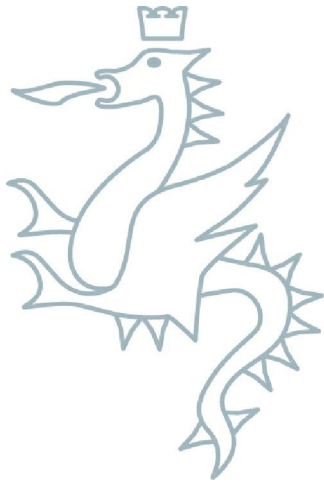


Committente



COMUNE DI TERNI
Direzione Lavori Pubblici
III^a Unità Operativa

P.zza M. Ridolfi, 1
05100 Terni

Tel. +39 0744.549.579
Fax +39 0744. 549.658
monica.finotto@comune.terni.it



Raggruppamento Temporaneo di Professionisti

STRUTTURE

DOTT. ING. GABRIELE SALVATONI (CAPOGRUPPO)

Via Cosimo del Fante n.7 - Milano
tel. : +39.02.58310018
fax. : +39.02.58431226
e-mail: g.salvatoni@studiosalvatoni.it

ARCHITETTURA E MECCANICA DI SCENA

DOTT. ARCH. LUIGIA LUISELLA PENNATI

Via Delio Tessa n.1 - Milano
tel. : +39.02.47710021
fax. : +39.02.36519549
e-mail: info@studiopennati.eu

IMPIANTI

DOTT. ING. LUIGI BERTI (BETA PROGETTI S.R.L.)

Via Palazzo dei Diavoli n.2/R - Firenze
tel. : +39.055.719441
fax. : +39.055.7194443
e-mail: l.berti@betaprogetti.it

DOTT. ARCH. ROBERTA BONCIO

Via Roma n.80 - Avigliano Umbro (TR)
tel. : +39.0744.59918
fax. : +39.0744.449046
e-mail: robertaboncio@libero.it

CONSULENTE PER L'ACUSTICA

PROF. ING. ROBERTO POMPOLI

Via Comacchio n.199 - Ferrara
tel. : +39.329.7506481
fax. : +39.0532.974870
e-mail: rpompoli@ing.unife.it, roberto.pompoli@unife.it

DOTT. ING. ALICE RUBIU

Via F.Laurana n.2 - Milano
tel. : +39.349.8687660
fax. : +39.02.36519549
e-mail: alice.rubiu@yahoo.it

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
05	—	—	—	—	—
04	—	—	—	—	—
03	—	—	—	—	—
02	—	—	—	—	—
01	—	—	—	—	—
00	15/04/2014	EMISSIONE	F.B.	S.C.	G.S

Oggetto

TEATRO COMUNALE GIUSEPPE VERDI
RESTAURO, ADEGUAMENTO FUNZIONALE E IMPIANTISTICO
PRIMO STRALCIO COMPONENTE STRUTTURALE

Commessa

2693

Nome file

2693STERTS_A_00

PROGETTO ESECUTIVO

Scala

-

Descrizione

RELAZIONE TECNICA OPERE STRUTTURALI

Elaborato

RTS

A

Questo elaborato grafico è di proprietà del RTP TEATRO VERDI (G. Salvatoni, L. Pennati, R. Boncio, Betaprogetti srl, L. Berti, A. Rubiu) pertanto è vietato l'utilizzo del progetto e non può essere riprodotto nè integralmente nè in parte senza autorizzazione scritta del RTP.

