2,558
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]				0,276
	Fattore di smorzamento $\eta$				1,000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]				4,220
	Altezza della struttura $H$ [m]				9,72
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$				1,713
	Coefficiente $C_C$				2,379
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$				1,713
	Numero di piani dell'edificio $N$				3
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$				1,286
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]				0,275
Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	
2 - 1	4,22	0,434	0,295	8,888	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	2 - 1	0,207

$$\xi_{CINE\ 5b\ SDF} = 0,207/0,179 = 1,16.$$

## CINE 5.c

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
	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 baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $X_{GOi}$ [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo $Y_{GOi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Oi}$ [m]
	1	0,45	4,22	0,35		2,20		1,75	3,02	2,35
	2	0,45	5,50	0,35		2,55		3,05	3,00	3,38
	3	0,45	2,80	0,35		0,90		3,85	1,80	3,38
	4									
	AZIONI SUI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo $W_{Oi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo $P_{SOi}$ [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]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	1	207,4	72,7	20,5	24,8	7,4				
	2	283,5	278,6	32,0	31,8					
	3	120,0	137,0	10,0	9,2					
	4									

**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		D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,179	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,558	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,276	
	Fattore di smorzamento $\eta$		1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		0,000	
	Altezza della struttura $H$ [m]		4,22	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s$		1,713	
	Coefficiente $C_C$		2,379	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$		1,713	
	Numero di piani dell'edificio $N$		3	
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,147	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)
3 - 2 - 1	0.00	0.000	0.242	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)} \min(C8A.4.9; C8A.4.10)$
		3 - 2 - 1
		0,242

$$\xi_{CINE\ 5c\ SDF} = 0.242/0.179 = 1.35.$$

### 8.5.6 Verifica degli ancoraggi

#### 8.5.6.1 Cuciture armate esistenti

Si riporta di seguito la verifica delle cuciture armate eseguite durante i lavori di restauro del 1997, tra la parete principale ed i muri trasversali e costituite da  $\phi 12/100\text{cm}$   $L=60-70\text{ cm}$  in Fe360, sigillate con malta espansiva.

Trattandosi di ancoraggi iniettati senza piastra, il meccanismo di collasso quando la barra è sollecitata con sforzi minori dello snervamento, può manifestarsi per sfilamento della barra, della barra insieme alla malta oppure per fuoriuscita del cono di muratura.

Facendo riferimento alle prove sperimentali eseguite su diverse tipologie di muratura, caratterizzate da valori diversi di compattezza e resistenza, si è verificato che, in maniera cautelativa, la forza di collasso è data da:

$$F_{su} = \tau_{bu} * \pi * \phi_s * l_b^3$$

Essendo  $\tau_{bu}$  lo sforzo medio di aderenza lungo la barra, determinato sperimentalmente pari a 2 MPa,  $\phi_s$  il diametro della barra, ed  $l_b$  il tratto di barra in presa.

Quindi risulta che il collasso si ha se per ciascuna barra agisse una forza pari a

$$F_{su} = 2\text{MPa} * \pi * 12\text{mm} * 600\text{mm} = 45\text{ kN}$$

Nell'ipotesi limite di acciaio in condizioni di snervamento sulla barra si avrebbe un trazione pari a

$$T_{max} = A_{res} * f_{yk}/\gamma_M = 113\text{ mm}^2 * 235\text{MPa}/1,15 = 23\text{ kN}$$

Poiché risulta  $T < F_{su}$  la verifica delle cuciture esistenti risulta soddisfatta.

#### 8.5.6.2 Ancoraggi di progetto

Come descritto nei paragrafi relativi ai singoli cinematismi, nel progetto è previsto di connettere i solai ai vari impalcati con la muratura, in modo da realizzare un vincolo contro il ribaltamento. Tali ancoraggi sono realizzati come segue:

- Ancoraggio in corrispondenza del cordolo in c.a con barre filettate in acciaio zincato M12/50 cm tipo Hilti HAS-U o similari e resina a iniezione tipo HIT-HY 170 o similari, profondità di posa 100 mm.
- Ancoraggio in corrispondenza della muratura con barre filettate in acciaio zincato M12/50 cm tipo Hilti HAS-U o similari e resina ad iniezione vinilestere tipo HIT-HY 270 o similari, profondità di posa 160 mm.

Le forze di tiro necessarie per unità di lunghezza sono:

CINEMATISMO	TIRO MASSIMO	TIRO MASSIMO SULLA BARRA M12
CINE2_SDP	4,3 kN/m	$N_{sd} = 4,3\text{ kN/m} * 0,50\text{m} = 2,15\text{ kN}$
CINE3_SDP	3,2 kN/m	$N_{sd} = 3,2\text{ kN/m} * 0,50\text{m} = 1,6\text{ kN}$
CINE4_SDP	3,4 kN/m	$N_{sd} = 3,4\text{ kN/m} * 0,50\text{m} = 1,7\text{ kN}$

Di seguito si riportano le verifiche svolte con il software HILTI PROFIS Engineering 3.0.68, considerando un metro di ancoraggio. Nella verifica, a vantaggio di sicurezza, si è considerata una sollecitazione di trazione sulla barra superiore a quelle sollecitanti ora viste e pari a 2,5 kN, (ovvero di 5kN/ml).

<sup>3</sup> Giuriani, E. (2017). *Consolidamento degli edifici storici: restauro e recupero*. UTET scienze tecniche.



ANCORAGGIO IN CORRISPONDENZA DELLA MURATURA**3 Carico di trazione (ETAG 029 Annex C C.5.2.1)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	2,500	44,933	6	OK
Rottura per sfilamento*	2,500	3,200	79	OK
Rottura del mattone**	5,000	6,400	79	OK
Sfilamento a trazione di un mattone**	2,500	2,686	94	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

**3.1 Rottura dell'acciaio**

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Ed,s}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	A-ID
67,400	1,500	44,933	2,500	1

**3.2 Rottura per sfilamento**

$N_{Rk,p}$ [kN]	$\alpha_j$	$\gamma_{M,m}$	$N_{Ed,p}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	A-ID
8,000	1,000	2,500	3,200	2,500	1

**3.3 Rottura del mattone**

A1-ID	A2-ID	s [mm]	c [mm]	$s_{ETA}$ [mm]	$c_{ETA}$ [mm]	$N_{Rk,b,ETA}$ [kN]
1	2	500,0	750,0	480,0	115,0	8,000
$\alpha_{g,N}$	$e_{g,N}$ [mm]	$\psi_{g,N}$	$N_{Rk,b}$ [kN]	$c_j$ [mm]	$c_{min,ETA}$ [mm]	$\alpha_j$
2,000	0,0	1,000	16,000	92,5	115,0	1,000
$\gamma_{M,m}$	$N_{Rd,b}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]				
2,500	6,400	5,000				

**3.4 Sfilamento a trazione di un mattone**

$A_{est}^I$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{est}^V$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,sp}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
55,200	11,960	200,00	0,00
$N_{Rk,sp}$ [kN]	$\gamma_{M,m}$	$N_{Ed,sp}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]
6,716	2,500	2,686	2,500

Risulta  $NRd = 2,7 \text{ kN} > Nmax = 2,15 \text{ kN}$ , quindi la verifica risulta soddisfatta.ANCORAGGIO IN CORRISPONDENZA DEL CORDOLO IN C.A (si considera il calcestruzzo in condizioni fessurate)**3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	3,150	44,933	8	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	3,150	11,155	29	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	3,150	19,250	17	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

**3.1 Rottura dell'acciaio**

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
67,400	1,500	44,933	3,150

## 3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left( \frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left( \frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N} [\text{mm}^2]$	$A_{p,N}^0 [\text{mm}^2]$	$\tau_{Rk,ucr,20} [\text{kN/m}^2]$	$s_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{min} [\text{mm}]$	$f_{c,chl} [\text{kN/m}^2]$
66.070	76.738	10.000,00	277,0	138,5	100,0	25.000,00
$\psi_c$	$\tau_{Rk,cr} [\text{kN/m}^2]$	$k_3$	$\tau_{Rk,c} [\text{kN/m}^2]$	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	5.624,11	7,700	10.212,44	1,000	1,000	
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,917	1,000	
$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$				
0,950	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0 [\text{kN}]$	$N_{Rk,p} [\text{kN}]$	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$		
21.202	16.732	1.500	11.155	3.150		

## 3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{c,chl} [\text{kN/m}^2]$		
75.000	90.000	150,0	300,0	25.000,00		
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,900	1,000	
$z [\text{mm}]$	$\psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$
0,0	1,000	7,700	38,500	1,500	19,250	3,150

ID gruppo ancoranti

1

Risulta  $N_{Rd} = 11,5 \text{ kN} > N_{max} = 2,15 \text{ kN}$ , quindi la verifica risulta soddisfatta.

## 8.5.7 Confronto della sicurezza tra stato di fatto e stato di progetto (meccanismi locali)

Per maggiore chiarezza si riporta una sintesi dei fattori di sicurezza sismica ottenuti per i diversi cinematismi analizzati (allo stato di fatto ed allo stato di progetto).

TIPO DI VERIFICA		STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
VERIFICHE LOCALI	CINE 1	$\xi_{E\_CINE\ 1} = 0,14$	$\xi_{E\_CINE\ 1} = 0,72$
	CINE 2	$\xi_{E\_CINE\ 2} = 0,18$	$\xi_{E\_CINE\ 2} = 0,65$
	CINE 3	$\xi_{E\_CINE\ 3} = 0,24$	$\xi_{E\_CINE\ 3} = 0,76$
	CINE 4	$\xi_{E\_CINE\ 4} = 0,45$	$\xi_{E\_CINE\ 4} = 0,69$
	CINE 5	$\xi_{E\_CINE\ 5} = 0,61$	—
		<b>min(<math>\xi_{E\_CINE}</math>)</b> <b>0,18</b>	<b>min(<math>\xi_{E\_CINE}</math>)</b> <b>0,65</b>

Si può concludere quindi che nello stato di fatto, il cinematismo più probabile, ovvero quello della parete di fondo della torre scenica, si attiva per un'azione sismica pari al 18% di quella di progetto prevista per le nuove costruzioni. Nello stato di progetto, il cinematismo più probabile resta comunque quello relativo alla torre scenica, ma la sua attivazione si verifica in corrispondenza di un'azione sismica pari al 67% dell'azione di progetto.

Per quanto riguarda la parete principale dell'avancorpo nello stato di fatto il fattore di sicurezza è paragonabile a quello degli altri cinematismi allo stato di fatto. Si sceglie pertanto di non realizzare ulteriori interventi

Si può dunque concludere, che anche nel caso del funzionamento locale della struttura si è conseguito un miglioramento della risposta sismica.

## 9 Progetto e verifica delle nuove strutture indipendenti

### 9.1 Nuova scala antincendio nel cortile nord

Come meglio descritto nella relazione generale ed architettonica di questo progetto, è prevista la realizzazione di una scala di emergenza in corrispondenza del cortile interno del teatro. Nell'ambito di questa relazione se ne descrivono gli aspetti strutturali.

La scala in oggetto, a partire dalla quota del cortile, arriverà a servire i tre livelli degli ordini dei palchetti comprendo complessivamente un dislivello pari a 7,30 m.

Strutturalmente, risulterà scollegata ed indipendente dal corpo di fabbrica esistente e sarà realizzata, in acciaio S235, con dei telai controventati a sostegno dei cosciali. Le fondazioni saranno realizzate con una platea in c.a. gettata in opera dello spessore di 30 cm. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici. Di seguito si riportano i profili adottati:

- Cosciali delle rampe in profilati UPN240
- Colonne dei telai di sostegno in profilati HEB200;
- Traversi superiori dei telai di sostegno in profilati IPE200;
- Traversi intermedi dei telai di sostegno in tubi cavi rettangolari (scatolati) 60x100x4;
- Controventi a croce costituiti da profili angolari 50x5 accoppiati.

#### 9.1.1 Verifica struttura della nuova scala antincendio

##### 9.1.1.1 Analisi dei carichi

Il peso proprio delle opere in carpenteria metallica è stato assegnato in automatico all'interno del software di calcolo in funzione delle reali caratteristiche della sezione, partendo da un valore del peso per unità di volume pari a  $\gamma_{acc} = 7850 \text{ kg/mc}$  così come definito al par. 3.1.2 delle NTC2018.