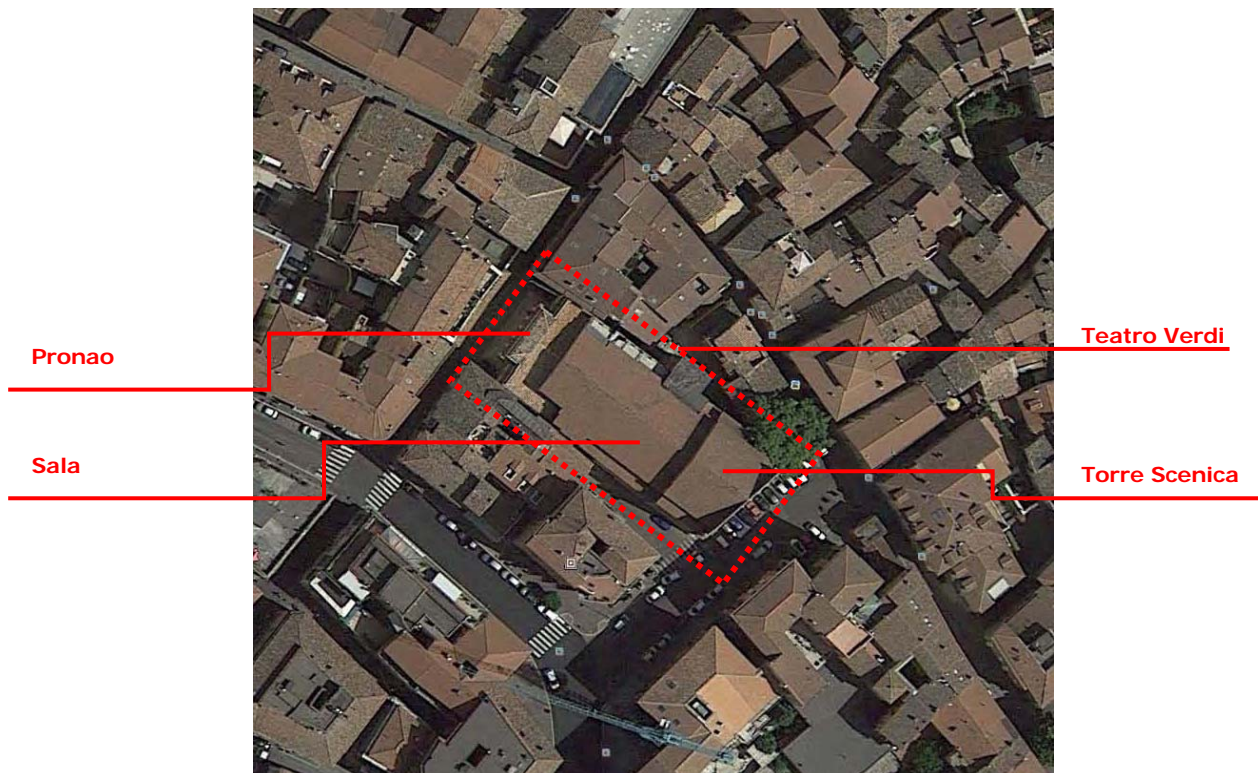
INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO ESISTENTE	2
3	RILIEVO GEOMETRICO E INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	6
4	ANALISI DELLO STATO DI FATTO E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	6
5	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO.....	7
6	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI	9
7	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
8	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
9	CRITERI DI CALCOLO	12
10	CARICHI ADOTTATI	13
11	ANALISI STRUTTURALI E VERIFICHE.....	18
12	ELABORAZIONI ESEGUITE	21
13	ESITI DELLE ELABORAZIONI	22

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali relative al "*primo stralcio – componente strutturale*" del progetto per il restauro e l'adeguamento funzionale ed impiantistico del Teatro comunale Giuseppe Verdi di Terni .

2 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO ESISTENTE

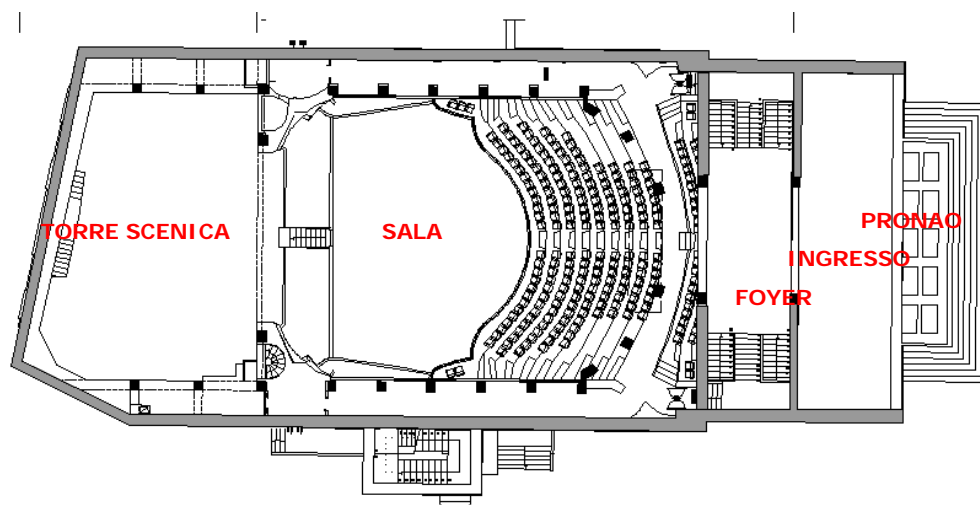


Il Teatro Comunale di Terni "Giuseppe Verdi", realizzato nella prima metà dell'ottocento su progetto di Luigi Poletti, fu bombardato nel corso della seconda guerra mondiale e venne ricostruito nel 1949 .