I carichi permanenti portati sono stati applicati sugli elementi in funzione delle corrispondenti aree di influenza.

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Gradini in grigliato	-	-	50
Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]			50
Accidentali da utilizzo (cat C -scale comuni) Qk1 [kg/mq]			400
Accidentali da carico neve Qk2 [kg/mq]			80

Strato	i [m]	Q[kg/mq]	q[kg/ml]
Gradini in grigliato	0,50	50	25
Permanenti strutturali g1 [kg/ml]			25
Ringhiera	-	-	10
Permanenti non strutturali g2 [kg/ml]			10
Accidentali da utilizzo	0,50	400	200
Accidentali da carico neve	0,50	80	40
Accidentali da utilizzo qk1 [kg/ml]			200
Accidentali da carico neve qk2 [kg/ml]			40

Nella tabella seguente si riportano i carichi elementari introdotti nel modello di calcolo ed i rispettivi coefficienti di amplificazione e partecipazione:

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE						
Azione			$\gamma_{SLU}$ (sfav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1a: Peso proprio	1,3	-	-	-
		g1b: Grigliato	1,3	-	-	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	Ringhiera	1,5	-	-	-
q1k	Carico da utilizzo	q1a: Cat. C	1,5	0,7	0,7	0,6
q2k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		1,5	0,5	0,2	0,0

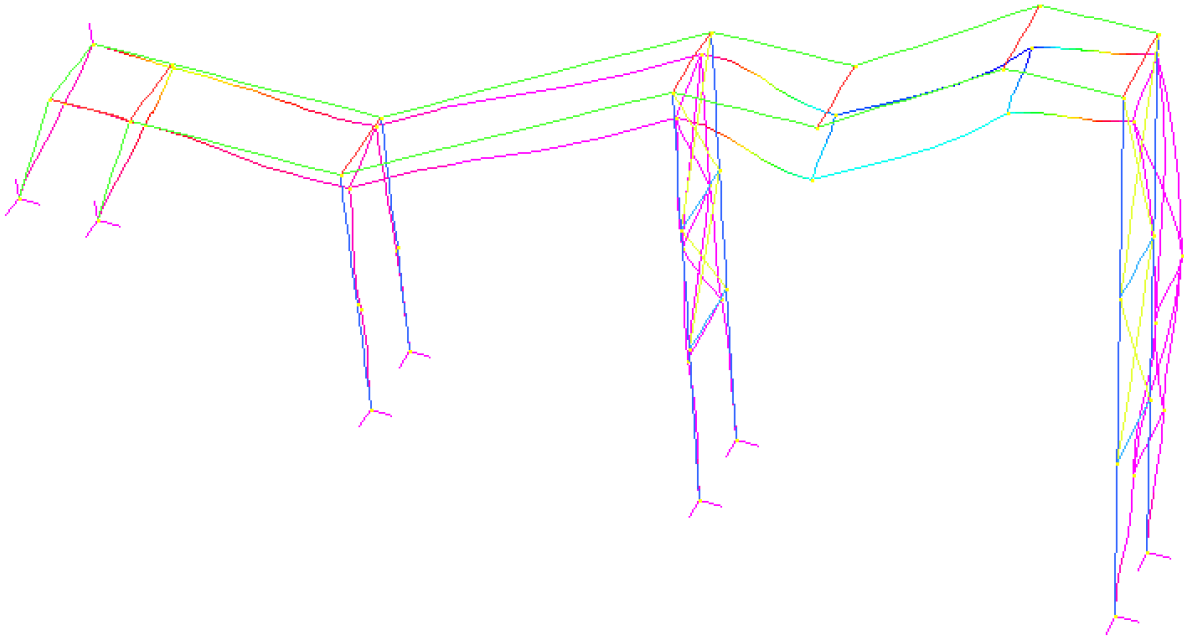
Sono state condotte le analisi sia per i carichi gravitazionali, sia per l'azione sismica mediante spettro di risposta con fattore di struttura  $q=1$ . Le combinazioni di carico considerate sono:

COMBINAZIONI SLU						
Azione			STR01		STR02	
			$\gamma_{SLU}$	$\psi_0$	$\gamma_{SLU}$	$\psi_0$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1a: Peso proprio	1,3	-	1,3	-
		g1b: Grigliato	1,3	-	1,3	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	Ringhiera	1,5	-	1,5	-
q1k	Carico da utilizzo	q1a: Cat. C	1,5	1,00	1,5	0,7
q2k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		1,5	0,5	1,5	1,00

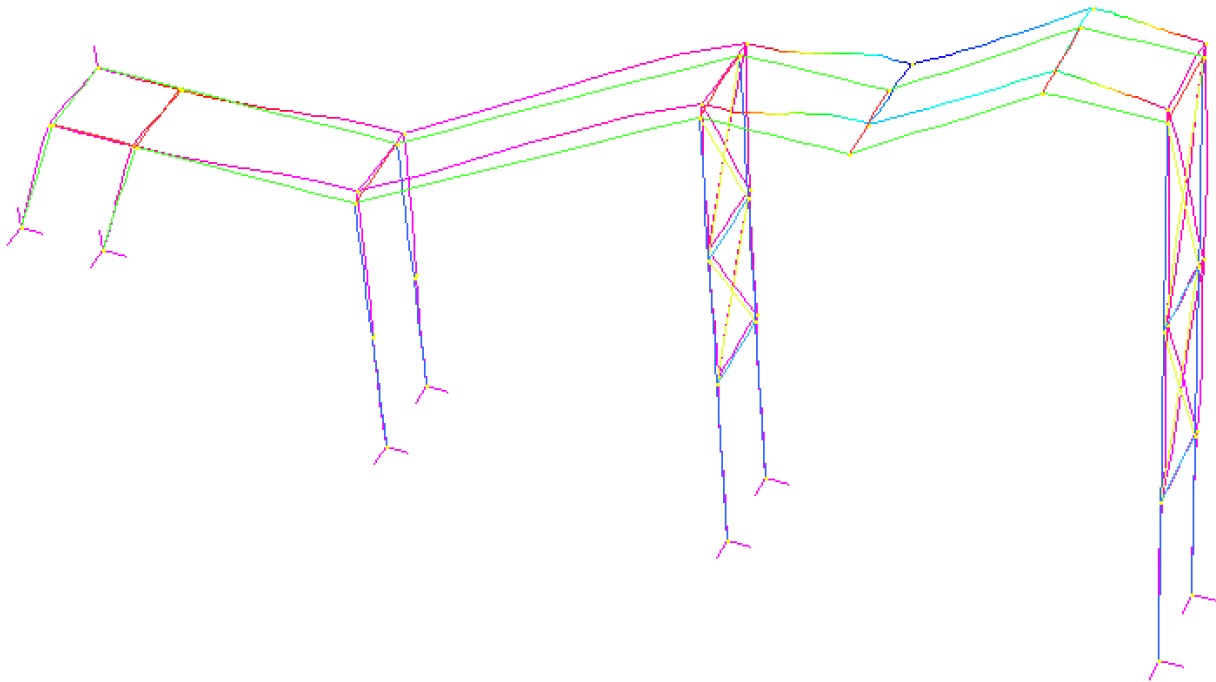
COMBINAZIONI SLE – QUASI PERMANENTE			
Azione			QP01
			$\psi_2$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1a: Peso proprio	-
		g1b: Grigliato	-
g2k	Carichi permanenti non strutturali	Ringhiera	-
q1k	Carico da utilizzo	q1a: Cat. C	0,6
q2k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		0,0

COMBINAZIONI SISMICHE ALLO SLV										
Azione			SLV01 LONG	SLV02 LONG	SLV03 LONG	SLV04 LONG	SLV01 TRASV	SLV02 TRASV	SLV03 TRASV	SLV04 TRASV
			$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1a: Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1
		g1b: Grigliato	1	1	1	1	1	1	1	1
g2k	Carichi permanenti non strutturali	Ringhiera	1	1	1	1	1	1	1	1
q1k	Carico da utilizzo	q1a: Cat. C	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
q2k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		0	0	0	0	0	0	0	0
E1	Azione sismica longitudinale SLV		1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,3	-0.3	0,3	-0.3
E2	Azione sismica trasversale SLV		0,3	-0.3	0,3	-0.3	1,00	1,00	-1,00	-1,00
COMBINAZIONI SISMICHE ALLO SLD										
Azione			SLD01 LONG	SLD02 LONG	SLD03 LONG	SLD04 LONG	SLD01 TRASV	SLD02 TRASV	SLD03 TRASV	SLD04 TRASV
			$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$	$\gamma/\psi 2$
g1k	Carichi permanenti strutturali	g1a: Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1
		g1b: Grigliato	1	1	1	1	1	1	1	1
g2k	Carichi permanenti non strutturali	Ringhiera	1	1	1	1	1	1	1	1
q1k	Carico da utilizzo	q1a: Cat. C	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
q2k	Neve (a quota <1000 m s.l.m)		0	0	0	0	0	0	0	0
E1	Azione sismica longitudinale SLD		1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,3	-0.3	0,3	-0.3
E2	Azione sismica trasversale SLD		0,3	-0.3	0,3	-0.3	1,00	1,00	-1,00	-1,00

Si riportano di seguito, a titolo esemplificativo, le deformate relative alle due combinazioni più gravose: SLV01\_LONG con carico sismico predominante lungo la direzione longitudinale e SLV04\_TRASV con carico predominante lungo la direzione trasversale.



**Figura 145 – Deformata nella condizione di carico SLV01\_long**



**Figura 146 – Deformata nella condizione di carico SLV04\_trasv**

Di seguito si riportano le verifiche relative ai diversi elementi strutturali.



### 9.1.1.2 Verifiche colonne HEB200

**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCl: Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Ordina per ☒ Wy ☐ ly ☐ g

☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB

☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC

☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

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

Lunghezze di libera inflessione [m]: l<sub>0y</sub>: 0 l<sub>0z</sub>: 0

N<sub>sd</sub> [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 B	20,4	100	100	6,00	10,00	12,00
HE 120 B	26,7	120	120	6,50	11,00	12,00
HE 140 B	33,7	140	140	7,00	12,00	12,00
HE 160 B	42,6	160	160	8,00	13,00	15,00
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00

Plotta

HE 200 B

N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 1.748 N<sub>bz,Rd</sub> [kN]: 1.748 V<sub>ply,Rd</sub> [kN]: 320,8

M<sub>cy,Rd</sub> [kNm]: 143,8 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm]: 68,44 V<sub>plz,Rd</sub> [kN]: 775,3

g (Kg/m): 61,3 h (mm): 200 r2 (mm): 0

b (mm): 200 A (cm2): 78,08 i<sub>y</sub> (cm): 8,54 i<sub>z</sub> (cm): 5,07

tw (mm): 9 I<sub>y</sub> (cm4): 5.696 I<sub>z</sub> (cm4): 2.003 I<sub>T</sub> (cm4): 59,28

tf (mm): 15 W<sub>y</sub> (cm3): 569,6 W<sub>z</sub> (cm3): 200,3 I<sub>w</sub> (cm6): 171.100

r1 (mm): 18 W<sub>pl,y</sub> (cm3): 642,5 W<sub>pl,z</sub> (cm3): 305,8

Classe Sezione: Compressione 1 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 1

Verifiche: Presso Flessione Svergolamento

Figura 147 – Caratteristiche inerziali della sezione

HE 200 B Acciaio: S235 (Fe360) fy (N/mm2): 235

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$

	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{100}{15 \times 1,0} = 6,67$	
<b>ALFA</b>	<b>FLESSIONE M<sub>z</sub></b> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1	<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1
<b>ANIMA</b>	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{134,0}{9 \times 1,0} = 14,89$	
	<b>FLESSIONE M<sub>y</sub></b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

Classe Presso-Flessione 1

Figura 148 – Classificazione della sezione

### VERIFICA A SFORZO NORMALE

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche indicando l'elemento e la combinazione in cui si verifica la condizione più gravosa:

TIPO VERIFICA	PILASTRO	COMBINAZIONE	Nsd
TRAZIONE ASSIALE	4	SLV01_TRASV	38,5 kN
COMPRESSIONE ASSIALE	4	SLV04_TRASV	-63,9 kN

STABILITÀ A COMPRESSIONE	4	SLV04_TRASV	-63,9 kN
STABILITÀ A COMPRESSIONE	1	SLV04_TRASV	-23,1 kN

- Pil. 4-Trazione assiale

$$N_{tRd} = \min \{ N_{pl,Rd} = (A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}); N_{u,Rd} = (0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}) \} = \mathbf{1747,5 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{tRd} = 38,5 / 1747,5 = 0,02$$

- Pil-4-Compressione assiale e stabilità a compressione

Instabilità attorno all'asse y-y del pil.4

$L = 2,3 \text{ m}$ ;  $L_0 = 4,6 \text{ m}$  (mensola);  $\lambda = 53,86$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 0,5736$ ; curva di instabilità: b;  $\alpha = 0,34$ ;  $\phi = 0,728$ ;  $\chi = 0,8501$ ;  $N_{by,Rd} = 1485,5 \text{ kN}$

Instabilità attorno all'asse z-z del pil.4

$L = 2,3 \text{ m}$ ;  $L_0 = 1,6 \text{ m}$  (incastro-appoggio);  $\lambda = 31,76$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 0,3382$ ; curva di instabilità: c;  $\alpha = 0,49$ ;  $\phi = 0,591$ ;  $\chi = 0,9296$ ;  $N_{bz,Rd} = 1624,4 \text{ kN}$

$$N_{b,Rd} = \min \{ N_{by,Rd}; N_{bz,Rd} \} = \mathbf{1485,5 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{b,Rd} = 63,9 / 1485,5 = 0,04$$

- Pil-1 - Stabilità a compressione

Instabilità attorno all'asse y-y del pil.1

$L = 3,5 \text{ m}$ ;  $L_0 = 7 \text{ m}$  (mensola);  $\lambda = 81,97$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 0,8729$ ; curva di instabilità: b;  $\alpha = 0,34$ ;  $\phi = 0,9954$ ;  $\chi = 0,6785$ ;  $N_{by,Rd} = 1185,8 \text{ kN}$

Instabilità attorno all'asse z-z del pil.1

$L = 3,5 \text{ m}$ ;  $L_0 = 2,45 \text{ m}$  (incastro-appoggio);  $\lambda = 48,32$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 0,5146$ ; curva di instabilità: c;  $\alpha = 0,49$ ;  $\phi = 0,7095$ ;  $\chi = 0,8348$ ;  $N_{bz,Rd} = 1458,8 \text{ kN}$

$$N_{b,Rd} = \min \{ N_{by,Rd}; N_{bz,Rd} \} = \mathbf{1185,8 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{b,Rd} = 23,1 / 1185,8 = 0,02$$

VERIFICHE SODDISFATTE

#### VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE

TIPO VERIFICA	PILASTRO	COMBINAZIONE	Msd
FLESSIONE MONOASSIALE RETTA (dir.y)	4	SLV01_TRASV	9,6 kNm
FLESSIONE MONOASSIALE RETTA (dir.z)	6	SLV01_LONG	2,7 kNm

- Pil-4 – Flessione monoassiale retta

$$M_{cy,Rd} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = \mathbf{143,8 \text{ kNm}}$$

$$F.S = M_{sd} / M_{cy,Rd} = -9,6 / 143,8 = 0,06$$

- Pil-6 – Flessione monoassiale retta

$$M_{cz,Rd} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 68,4 \text{ kNm}$$

$$F.S = M_{sd} / M_{cz,Rd} = 2,7 / 68,4 = 0,04$$

VERIFICHE SODDISFATTE

VERIFICA A TAGLIO

TIPO VERIFICA	PILASTRO	COMBINAZIONE	Vsd
TAGLIO (dir.y)	4	SLV04_TRASV	-6,01 kN
TAGLIO (dir.z)	5	SLV01_LONG	1,19 kN

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 232,6 \text{ kN}$$

$$F.S = V_{sd} / V_{c,Rd} = 6,01 / 232,6 = 0,02$$

VERIFICHE SODDISFATTE

VERIFICA PER COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La sezione più sollecitata a pressoflessione biassiale è:

TIPO VERIFICA	PILASTRO	COMBINAZIONE	Nsd	Vsd,y	Msd,y	Vsd,z	Msd,z
PRESSOFLESSIONE BIASSIALE	4	SLV01_TRASV	32,7	6,0	9,6	0,12	1,07

$V_{sd,max} / V_{c,Rd} = 6,0 / 232,6 = 0,02 < 0,5$ , quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 32,7 / 1747,5 = 0,02; a = 0,23$$

$$M_{n,y,Rd} = M_{cy,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5a) = 143,8 \cdot 0,96 = 137,3 \text{ kNm}$$

$$M_{n,z,Rd} = M_{cz,Rd} = 68,4 \text{ kNm} \quad (\text{poiché } n < a)$$

La verifica a pressoflessione ai sensi della formula [4.2.39] delle NTC 2018 risulta:

$$(M_{sd,y} / M_{n,y,Rd}) + (M_{sd,z} / M_{n,z,Rd}) = (9,6 / 137,3) + (1,07 / 68,4) = 0,09 < 1$$

VERIFICHE SODDISFATTE

### 9.1.1.3 Verifiche travi IPE200

**Doppio T Laminati - F1 per aiuto**

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClas Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ w<sub>y</sub> ☐ l<sub>y</sub> ☐ g

Acciaio: S235 (Fe360) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>): 235 f<sub>u</sub>: 360

Lunghezze di libera inflessione [m]: l<sub>0y</sub>: 0 l<sub>0z</sub>: d

N<sub>sd</sub> [kN]: 23

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 100	8,1	100	55	4,10	5,70	7,00
IPE 120	10,4	120	64	4,40	6,30	7,00
IPE 140	12,9	140	73	4,70	6,90	7,00
IPE 160	15,8	160	82	5,00	7,40	9,00
IPE 180	18,8	180	91	5,30	8,00	9,00
IPE 200	22,4	200	100	5,60	8,50	12,00
IPE 220	26,7	220	110	5,90	8,90	12,00

Plotta

IPE 200

N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 637,4 N<sub>bz,Rd</sub> [kN]: 637,4 V<sub>ply,Rd</sub> [kN]: 180,9

M<sub>cy,Rd</sub> [kNm]: 49,37 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm]: 9,984 V<sub>plz,Rd</sub> [kN]: 219,7

g (Kg/m): 22,4 h (mm): 200 r2 (mm): 0

b (mm): 100 A (cm<sup>2</sup>): 28,48 i<sub>y</sub> (cm): 8,26 i<sub>z</sub> (cm): 2,24

tw (mm): 5,6 I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>): 1.943 I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>): 142,4 I<sub>t</sub> (cm<sup>4</sup>): 6,98

tf (mm): 8,5 W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>): 194,3 W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>): 28,47 I<sub>w</sub> (cm<sup>6</sup>): 12,990

r1 (mm): 12 W<sub>pl,y</sub> (cm<sup>3</sup>): 220,6 W<sub>pl,z</sub> (cm<sup>3</sup>): 44,61

Classe Sezione

Compressione: 1

Flessione My: 1

Flessione Mz: 1

Presso-Flessione: 1

Verifiche

Presso Flessione

Svergolamento

Figura 149 – Caratteristiche inerziali della sezione

**Classificazione - EC3 #5.2**

IPE 200 Acciaio: S235 (Fe360) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>): 235

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$

	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{50}{8,5 \times 1,0} = 5,88$	
A L A	<b>FLESSIONE M<sub>z</sub></b>	<b>COMPRESSIONE</b>
	$0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1	$0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{159,0}{5,6 \times 1,0} = 28,39$	
	<b>FLESSIONE M<sub>y</sub></b>	<b>COMPRESSIONE</b>
	$0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	$0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

Classe Presso-Flessione: 1

Figura 150 – Classificazione della sezione

VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Msd
FLESSIONE MONOASSIALE RETTA (dir.y)	1-2	SLV01_TRASV	6,03 kNm
FLESSIONE MONOASSIALE RETTA (dir.z)	3-4	SLV04_TRASV	2,5 kNm

- Trave 1-2 – Flessione monoassiale retta

$$M_{cy,Rd} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 49,37 \text{ kNm}$$

$$F.S = Msd / M_{cy,Rd} = 6,03 / 49,37 = 0,1$$

- Trave 3-4 – Flessione monoassiale retta

$$M_{cz,Rd} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 9,98 \text{ kNm}$$

$$F.S = Msd / M_{cz,Rd} = 2,57 / 9,98 = 0,25$$

VERIFICHE SODDISFATTE

VERIFICA A TAGLIO

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Vsd
TAGLIO (dir.y)	1-2	SLV04_TRASV	12,14 kN
TAGLIO (dir.z)	3-4	SLV04_TRASV	1,19 kN

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 144,7 \text{ kN}$$

$$F.S = V_{sd,max} / V_{c,Rd} = 12,14 / 144,7 = 0,08$$

VERIFICHE SODDISFATTE

VERIFICA PER COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La sezione più sollecitata a pressoflessione biassiale è:

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Nsd	Vsd,y	Msd,y	Vsd,z	Msd,z
PRESSOFLESSIONE BIASSIALE	1-2	SLV01_TRASV	0,02 kN	12,14 kN	6,03 kNm	0,9 kN	0,5 kNm

$V_{sd,max} / V_{c,Rd} = 0,9 / 144,7 = 0,006 < 0,5$ , quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0,02 / 637,4 \sim 0; a = 0,4$$

$$M_{n,y,Rd} = M_{cy,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5a) = 49,37 \cdot 0,8 = 39,5 \text{ kNm}$$

$$M_{n,z,Rd} = M_{cz,Rd} = 9,98 \text{ kNm} \quad (\text{poiché } n < a)$$

La verifica a pressoflessione ai sensi della formula [4.2.39] delle NTC 2018 risulta:

$$(M_{sd,y}/M_{n,y,Rd}) + (M_{sd,z}/M_{n,z,Rd}) = (6,03/39,5) + (0,5/9,98) = 0,2 < 1$$

VERIFICHE SODDISFATTE

#### 9.1.1.4 Verifiche controventi 2XL50X6

**Profili L**

File Tipo Profilo ?

☒ L Uguali ☒ Doppi ☐ Accosta lato corto ☐ L Disuguali

Ordina per: ☐ i<sub>y</sub> ☐ i<sub>y</sub> ☒ g

Acciaio: S235 (Fe360) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>): 235 f<sub>u</sub>: 360

Lunghezze di libera inflessione [m]: l<sub>0y</sub>: 0 l<sub>0z</sub>: 0 l<sub>0v</sub>: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 45 x 45 x 6	4,0	45	45	6,00	7,00	3,50
L 50 x 50 x 6	4,5	50	50	6,00	7,00	3,50
L 60 x 60 x 5	4,6	60	60	5,00	8,00	4,00
L 60 x 60 x 6	5,4	60	60	6,00	8,00	4,00
L 70 x 70 x 6	6,4	70	70	6,00	9,00	4,50
L 55 x 55 x 8	6,5	55	55	8,00	8,00	4,00

Plotta

2 L 50 x 50 x 6 N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 254,7 N<sub>bx,Rd</sub> [kN]: 254,7

g (Kg/m): 8,94 h (mm): 50 b (mm): 50 t (mm): 6

A (cm<sup>2</sup>): 11,38 I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>): 25,68 W<sub>z</sub> (cm<sup>3</sup>): 12,49 I<sub>v</sub> (cm<sup>4</sup>): 5,339

I<sub>y</sub> (cm): 1,502 I<sub>z</sub> (cm<sup>4</sup>): 68,72 I<sub>u</sub> (cm<sup>4</sup>): 20,34 I<sub>v</sub> (cm): 0,968

Classe Sezione: Compressione 1

Figura 151 – Caratteristiche inerziali della sezione

**Classificazione - EC3 #5.5.2**

L 50 x 50 x 6 Acciaio: S235 (Fe360) f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>): 235

**COMPRESSIONE**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$$\frac{h}{t \cdot \varepsilon} = \frac{50}{6 \times 1,0} = 8,33$$

$$0 < \frac{h}{t \cdot \varepsilon} \leq 10 \quad \text{Classe 1}$$

**Classe Sezione 1**

Figura 152 – Classificazione della sezione

TIPO VERIFICA	COMBINAZIONE	N <sub>sd</sub>
DIAGONALE TESO (L=2 m)	SLV01_TRASV	15,3 kN
DIAGONALE TESO (L=2,85 m)	SLV01_TRASV	7,4 kN
DIAGONALE COMPRESSO (L=2 m)	SLV04_TRASV	-17,1 kN
DIAGONALE COMPRESSO (L=2,85 m)	SLV04_TRASV	-8,4 kN