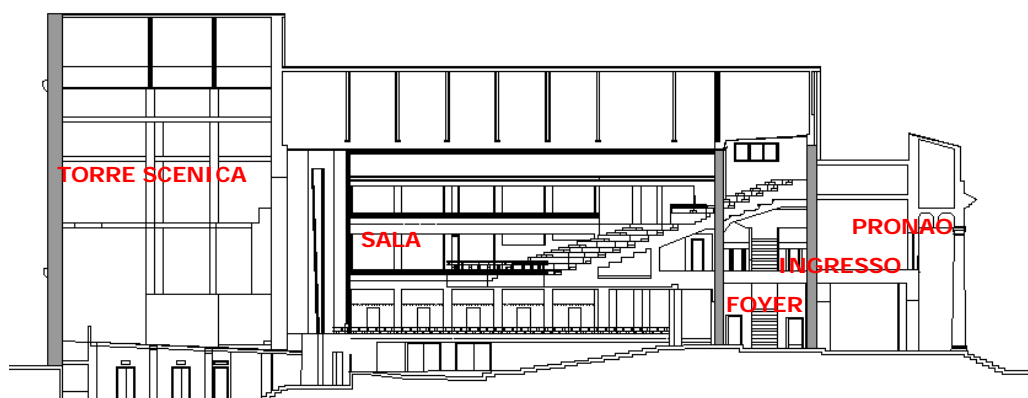
La ricostruzione non rispettò il progetto originario e mantenne solo la facciata principale in stile neoclassico e la muratura perimetrale in pietra e mattoni.

In pianta ed in sezione è possibile individuare le seguenti aree

- La zona del pronao, dell'ingresso e del Foyer
- La sala
- La torre scenica



PIANTA



SEZIONE LONGITUDINALE

Il Pronao è stato recentemente oggetto di opere di ristrutturazione che hanno comportato, oltre al completo restauro, anche il consolidamento sommitale delle colonne ed il rifacimento della copertura



La sala e la galleria hanno strutture portanti verticali costituite da pilastri e travi in conglomerato cementizio armato.



La galleria è sostenuta da travature reticolari a sezione variabile in conglomerato cementizio armato con soprastante soletta in laterocemento per l'appoggio delle poltrone e dei corridoi di accesso.

Anche i ballatoi laterali sono in laterocemento appoggiati a travi e pilastri in c.a.

La copertura è costituita da soletta in laterocemento appoggiata a capriatelle in acciaio alle quali è anche affidato il sostegno del controsoffitto in gesso soprastante la sala.



Le capriatelle in acciaio appoggiano sulla sommità dei pilastri perimetrali della sala .

Le chiusure perimetrali della sala sono costituite dalle murature perimetrali del teatro di tipo misto in pietra e mattoni, alla quale sono stati accostati nuovi pilastri in c.a. .

Sul lato sinistro della sala esiste un vano scala per l'uscita dai ballatoi e dalla galleria . Per quanto visibile la scala è stata oggetto di sopralzo probabilmente ai tempi della ricostruzione post bellica.



La torre scenica ha struttura perimetrale in muratura realizzata con diverse tipologie costruttive, alcune in pietrame ed altre in laterizio.

Il piano del palcoscenico è in legno sorretto da pilastri in muratura privi di fondazione e da travi principali in calcestruzzo.

Ai due lati del palcoscenico esistono altrettante intelaiature di travi e pilastri in c.a. con funzione di controvento e di sostegno delle capriate metalliche portanti la copertura.



3 RILIEVO GEOMETRICO E INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per la verifica di sicurezza del fabbricato e per la successiva progettazione degli interventi strutturali di adeguamento/miglioramento dell'immobile si è reso necessario approfondire la conoscenza della struttura sulla base di rilievi geometrici ed indagini che sono state commissionate dall'Amministrazione Comunale e messe a disposizione dei progettisti.

I rilievi e le analisi eseguite hanno consentito di raggiungere un buon livello di conoscenza del fabbricato classificabile come LC2 ai sensi del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008 .