- Diagonale teso-Trazione assiale

$$N_{tRd} = \min \{ N_{pl,Rd} = (A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}); N_{u,Rd} = (0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}) \} = \mathbf{254,6 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd,max} / N_{tRd} = 15,3 / 254,6 = 0,06$$

- Diagonale compresso - Compressione assiale e stabilità a compressione

1. Instabilità attorno all'asse y-y del diagonale compresso L=2,0 m

$$L_0 = 2,0 \text{ m (cerniera-cerniera)}; \lambda = 113,16; \lambda / \lambda_1 = 1,42; \text{ curva di instabilità: c; } \alpha = 0,49; \phi = 1,80; \\ \chi = 0,34; N_{by,Rd} = 87,26 \text{ kN}$$

Instabilità attorno all'asse z-z del diagonale compresso L=2,0 m

$$L_0 = 2,0 \text{ m (cerniera-cerniera)}; \lambda = 81,39; \lambda / \lambda_1 = 0,87; \text{ curva di instabilità: c; } \alpha = 0,49; \phi = 1,039; \\ \chi = 0,62; N_{bz,Rd} = 158,0 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = \min \{ N_{by,Rd}; N_{bz,Rd} \} = \mathbf{87,26 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{b,Rd} = 17,1 / 87,26 = 0,2;$$

2. Instabilità attorno all'asse y-y del diagonale compresso L=2,85 m

$$L_0 = 2,85 \text{ m (cerniera-cerniera)}; \lambda = 189,75; \lambda / \lambda_1 = 2,02; \text{ curva di instabilità: c; } \alpha = 0,49; \phi = 2,98; \\ \chi = 0,19; N_{by,Rd} = 49,1 \text{ kN}$$

Instabilità attorno all'asse z-z del diagonale compresso L=2,85 m

$$L_0 = 2,85 \text{ m (cerniera-cerniera)}; \lambda = 115,98; \lambda / \lambda_1 = 1,23; \text{ curva di instabilità: c; } \alpha = 0,49; \phi = 1,23; \\ \chi = 0,42; N_{bz,Rd} = 106,3 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = \min \{ N_{by,Rd}; N_{bz,Rd} \} = \mathbf{49,1 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{b,Rd} = 8,4 / 49,1 = 0,2;$$

VERIFICHE SODDISFATTE



### 9.1.1.5 Verifiche cosciale UPN240

**Profili U**

File Tipo Profilo ?

☒ UPN ☐ Doppio ☐ UAP

Ordina per: ☒ Wy ☐ ly ☐ g

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

Lunghezze di libera inflessione [m]: ly: 4,7 lz: 4,7

Aggiorna Tabella

	designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
	UPN 200	25,3	200	75	8,50	11,50	11,50
	UPN 220	29,4	220	80	9,00	12,50	12,50
	<b>UPN 240</b>	33,2	240	85	9,50	13,00	13,00
	UPN 260	37,9	260	90	10,00	14,00	14,00
	UPN 280	41,8	280	95	10,00	15,00	15,00
	UPN 300	46,2	300	100	10,00	16,00	16,00

Plotta

UPN 240

N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 775,1 N<sub>bz,Rd</sub> [kN]: 175,3 V<sub>ply,Rd</sub> [kN]: 298,8

M<sub>cy,Rd</sub> [kNm]: 80,12 M<sub>cz,Rd</sub> [kNm]: 16,94 V<sub>plz,Rd</sub> [kN]: 285,6

g (Kg/m): 33,2 h (mm): 240 r2 (cm): 6,5

b (mm): 85 A (cm2): 42,3 iy (cm): 9,22 iz (cm): 2,42

tw (mm): 9,5 ly (cm4): 3.600 lz (cm4): 248 It (cm4): 19,7

tf (mm): 13 Wy (cm3): 300 Wz (cm3): 39,6 lw (cm6): 22.100

r1 (mm): 13 Wpl,y (cm3): 358 Wpl,z (cm3): 75,7

Classe Sezione: Compressione 1 Flessione My 1 Flessione Mz 1

Figura 153 – Caratteristiche inerziali della sezione

**Classificazione - EC3 #5.5.2**

UPN 240 Acciaio: S235 (Fe360) fy (N/mm2): 235

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$

	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{85}{13 \times 1,0} = 6,54$	
<b>ALFA</b>	<b>FLESSIONE Mz</b> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1	<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1
<b>ANIMA</b>	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{184,72}{9,5 \times 1,0} = 19,44$ <b>FLESSIONE My</b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	<b>COMPRESSIONE</b> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

Classe Presso-Flessione 1

Figura 154 – Classificazione della sezione

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Nsd
TRAZIONE ASSIALE	2-4	SLV01_LONG	12,6 kN
COMPRESSIONE ASSIALE	2-4	SLV04_LONG	-12,1 kN

- Trazione assiale

$$N_{tRd} = \min \{ N_{pl,Rd} = (A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}); N_{u,Rd} = (0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}) \} = \mathbf{946,7 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{tRd} = 12,6 / 946,7 = 0,01$$

- Compressione assiale e stabilità a compressione

Instabilità attorno all'asse y-y

$L = 4,7 \text{ m}$ ;  $L_0 = 4,7 \text{ m}$  (cerniera-cerniera);  $\lambda = 50,98$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 0,54$ ; curva di instabilità: c;  $\alpha = 0,49$ ;  $\phi = 0,73$ ;  $\chi = 0,82$ ;  $N_{by,Rd} = 775,1 \text{ kN}$

Instabilità attorno all'asse z-z

$L = 4,7 \text{ m}$ ;  $L_0 = 4,7 \text{ m}$  (cerniera-cerniera);  $\lambda = 194,2$ ;  $\lambda / \lambda_1 = 2,1$ ; curva di instabilità: c;  $\alpha = 0,49$ ;  $\phi = 3,10$ ;  $\chi = 0,19$ ;  $N_{bz,Rd} = 175,3 \text{ kN}$

$$N_{b,Rd} = \min \{ N_{by,Rd}; N_{bz,Rd} \} = \mathbf{175,3 \text{ kN}}$$

$$F.S. = N_{sd} / N_{b,Rd} = 12,1 / 175,3 = 0,1$$

VERIFICHE SODDISFATTE

#### VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Msd
FLESSIONE MONOASSIALE RETTA (dir.y)	Beam13	STR01	10,8 kNm
FLESSIONE MONOASSIALE RETTA (dir.z)	Beam4	SLV01_TRASV	2,85 kNm

- Flessione monoassiale retta

$$M_{cy,Rd} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = \mathbf{80,1 \text{ kNm}}$$

$$F.S. = M_{sd} / M_{cy,Rd} = 10,8 / 80,1 = 0,13$$

- Flessione monoassiale retta

$$M_{cz,Rd} = w_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = \mathbf{16,9 \text{ kNm}}$$

$$F.S. = M_{sd} / M_{cz,Rd} = 2,85 / 16,9 = 0,17$$

VERIFICHE SODDISFATTE

#### VERIFICA A TAGLIO

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Vsd
TAGLIO (dir.y)	Beam13	STR01	12,7 kN
TAGLIO (dir.z)	Beam4	SLV04_TRASV	-3,6 kN

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = \mathbf{294,6 \text{ kN}}$$

$$F.S = V_{sdmax} / V_{c,Rd} = 12,7/294,6 = 0,04$$

VERIFICHE SODDISFATTE

VERIFICA PER COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La sezione più sollecitata a pressoflessione biassiale è:

TIPO VERIFICA	TRAVE	COMBINAZIONE	Nsd	Vsd,y	Msd,y	Vsd,z	Msd,z
PRESSOFLESSIONE BIASSIALE	beam4	SLV04_TRASV	-4,1 kN	0,9 kN	-4,7 kNm	-3,5 kN	-2,8 kNm

$V_{sdmax}/V_{c,Rd} = 3,5/294,6 = 0,01 < 0,5$ , quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§4.2.4.1.2.6 NTC 2018).

$$n = N_{sd}/N_{pl,Rd} = 4,1/946,7 = 0,0054; a = 1,0$$

$$M_{n,y,Rd} = M_{cy,Rd} * (1-n)/(1-0,5a) = 80,1 * 2,0 = 160,2 \text{ kNm} > M_{cy,Rd},$$

quindi  **$M_{n,y,Rd} = 80,1 \text{ kNm}$**

$$M_{n,z,Rd} = M_{cz,Rd} = 16,9 \text{ kNm} \text{ (poiché } n < a \text{)}$$

La verifica a pressoflessione ai sensi della formula [4.2.39] delle NTC 2018 risulta:

$$(M_{sd,y}/M_{n,y,Rd}) + (M_{sd,z}/M_{n,z,Rd}) = (4,7/80,1) + (2,8/16,9) = 0,22 < 1$$

VERIFICHE SODDISFATTE

## 9.1.1.6 Verifiche delle connessioni

Connessione di Base

Il dimensionamento del giunto di base avviene sulla base delle sollecitazioni massime al piede della colonna. Nella tabella seguente si riportano le reazioni massime del nodo di base più sollecitato (nodo 19):

COMBINAZIONE	FY	FX	FZ	MX	MZ
STR01	27,1	0,5	-0,5	-0,1	-1,0
STR02	23,9	0,5	-0,1	-0,1	-0,9
SLV01-LONG	50,9	0,7	4,4	7,1	0,3
SLV02-LONG	27,7	0,6	1,3	2,2	0,1
SLV03-LONG	0,34	-0,1	-1,4	-2,3	-1,0
SLV04-LONG	-23,6	-0,3	-4,5	-7,1	-1,2
SLV01-TRASV	60,1	0,6	6,0	9,5	0,2
SLV02-TRASV	44,7	0,3	4,2	6,7	-0,2
SLV03-TRASV	-17,3	0,1	-4,2	-6,8	-0,7
SLV04-TRASV	-32,7	-0,1	-6,0	-9,6	-1,1

In grigio le sollecitazioni che ai fini del calcolo della connessione sono trascurate

Tali reazioni corrispondono alle seguenti sollecitazioni più gravose sulla piastra di base:

COMBINAZIONE			Nsd	Msd
CARICHI GRAVITAZIONALI	STR01		-27,1	-

AZIONE SISMICA LONGITUDINALE	SLV01-LONG	Nmax	-50,9	-7,1
	SLV04-LONG	Nmin	+23,6	+7,1
AZIONE SISMICA TRASVERSALE	SLV01-TRASV	Nmax	-60,1	-9,5
	SLV04-TRASV	Nmax	+32,7	+9,5

Dimensionamento della piastra di base

L'area efficace in compressione al di sotto della piastra di base è data da:

$$c \leq t * (f_{yd} / (3,0 * f_{jd}))^{0,5}$$

con  $f_{jd} = \beta_j f_{Rdu}$  pari alla resistenza di contatto del giunto e  $\beta_j = 2/3$

Dove  $f_{Rdu}$ , la resistenza ultima a compressione della del calcestruzzo può essere assunta pari a  $f_{Rdu} = 3,0 * f_{cd}$

Nel caso in esame adottando calcestruzzo C25/30 si ha:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{Rdu} = 3 * 14,2 = 42,6 \text{ MPa}$$

$$f_{jd} = (2/3) * 42,6 \text{ MPa} = 28,4 \text{ MPa}$$

La larghezza c della zona di contatto addizionale (sbalzo massimo della piastra rispetto al pilastro) vale:

$$c \leq 30 \text{ mm} * ((235 / 1,05) / (3,0 * 28,4 \text{ MPa}))^{0,5} = 49 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{50 \text{ cm}}$$

Si scelgono le dimensioni efficaci della piastra di base: 290x290x30 mm.

Verifica a pressoflessione

Consideriamo la condizione in cui si ha Mmax, le sollecitazioni sono quindi **Nsd = -60,1 kN** e **Msd = -9,5 kNm**.

Si sceglie di adottare 3 tirafondi M12 classe 8.8, disposti come nella Figura 70, aventi resistenza:

$$F_{t,Rd} = 3 * (0,9 * f_{tbk} * A_{res}) / \gamma_{Mb} = 3 * 0,9 * 800 * 84,3 \text{ mm}^2 / 1,25 = 2 * 48,6 \text{ kN} = 145,8 \text{ kN}$$

La resistenza della zona compressa è:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} * A_c = 28,4 \text{ MPa} * 34500 \text{ mm}^2 = 979,8 \text{ kN}$$

Per l'equilibrio alla traslazione deve risultare  $C - T \geq N_{Ed} = 60,1 \text{ kN}$ . Poiché risulta  $F_{c,Rd} - F_{t,Rd} = 834 \text{ kN} > N_{Ed}$  la componente di trazione governa l'equazione.

$$\text{Posto } T = F_{t,Rd} \text{ risulta } C = T + N_{Ed} = 145,8 \text{ kN} + 60 \text{ kN} = 205,8 \text{ kN}$$

$$\text{da cui } M_{Rd} = T * z_T + C * z_c = 145,8 \text{ kN} * 0,125 \text{ m} + 205,8 \text{ kN} * 0,0925 \text{ m} = 37,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 9,5 \text{ kNm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a flessione della piastra per effetto del momento indotto dai tirafondi

$$M_{Ed} = F_{t,Rd} * d = 145,8 \text{ kN} * 0,025 \text{ m} = 3,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = (f_{yd} * w_{el}) / \gamma_{M0} = (235 \text{ MPa} * 45 * 10^3 \text{ mm}^3) / 1,05 = 10,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 3,6$$

$$\text{con } w_{el} = (300 * 30^2) / 6 = 45 * 10^3 \text{ mm}^3$$

VERIFICA SODDISFATTA

Trasmissione del taglio

L'azione tagliante è trasmessa dalla colonna alla fondazione tramite la resistenza a taglio dei tirafondi. La massima azione tagliante la si ottiene in condizioni sismiche ed è pari a  $V_{Ed} = 6,0 \text{ kN}$  e  $T_{Ed} = M_{Ed} / d = 9,5 \text{ kNm} / 0,22 \text{ m} = 43,2 \text{ kN}$ . Si riporta di seguito la verifica a trazione e taglio dei tirafondi. Si affida la trasmissione del taglio ai soli bulloni in zona compressa, ovvero ai 3 M12 classe 8.8:

$$F_{v,Rd} = 3 \cdot 0,5 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 3 \cdot 0,5 \cdot 800 \cdot 84,3 \text{ mm}^2 / 1,25 = 3 \cdot 80,9 \text{ kN} = 242,7 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 2 \cdot 48,6 \text{ kN} = 145,8 \text{ kN} \quad (3 \text{ M12})$$

$$(F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd}) = 6,0 / 242,7 + 43,2 / 1,4 \cdot 145,8 = 0,23 \leq 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

Si adotta un ancoraggio con la fondazione sfruttando l'aderenza tra la barra ed il calcestruzzo, sagomando i tirafondi ad uncino.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 2,25 \cdot 1,8 \text{ MPa} / 1,5 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\text{con } f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) = 1,8 \text{ MPa}$$

La lunghezza di ancoraggio del singolo tirafondo necessaria a garantire l'ancoraggio risulta essere:

$$l_{bd} = F_{t,Rd} / \pi \cdot \phi \cdot f_{bd} = 48,6 \cdot 10^3 \text{ N} / \pi \cdot 12 \cdot 2,7 = 478 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$

#### 9.1.1.7 Verifiche degli spostamenti

##### Verifica degli spostamenti verticali massimi

Si riportano di seguito gli spostamenti verticali massimi per gli stati limite di esercizio statici e dinamici:

COMBINAZIONE	d(vert.)
<b>QP01</b>	<b>-1,8 mm</b>
SLD01-LONG	-1,0 mm
SLD02-LONG	-1,2 mm
SLD03-LONG	-1,4 mm
SLD04-LONG	-1,6 mm
SLD01-TRASV	-1,1 mm
SLD02-TRASV	-1,2 mm
SLD03-TRASV	-1,6 mm
SLD04-TRASV	-1,7 mm

Lo spostamento massimo si verifica sul cosciale che 4-6 (L=5,2m). Lo spostamento massimo limite è assunto pari a 1/250 della luce (paragrafo 4.2.4.2.1 delle NTC2018).

$$d_{lim} = L / 250 = (5,2 \cdot 1000) / 250 = 20,8 \text{ mm}$$

Risulta dunque:

$$d_{max} = 1,8 \text{ mm} < d_{lim} = 20,8 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

##### Verifica degli spostamenti orizzontali in condizioni di esercizio (SLD)

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi, i quali si verificano nel nodo 12 posto in sommità

COMBINAZIONE	d(long.)	d(trasv.)
SLD01-LONG	0,2 mm	0,8 mm
SLD02-LONG	0,0 mm	0,0 mm

SLD03-LONG	-0,1 mm	0,0 mm
SLD04-LONG	-0,3 mm	-0,8 mm
SLD01-TRASV	0,3 mm	1,4 mm
SLD02-TRASV	0,2 mm	1,2 mm
SLD03-TRASV	-0,3 mm	-1,2 mm
<b>SLD04-TRASV</b>	<b>0,4 mm</b>	<b>1,5 mm</b>

Lo spostamento massimo limite in sommità è assunto pari a 1/500 dell'altezza:

$$d_{lim} = H/500 \rightarrow d_{lim} = (7,3 \cdot 1000 \text{ mm})/500 = 14,6 \text{ mm}$$

Risulta dunque:

$$d_{max} = 1,5 \text{ mm} < d_{lim} = 14,6 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Spostamenti orizzontali in condizioni di stato limite di salvaguardia della vita (SLD): Calcolo giunto tecnico

Al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2018, si impone una distanza minima tra costruzioni contigue, per evitare fenomeni di martellamento. Sono quindi stati considerati gli spostamenti massimi (nodo 12 in sommità) allo SLV, riportati nella tabella seguente:

COMBINAZIONE	d(long.)	d(trasv.)
SLV01-LONG	0,4 mm	1,5 mm
SLV02-LONG	0,1 mm	0,2 mm
SLV03-LONG	-0,2 mm	-0,2 mm
SLV04-LONG	-0,5 mm	-1,5 mm
<b>SLV01-TRASV</b>	<b>0,6 mm</b>	<b>2,5 mm</b>
SLV02-TRASV	0,4 mm	2,0 mm
SLV03-TRASV	-0,5 mm	-2,0 mm
<b>SLV04-TRASV</b>	<b>0,7 mm</b>	<b>-2,5 mm</b>

Lo spostamento massimo in direzione trasversale desunto dal modello di calcolo è pari a 2,5mm.

Il calcolo della distanza minima tra la scala e l'edificio esistente viene determinata mediante la seguente relazione:

$$d_{min} = \max \{ \delta_1 + \delta_2; (H/100) \cdot (a_g \cdot S/g) \}$$

dove

$\delta_1$  = spostamento massimo della scala

$\delta_2$  = spostamento massimo del corpo esistente

A favore di sicurezza (la scala in acciaio è caratterizzata da una deformabilità superiore rispetto alla parete in muratura) si considera  $\delta_2 = \delta_1$ . Si ottiene dunque:

$$d_{min} = \max \{ 2,5 \text{ mm} + 2,5 \text{ mm}; 2 \cdot (7,3 \cdot 1000 \text{ mm}/100) \cdot (0,179 g \cdot 1,712/g) \} = \max \{ 5,0 \text{ mm}; 44 \text{ mm} \} = 44 \text{ mm}.$$

Pertanto tra la scala e l'edificio esistente si realizza un giunto di 50 mm.

### 9.1.1.8 Verifiche della fondazione

I pilastri della scala di emergenza esterna poggiano a coppie su una platea di fondazione.

La resistenza di progetto del terreno è  $\sigma_d = q_{lim}/2,3 = 2,78 \text{ kg/cm}^2/2,3 = 1,2 \text{ kg/cm}^2$

#### Dimensionamento della larghezza B

In fase preliminare di dimensionamento si considera il peso della fondazione incrementando del 10% lo sforzo normale trasferito dai pilastri. La dimensione massima della platea nella direzione trasversale della scala è limitata a  $L_{trav} = 120 \text{ cm}$  a causa dell'adiacenza con un fabbricato di altra proprietà.

A vantaggio di sicurezza, si considera lo scarico dei due pilastri pari al doppio dello sforzo normale massimo  $N_{pil,max} = 64 \text{ kN}$  ottenuto per la combinazione dei carichi SLV04\_TRASV.

$$B \geq 1,1 \cdot 2N_{pil,max} / \sigma_d \cdot L_{trav} = (1,1 \cdot 128 \cdot 10^2 \text{ kg}) / (1,2 \text{ kg/cm}^2 \cdot 120 \text{ cm}) = 140,8 \text{ cm} \sim 150 \text{ cm}$$

Quindi la tensione del terreno è pari a:

$$\sigma_{*f} = 128 \cdot 10^2 \text{ kg} / (120 \cdot 150) \text{ cm}^2 = 0,7 < \sigma_d = 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

Quindi la platea di fondazione avrà dimensioni in pianta di 1,20x1,50 mq. L'altezza pari a 30 cm

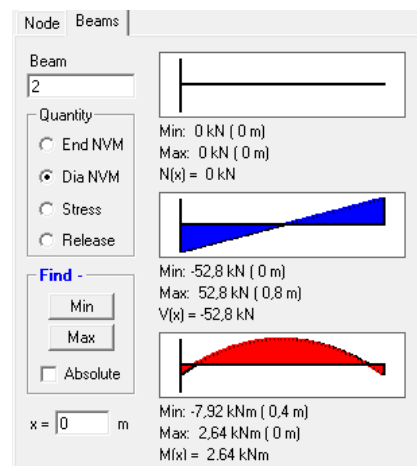
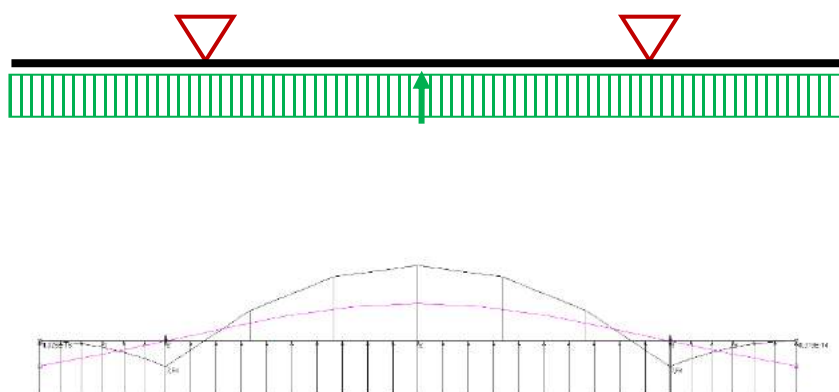
Il peso proprio della platea di fondazione è

$$G_1 = 1,20 \cdot 1,50 \text{ mq} \cdot 0,30 \cdot 25 \text{ KN/mc} = 13,5 \text{ kN}$$

Si ammette che il carico trasmesso da ogni pilastro ed il peso proprio della fondazione si ripartisca uniformemente sulla metà delle campate adiacenti:

$$p_1 = p_2 = 1,3 \cdot G_1 + N_1 / (0,20 + 0,80 / 2) \text{ m} = (17,6 + 64) \text{ kN} / 0,60 \text{ m} = 136 \text{ kN/m}$$

Di seguito si riporta lo schema statico assunto, Il diagramma delle sollecitazioni flettenti ed i valori delle sollecitazioni massime.



#### Verifica allo SLU per azioni flettenti

Si considera una sezione di verifica unitaria. La sezione è pertanto rettangolare con base pari a 100 cm ed altezza pari a 30 cm.

L'armatura di calcolo in direzione longitudinale e trasversale è assunta come segue:

- $\phi 12/25$  superiori ( $A_{s,sup} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,1\% A_c = 3 \text{ cm}^2$ )
- $\phi 12/25$  inferiori ( $A_{s,inf} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,1\% A_c = 3 \text{ cm}^2$ )

Il copriferro netto è assunto pari a 30mm.

Il momento flettente di calcolo è pari a  $M_{s,d} = -7,9 \text{ kNm}$

Nell'immagine seguente si riporta la verifica della sezione della platea di fondazione:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	3
2	4,52	27
3		
4		
5		
6		

**Sollecitazioni**  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d  δ

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
   
L<sub>o</sub>  cm   
☐ Precompresso

Il momento resistente è  $MRd = 47,88 \text{ kNm} > 7,9 \text{ kNm}$

VERIFICA SODDISFATTA



Verifica allo SLU per taglio

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5.1 è stata condotta la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglienti per elementi senza armatura trasversale a taglio.

L'azione tagliente di progetto è  $V_{sd} = 52,8$  kN.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$b_w = 1000$  mm;  $d = 270$  mm;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200\text{mm}/270\text{mm})^{1/2} = 1,86 < 2$ ;

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 4,52 \text{ cm}^2/(100 \cdot 27) \text{ cm}^2 = 0,001$  (0,1%);

$\sigma_{cp} = 0$  (A vantaggio di sicurezza si trascura l'azione favorevole dello sforzo normale di compressione);

$f_{ck} = 25$  MPa;  $\gamma_c = 1,5$ ;

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (1,86)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,4$  MPa

$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,001 \cdot 25)^{1/3} / \gamma_c] \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 270 \text{ mm}; [0,4 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 270 \text{ mm}] \} = 81,7$  kN

**$V_{Rd} = 81,7$  kN >  $V_{sd} = 52,8$  kN**

VERIFICA SODDISFATTA

## 9.2 Nuovo locale tecnico e vasca antincendio

Si realizza in corrispondenza sul lato del cortile posteriore un nuovo volume seminterrato adibito a vasca antincendio e locale tecnico giuntato rispetto al teatro. Le dimensioni in pianta del nuovo volume sono di 8,0x3,0 mq per un'altezza di 3,1m di cui 1,15 interrati.

La struttura sarà realizzata in setti di calcestruzzo armato classe C25/30 XC2 S4 di spessore 20 cm fondati su di una platea di spessore 30cm. La copertura sarà realizzata in soletta piena di spessore 20 cm.

Il piano di fondazione del nuovo corpo è posto a quota -2,32m, superiore al livello di falda (-2,44m).

### 9.2.1 Analisi dei carichi

#### Pareti in c.a

Strato	H [m]	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/ml]
Peso proprio	3,1	20	2500	1550
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>				<b>1550</b>
Intonaco	3,1	3	2000	186
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>				<b>186</b>

Le dimensioni in pianta della vasca antincendio sono di 2,6x3,0m e si prevede che contenga acqua fino ad un'altezza di battente pari a 2,35m. Si considera, a vantaggio di sicurezza, la spinta dovuta solo al volume di acqua, mentre si trascura la spinta del terreno che avrebbe verso opposto ad essa.

Si calcola la spinta dell'acqua sulle pareti laterali facendo riferimento ad una lunghezza unitaria.

$$G2(\text{acqua}) = \gamma_{\text{acqua}} \cdot A_{\text{parete}} (h_{\text{max}} + h_{\text{min}}) / 2 = 1000 \text{ kg/mc} \cdot (1,0 \cdot 2,35 \text{ mq}) \cdot ((2,35 + 0) / 2) \text{ m} = 2761 \text{ kg}$$

#### Soletta di copertura

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio	20	2500	500
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>500</b>
Massetto	3	1000	30
Pavimentazione	1		40
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>70</b>
<b>Accidentali da utilizzo Qk [kg/mlq]</b>			<b>400</b>

#### Soletta inferiore: Platea di fondazione –zona vasca

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio	30	2500	750
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>750</b>
Acqua	235	1000	2350
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>2350</b>

Soletta inferiore: Platea di fondazione –zona vano tecnico

Strato	sp. [cm]	$\gamma$ [kg/mc]	Q[kg/mq]
Peso proprio	30	2500	750
<b>Permanenti strutturali G1 [kg/mq]</b>			<b>750</b>
Gruppo antincendio (300 kg in 4,2 mq circa)	-	-	75
<b>Permanenti non strutturali G2 [kg/mq]</b>			<b>75</b>

## 9.2.2 Verifica pareti laterali

### 9.2.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si verifica, avvantaggio di sicurezza, un modello statico del tipo a trave semplicemente appoggiata di luce pari a 2,80 m, soggetta ai carichi riportati di seguito.

Parete laterale (lungh. unitaria):

- Peso proprio  $G1 = 1550 \text{ kg/ml} \cdot 1,0 \text{ m} = 1550 \text{ kg} = 15,5 \text{ kN}$
- Intonaco  $G2 = 186 \text{ kg/ml} \cdot 1,0 \text{ m} = 186 \text{ kg} = 1,9 \text{ kN}$
- Spinta orizzontale dell'acqua  $S = 2761 \text{ kg} = 27,6 \text{ kN}$

Soletta di copertura:

- Peso proprio  $G1 = 500 \text{ kg/mq} \cdot (4,6 \cdot 1,0) \text{ m} / 2 = 1150 \text{ kg} = 11,5 \text{ kN}$
- Finiture: Massetto e pavimentazione  $G2 = 70 \text{ kg/mq} \cdot (4,6 \cdot 1,0) \text{ m} / 2 = 161 \text{ kg} = 1,6 \text{ kN}$
- Accidentali  $Q = 400 \text{ kg/mq} \cdot (4,6 \cdot 1,0) \text{ m} / 2 = 920 \text{ kg} = 9,2 \text{ kN}$

I carichi agenti sulla trave sono nella combinazione allo SLU sono:

- Peso della parete e delle soletta applicato assialmente pari a  
 $P_{SLU} = 1,3 (G1, \text{parete} + G1, \text{soletta}) + 1,5 (G2, \text{intonaco} + G2, \text{finiture}) + 1,5 (Q, \text{soletta})$   
 $= (35,1 + 5,3 + 13,8) \text{ kN} = \mathbf{54,2 \text{ kN}}$
- Spinta dell'acqua agente ad un'altezza  $H_s = 2,35 \text{ m} / 3 = 0,8 \text{ m}$  pari a  
 $S_{SLU} = 1,5 \cdot S = \mathbf{41,4 \text{ kN}}$

Le sollecitazioni allo SLU sono:

**N<sub>Ed</sub> = 54,2 kN**

**M<sub>Ed</sub> = 23,6 kNm**

**V<sub>Ed</sub> = 29,6 kN**

Le verifiche sono svolte su di una sezione di 100 cm di larghezza e 20 cm di altezza armata con  $\phi 12/20$  nelle due direzioni sia all'intradosso che all'estradosso.

### Verifica per pressoflessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	3
2	5,65	17

**Sollecitazioni**  
S.L.U. ☒ Metodo n ☒

**N<sub>Ed</sub>**  **0** kN  
**M<sub>xEd</sub>**  **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>**  **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

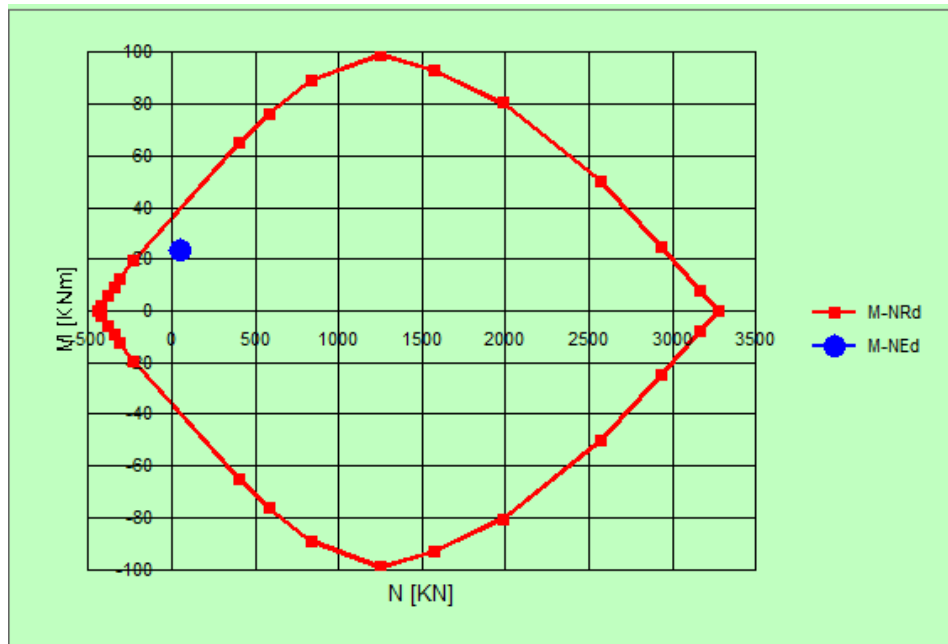
**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.**   
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>**  cm **Col. modello**

☐ Precompresso



VERIFICA SODDISFATTA

### Verifica per taglio

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.5.1 è stata condotta la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglienti per elementi senza armatura trasversale a taglio.

L'azione tagliante di progetto è  $V_{sd} = 29,6$  kN.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$b_w = 1000 \text{ mm}$ ;  $d = 170 \text{ mm}$ ;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200\text{mm}/170\text{mm})^{1/2} = 2,08 > 2$ , quindi  $k = 2$ ;

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d) = 5,65 \text{ cm}^2 / (100 \cdot 17) \text{ cm}^2 = 0,003 \text{ (0,3\%)}$ ;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd} = 2,83 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 54,2 \cdot 10^3 \text{ N} / (1000 \cdot 200) \text{ mm}^2 = 0,27 \text{ MPa} < 2,83 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_c = 1,5$ ;

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (2,0)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,3 \text{ MPa}$

$V_{Rd} = \max \{ [0,18 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 25)^{1/3} / 1,5 + 0,15 \cdot 0,27] \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 170 \text{ mm} \}$ ;

$[0,3 + 0,15 \cdot 0,27] \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 170 \text{ mm} \} = 86,7 \text{ kN}$

**$V_{Rd} = 86,7 \text{ kN} > V_{sd} = 29,6 \text{ kN}$**

VERIFICA SODDISFATTA

#### 9.2.2.2 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

*Comb.caratteristica/quasi perm.:*  $P, SLE = (G1, \text{parete} + G1, \text{soletta}) + (G2, \text{intonaco} + G2, \text{finiture}) + (Q, \text{soletta})$   
 $(15,5 + 11,5) + (1,9 + 1,6) + 9,2 \text{ kN} = 39,7 \text{ kN}$

$S, SLE = 27,6 \text{ kN}$

Le sollecitazioni sono:

**$N_{Ed} = 39,7 \text{ kN}$**

**$M_{Ed} = 15,8 \text{ kNm}$**

**$V_{Ed} = 19,7 \text{ kN}$**

#### Verifica delle tensioni

Si verificano le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio.

*Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls:*  $\sigma_c = 4,22 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$

*Verifica delle tensioni massime di trazione sull'acciaio:*  $\sigma_s = 146,8 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

VERIFICA SODDISFATTA

#### Verifiche di fessurazione

Si esegue la verifica in condizioni ambientali ordinarie per la combinazione quasi permanente con un limite massimo delle aperture pari a  $w_{\max} = w_2 = 0,3 \text{ mm}$  (Armatura poco sensibile).

La verifica è condotta attraverso calcolo indiretto, ovvero limitando la tensione nell'acciaio d'armatura, come consentito dalle NTC2018 paragrafo 4.1.2.2.4.5 e con riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III della circolare esplicativa, di seguito riportate.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione massima nell'acciaio indotta dalle sollecitazioni per la combinazione quasi permanente è pari a  $\sigma_s = 146,8$  MPa, quindi il diametro adottato ( $\phi 12$ ) è inferiore al diametro massimo utilizzabile ( $\phi 32$ ). Inoltre la spaziatura adottata (200mm) è inferiore alla spaziatura massima adottabile (300mm).

### 9.2.3 Verifica della soletta superiore

#### 9.2.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si verifica una striscia di soletta di 1,0 m di larghezza e 0,20m di altezza come una trave di luce  $L = 4,6$  m soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot (G_2 + Q) \cdot 1,0 \text{ m} = [1,3(500) \text{ kg/mq} + 1,5 \cdot (70 + 400) \text{ kg/mq}] \cdot 1,0 \text{ m} = 1355 \text{ kg/m} = 13,6 \text{ kN/m}$$

La soletta sarà armata con 1+1 $\phi 12/15$  nelle due direzioni.

Di seguito si riportano le verifiche a flessione semplice e a taglio nell'ipotesi di assenza di armatura trasversale, analogamente a quanto fatto per le pareti nel paragrafo precedente.

$$M_{Ed} = 35,8 \text{ kNm} < M_{Rd} = 43,03 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 31,3 \text{ kN} < V_{Rd} = 189 \text{ kN}$$

#### 9.2.3.2 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

$$\text{Comb. caratteristica/quasi perm. : } q_{SLE} = 9,7 \text{ kN/ml}$$

Le sollecitazioni sono:

$$M_{Ed} = 25,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 21,8 \text{ kN}$$

Verifica delle tensioni

Si verificano le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio.

Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls:  $\sigma_c = 6,23 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$

Verifica delle tensioni massime di trazione sull'acciaio:  $\sigma_s = 248 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifiche di fessurazione

Si esegue la verifica in condizioni ambientali ordinarie per la combinazione quasi permanente con un limite massimo delle aperture pari a  $w_{\max} = w_2 = 0,3 \text{ mm}$  (Armatura poco sensibile).

La verifica è condotta attraverso calcolo indiretto, ovvero limitando la tensione nell'acciaio d'armatura, come consentito dalle NTC2018 paragrafo 4.1.2.2.4.5 e con riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III della circolare esplicativa, di seguito riportate.

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione massima nell'acciaio indotta dalle sollecitazioni per la combinazione quasi permanente è pari a  $\sigma_s = 248 \text{ MPa}$ , quindi il diametro adottato ( $\phi 12$ ) è inferiore al diametro massimo utilizzabile è pari al massimo diametro utilizzabile. Inoltre la spaziatura adottata (150mm) è pari a quella massima adottabile.

## 9.2.4 Verifica della soletta inferiore

### 9.2.4.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Si verifica una striscia di soletta di 1,0 m di larghezza e 0,30m di altezza come una trave di luce  $L = 4,6 \text{ m}$  soggetta ad un carico uniformemente distribuito dato dalle tensioni sul terreno (la condizione di carico peggiore è quella in cui la vasca risulta scarica dall'acqua):

Pareti longitudinali:  $G1 = 1550 \text{ kg/ml} \cdot (2 \cdot 7,8 \text{ ml}) = 24180 \text{ kg} = 241,8 \text{ kN}$   
 $G2 = 186 \text{ kg/ml} \cdot (2 \cdot 7,8 \text{ ml}) = 2901,6 \text{ kg} = 29 \text{ kN}$

Pareti trasversali:  $G1 = 1550 \text{ kg/ml} \cdot (3 \cdot 2,8 \text{ ml}) = 13020 \text{ kg} = 130,2 \text{ kN}$   
 $G2 = 186 \text{ kg/ml} \cdot (3 \cdot 2,8 \text{ ml}) = 1562,4 \text{ kg} = 16 \text{ kN}$

Soletta superiore:  $G1 = 500 \text{ kg/mq} \cdot (3,0 \cdot 8,0) \text{ mq} = 12000 \text{ kg} = 120 \text{ kN}$   
 $G2 = 70 \text{ kg/mq} \cdot (3,0 \cdot 8,0) \text{ mq} = 1680 \text{ kg} = 17 \text{ kN}$   
 $Q = 400 \text{ kg/mq} \cdot (3,0 \cdot 8,0) \text{ mq} = 9600 \text{ kg} = 96 \text{ kN}$

Soletta inferiore:  $G1 = 750 \text{ kg/mq} \cdot (3,0 \cdot 8,0) \text{ mq} = 18000 \text{ kg} = 180 \text{ kN}$   
 $G2 \text{ (gruppo antincendio)} = 300 \text{ kg} = 3 \text{ kN}$

$PSLU, \text{vasca} = 1,3 \cdot (241,8 + 130,2 + 120 + 180) \text{ kN} + 1,5 \cdot [(29 + 16 + 17 + 3) + 96] \text{ kN} = 1115 \text{ kN}$   
 $qSLU, \text{vasca} = 1115 \text{ kN} / (3,0 \cdot 8,0 \text{ m}) \cdot 1,0 \text{ m} = 46,5 \text{ kN/ml}$

La soletta sarà armata con 1+1 $\phi$ 12/10 nelle due direzioni.

Nella verifica si considera un certo grado di incastro per cui il momento viene considerato pari  $M = qL^2/10$ .

Verifica a flessione semplice

**MEd = 98,4 kNm < MRd = 112,4 kNm**

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	11,31	3
			2	11,31	27

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  14,17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

M<sub>xRd</sub>  kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  25,36 ‰  
d 27 cm  
x 3,275 x/d 0,1213  
 $\delta$  0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

Verifica a Taglio

V<sub>Ed</sub> = 107 kN

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

b<sub>w</sub> = 1000 mm; d = 270 mm;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 = 1 + (200 \text{ mm} / 270 \text{ mm})^{1/2} = 1,86;$



$$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d) = 11,31 \text{ cm}^2 / (100 \cdot 27) \text{ cm}^2 = 0,004 \text{ (0,4\%);}$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; \gamma_c = 1,5;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (1,86)^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \max\{[0,18 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,004 \cdot 25)^{1/3} / 1,5] \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 270 \text{ mm}\}; [0,3 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 270 \text{ mm}]\}$$

$$V_{Rd} = 129 \text{ kN} > V_{sd} = 107 \text{ kN}$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### 9.2.4.2 Verifiche agli Stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche in condizioni di esercizio si adotta la seguente combinazione di carichi.

$$\text{Comb. caratteristica/quasi perm.: PSLE, vasca} = (241,8 + 130,2 + 120 + 180) \text{ kN} + [(29 + 16 + 17 + 3) + 96] \text{ kN} = 833$$

$$q_{\text{SLE, vasca}} = 833 \text{ kN} / (3,0 \cdot 8,0 \text{ m}) \cdot 1,0 \text{ m} = 35 \text{ kN/ml}$$

Le sollecitazioni sono:

$$M_{Ed} = 74,1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 80,5 \text{ kN}$$

#### Verifica delle tensioni

Si verificano le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio.

$$\text{Verifica delle tensioni massime di compressione sul cls: } \sigma_c = 5,9 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Verifica delle tensioni massime di trazione sull'acciaio: } \sigma_s = 217 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

#### Verifiche di fessurazione

Si esegue la verifica in condizioni ambientali ordinarie per la combinazione quasi permanente con un limite massimo delle aperture pari a  $w_{max} = w_2 = 0,3 \text{ mm}$  (Armatura poco sensibile).

La verifica è condotta attraverso calcolo indiretto, ovvero limitando la tensione nell'acciaio d'armatura, come consentito dalle NTC2018 paragrafo 4.1.2.2.4.5 e con riferimento alle tabelle C.4.1.II e C.4.1.III della circolare esplicativa, di seguito riportate.

**Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione**

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione massima nell'acciaio indotta dalle sollecitazioni per la combinazione quasi permanente è pari a  $\sigma_s = 217$  MPa, quindi il diametro adottato ( $\phi 16$ ) è pari a quello massimo utilizzabile. Inoltre la spaziatura tra le barre adottata (150mm) è inferiore a quella massima utilizzabile.

#### 9.2.4.3 Verifica delle tensioni sul terreno

Si verifica la tensione media del terreno data dal carico della cisterna piena di acqua su di un'impronta di 3,0x8,0 mq.

PSLU, vasca = 1115 kN

PSLU, acqua =  $1,5 \cdot G_2(\text{acqua}) \cdot (3,0 \cdot 8,0) \text{ mq} = 1,5 \cdot 2350 \text{ kg/mq} \cdot 24 \text{ mq} = 84600 \text{ kg} = 846 \text{ kN}$

PSLU = 1961 kN  $\rightarrow \sigma_{\text{Terreno}} = 0,08 \text{ MPa} = 0,8 \text{ Kg/cmq} < \sigma_d = 1,2 \text{ Kg/cmq}$

#### 9.2.5 Verifiche in condizioni sismiche

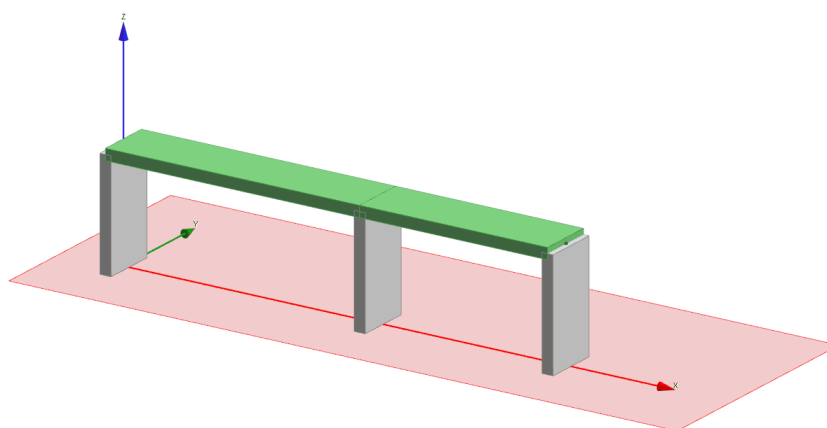


Figura 155 – CINE 1: Parete corpo camerini

Per le verifiche in condizioni sismiche ci si è avvalsi del supporto del software di calcolo MODEST 8.24 FREE. Tenuto conto della forma allungata dell'opera si prescinde dal comportamento a piastra degli elementi bidimensionali costituenti le pareti e la soletta. Inoltre, essendo una parte della vasca interrata, è stata considerata solo la porzione di struttura fuori terra.

Si è proceduto dunque modellando un telaio bidimensionale che simulerà una porzione della vasca di lunghezza unitaria come riportato nell'immagine. I vincoli definiti alla base del telaio sono del tipo incastro.

Nel software sono state definite le seguenti condizioni di carico elementari:

## Definizione condizioni di carico elementari

CCE	Commento	Tipo CCE	Sic.	Var.	Peso
1	g1	1 D.M. 18 Permanenti strutturali	a sfavore		
2	g2	2 D.M. 18 Permanenti non strutturali	a sfavore		
3	q	7 D.M. 18 Variabili Categoria E - Are	a sfavore	di base	
4	spinta acqua	7 D.M. 18 Variabili Categoria E - Are	a sfavore	di base	

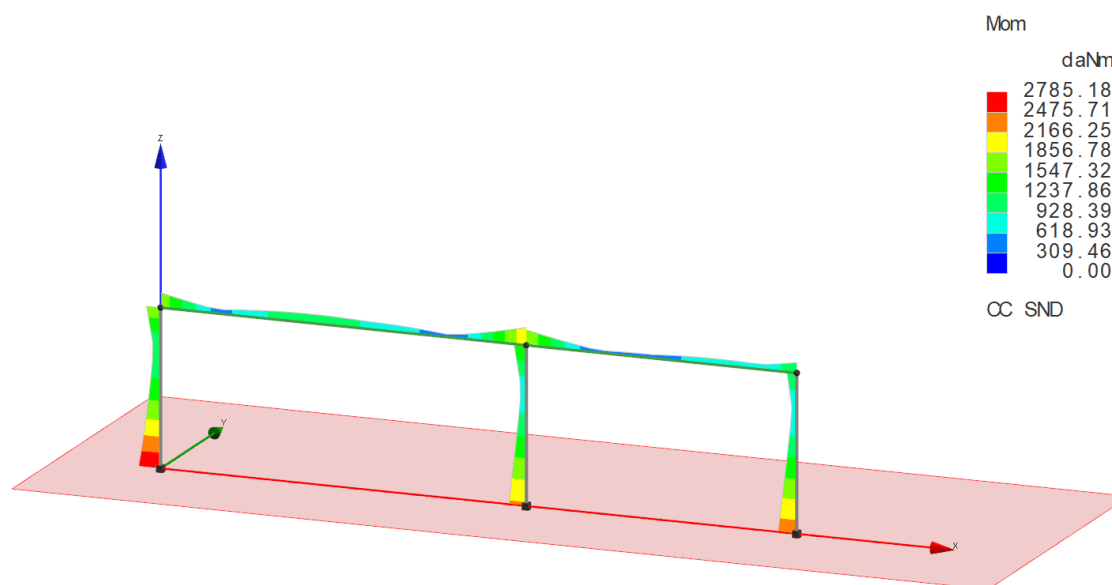
I valori dei carichi gravitazionali caratteristici sono quelle definite precedentemente. Per quanto riguarda l'azione sismica, è stata definita nel software ed è stata svolta un'analisi di tipo statico con fattore di struttura  $q=1$ .

Le combinazioni di carico ed i coefficienti di combinazione considerati sono (si fa notare che con la dicitura SND si fa riferimento alla condizione sismica SLV in condizioni non dissipative, ovvero con fattore  $q=1$ ):

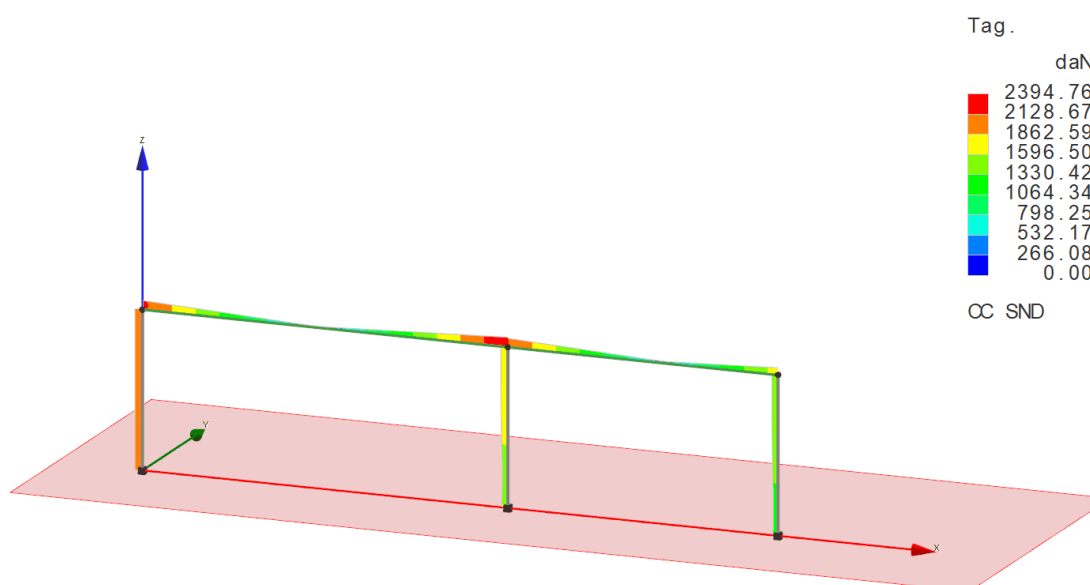
## combinazioni condizioni di carico elementari

CC	Commento	TCC	An	Bk	1	2	3	4	Mt	SX	SY
1	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-1.00	0.30
6	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-1.00	0.30
7	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-1.00	-0.30
8	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-1.00	-0.30
9	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	0.30	1.00
10	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	0.30	1.00
11	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-0.30	1.00
12	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-0.30	1.00
13	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	0.30	-1.00
14	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	0.30	-1.00
15	Amb. 1 (SLU S) S	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-0.30	-1.00
16	Amb. 1 (SLE S) Mt	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	-0.30	-1.00
17	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	1.00	0.30
18	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	1.00	0.30
19	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	1.00	-0.30
20	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	1.00	-0.30
21	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-1.00	0.30
22	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-1.00	0.30
23	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-1.00	-0.30
24	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-1.00	-0.30
25	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	0.30	1.00
26	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	0.30	1.00
27	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-0.30	1.00
28	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-0.30	1.00
29	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	0.30	-1.00
30	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	0.30	-1.00
31	Amb. 1 (SLU S) S -	SND			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-0.30	-1.00
32	Amb. 1 (SLE S) Mt -	SLD			1.00	1.00	0.80	0.80	-1.00	-0.30	-1.00
33	Amb. 2 (SLU)	SLU			1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
34	Amb. 2 (SLE R)	SLE R			1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
35	Amb. 2 (SLE F)	SLE F			1.00	1.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
36	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q			1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00

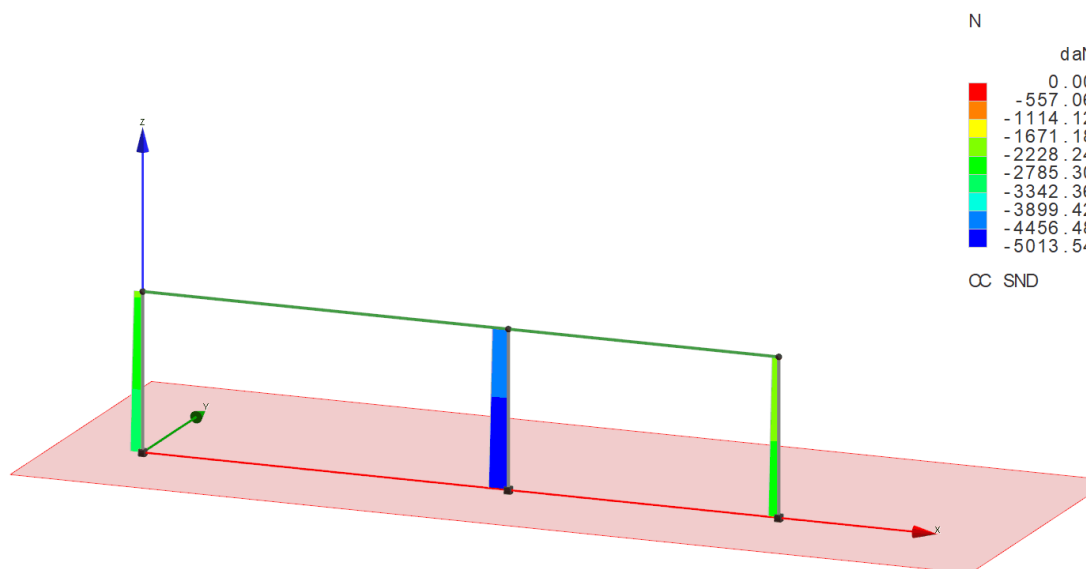
Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV:



Momento flettente  $M_{max}=27,9 \text{ kNm}$



Taglio  $V_{max}= 24 \text{ kN}$



Sforzo Normale Nmax=50 kN

Le verifiche svolte sono:

1. Pressoflessione e taglio per le pareti
2. Momento flettente e Taglio per la soletta

Si riporta una sintesi dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti, in ogni caso superiori all'unità:

#### Tabella elementi e minimo coefficiente di sicurezza

Elem.	CC	TCC	TV	Sic.
Sezione sezione soletta	33	SLU	PRFL	1.728
Sezione sezione parete	7	SND	TAG	5.250

#### 9.2.6 Giunto tecnico

Il nuovo volume sarà giuntato rispetto alla proprietà adiacente. In particolare la **progettazione del giunto sismico** è stata effettuata valutando la distanza tra le due costruzioni contigue secondo quanto stabilito dalle NTC18 al §7.2.1. In particolare si calcola lo spostamento massimo di ciascuna costruzione con la formula:

$$d_{\max} = (H/100) \cdot a_g \cdot S/g = 0,6 \text{ cm}$$

con

$$H = 1,98 \text{ m (al di sopra del piano di campagna)}$$

$$a_g \text{ (SLV)} = 0.179g$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1,712 \cdot 1 = 1,712$$

Poiché è necessario tenere in conto che i due corpi di fabbrica, durante il sisma, potrebbero muoversi in controfase, il giunto sismico dovrà avere una dimensione di  **$s_{\text{GIUNTO}} \geq 1,2 \text{ cm}$** .

A vantaggio di sicurezza si prevede di realizzare un giunto di 40 mm rispetto al fabbricato esistente.

## 10 Conclusioni

TIPO DI VERIFICA	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
VERIFICHE STATICHE	—	$\xi_v > 1$
VERIFICHE GLOBALI	$\xi_{E\_GLOBALE} = 0,419$	$\xi_{E\_GLOBALE} = 0,863$
VERIFICHE LOCALI	$\xi_{E\_CINE} = 0,18$	$\xi_{E\_CINE} = 0,65$
	<b><math>\min(\xi_{E\_GLOBALE} \xi_{E\_CINE})</math></b> <b><math>\xi_E = 0,18</math></b>	<b><math>\min(\xi_{E\_GLOBALE} \xi_{E\_CINE})</math></b> <b><math>\xi_{E\_CINE} = 0,67</math></b>

Alla luce delle verifiche per i carichi gravitazionali e per l'azione sismica di progetto definita per il sito di Portomaggiore e riportate nei paragrafi precedenti si può concludere che la categoria di intervento definita in fase di progetto, ovvero quella di ADEGUAMENTO STATICO e di MIGLIORAMENTO SISMICO è stata conseguita.

Per i carichi gravitazionali le verifiche, anche alla luce degli interventi di rinforzo, risultano tutte positive:

$$\xi_v > 1$$

Le verifiche in condizioni sismiche hanno portato ad un fattore di sicurezza:

$$\xi_E = 0,67 < 1$$

Tuttavia si ha un miglioramento rispetto alla condizione di partenza in cui si aveva  $\xi_E = 0,18$ .

## 11 Giudizio di accettabilità dei risultati.

Dal confronto tra i risultati ottenuti con il software 3Muri con semplici calcoli di massima semplificati, il progettista ritiene che i risultati ottenuti relativamente al progetto in oggetto siano conformi a quanto previsto dai regolamenti e dalle leggi vigenti in materia.

Il progettista dichiara di aver attentamente valutato i tabulati ottenuti mediante codice di calcolo, di aver esaminato preliminarmente il software di calcolo, ritenendolo affidabile e idoneo alla struttura in oggetto. Gli stati tensionali deformativi valutati in via semplificata sono risultati coerenti con quelli ottenuti dal software.

Il progettista  
ing. Nicola Berlucchi

## 12 ALLEGATI

Si allegano di seguito i risultati delle campagne diagnostiche svolte sul Piccolo Teatro della Concordia di Portomaggiore e la relazione di calcolo strutturale del progetto di restauro del 1997:

- **ALLEGATO A: “Indagini specialistiche sulle strutture in muratura e legno”.**  
La relazione relativa alla diagnostica sulle murature e sulle strutture in legno, poste a base di gara (Luglio 2019).
- **ALLEGATO B: “Portomaggiore/Teatro Concordia - Relazione Tecnica: Indagini diagnostiche”.**  
Le relazioni sulla campagna diagnostica, prevista ad integrazione della precedente, e svolta nei mesi di agosto, settembre e ottobre 2020;
- **ALLEGATO C: “Relazione illustrativa e di calcolo”** a firma del Ing. Sergio Fistarol.

I saggi e le indagini svolte durante la campagna diagnostica del 2019 sono stati eseguiti da:

- **LiFE - Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l** a firma dell'Ing. Marco Geminiani

In occasione della campagna diagnostica del 2020 sono state svolte indagini sugli aspetti strutturali non indagati in precedenza.

In particolare per questi ultimi, la scelta di escludere le facciate esterne e gli altri ambienti dell'edificio è stata indirizzata dalla ricerca storica. Vi sono infatti documenti e fotografie di cantiere che attestano il recente e completo rifacimento degli intonaci di facciata e di tutti i solai e i controsoffitti in canniccio dell'avancorpo. Tali zone sono state escluse pertanto dalle aree di indagine.

I saggi sono stati eseguiti dalle seguenti ditte:

- **Expin srl** a firma dell'Ing. Filippo Casarin

Quest'ultima campagna si è resa necessaria per ottemperare alle specifiche riguardanti il progetto di fattibilità tecnica ed economica (e i successivi livelli di progettazione) sui Beni Culturali previste all'Art. 15 commi 3 e 4 del D.M. n°154 del 22 agosto 2017, “Regolamento concernente gli appalti pubblici di lavori riguardanti i beni culturali tutelati ai sensi del D.Lgs 22 gennaio 2004, n°42” e raggiungere il livello di conoscenza LC2.

Le ditte sopra citate hanno prodotto gli elaborati grafici aggiornati con l'indicazione dell'esatta posizione delle analisi effettuate (opportunamente numerate e fotografate) e hanno redatto un report finale di accompagnamento e interpretazione dei risultati inclusi tutti i disegni, le immagini, gli schizzi, la documentazione fotografica e quant'altro utile al raggiungimento degli obiettivi conoscitivi per il presente progetto.

Si allega inoltre, con la denominazione **ALLEGATO D**, il parere favorevole finale alla Pratica SISMICA, deposito n. P/1/2021, inoltrato dal **Servizio Sismica dell'Unione dei Comuni della Bassa Romagna** tramite PEC in data 07/05/2021 con protocollo 2021/29006.