4 ANALISI DELLO STATO DI FATTO E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'analisi dello stato di fatto e la valutazione della sicurezza, hanno evidenziato alcune criticità e debolezze dell'immobile sottoposto al carico sismico.

Le verifiche degli elementi per i soli carichi verticali risultano soddisfatte, mentre gli stessi elementi sono inadeguati se sottoposti all'accelerazione sismica .

In particolare già nel progetto preliminare commissionato dall'Amministrazione Comunale, successivamente confermato dalle verifiche eseguite in sede di progettazione definitiva ed esecutiva, la parete di fondo della torre scenica è suscettibile di ribaltamento a fronte di un'eventuale azione sismica.

Analogamente, elementi di criticità sono presenti all'interno della sala e sono costituiti, in particolare dagli elementi portanti la copertura, dall'assenza di alcuni piani rigidi, dal possibile ribaltamento del timpano sovrastante la parete di fondo della galleria, dalla debolezza delle solette dei palchi laterali e dei pilastri in c.a. .

Gli elementi di debolezza sopra indicati, oltre ad esigenze di funzionalità del Teatro, hanno suggerito l'adozione di soluzioni strutturali radicali per quanto riguarda la torre scenica (demolizione e ricostruzione di una nuova torre scenica in c.a.) e di consolidamento per alcune delle strutture maggiormente significative della sala .

L'intervento, secondo quanto indicato al punto 8.4 del D.M.14.01.2008 relativamente ai beni di interesse culturale, non ha portato ad un adeguamento completo della costruzione, ma al suo esteso miglioramento.

5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Le opere strutturali in progetto riguardano principalmente la realizzazione di una nuova "Torre Scenica" in sostituzione di quella esistente ed una serie di interventi locali nella "Sala" mirati al consolidamento degli elementi strutturali maggiormente carenti dal punto di vista statico, nonché la sostituzione della copertura.

5.1 Nuova Torre Scenica

La nuova Torre scenica sarà di pianta rettangolare con 22,0 m di larghezza per 15,0 m di profondità , si svilupperà per 19,20 m fuori terra ed avrà due livelli interrati con una profondità massima di 7,05 m.

La fondazione, a platea, avrà spessore di 1,20 m .Le quote di posa della fondazione della torre scenica e della vasca antincendio si trovano rispettivamente a - 5,07 m e a - 8,25 m rispetto allo ± 0.00 di progetto .

In corrispondenza di alcuni plinti esistenti, sul lato confinante con la sala, la platea sarà integrata con opere per la sottomurazione dei plinti esistenti.

Le opere di sottomurazione dovranno essere eseguite provvedendo preliminarmente al sostentamento dei pilastri mediante un sistema di travi e martinetti che scaricheranno provvisoriamente su basamenti rigidi (su pali), all'uopo realizzati, il carico dei pilastri consentendo la sottomurazione in c.a. ed il successivo taglio del plinto esistente .

I muri in elevazione della torre scenica saranno in conglomerato cementizio armato e avranno spessore di 40 cm .

La copertura della torre scenica sarà sostenuta da un sistema di travi principali e secondarie. Le travi principali sono costituite da 7 travi vierendeel in acciaio aventi la doppia funzione di sostegno della graticcia e di sostegno della copertura.

Le travi vierendeel, sulla luce di circa 14,20 m, hanno altezza di 2,95 m e saranno realizzate mediante accoppiamento di profili IPE 400.

Le travi secondarie sono costituite da UPN 300 accoppiate e da HE 180 A .

Il piano della graticcia, non oggetto del presente 1° stralcio di opere, è previsto in travetti lignei orditi perpendicolarmente alle vierendeel e appoggiati al piano inferiore delle stesse e di travi secondarie rompi tratta.

Il solaio di copertura è previsto in conglomerato cementizio armato gettato in opera su lamiera grecata appoggiata al piano superiore delle vierendeel .

In copertura, oltre al sovraccarico di neve, è previsto il sovraccarico degli impianti . Sul piano della graticcia è previsto il carico, attualmente stimato, delle macchine sceniche a servizio del palcoscenico.

Ai livelli interrati sono presenti spazi tecnici ed una vasca di riserva idrica per l'impianto antincendio.

La torre scenica sarà attrezzata, al suo interno con scale e ballatoi in carpenteria metallica per l'accesso ai tiri contrappesati, alla graticcia ed alla copertura .

5.2 Interventi nella Sala

Per la sala sono previsti i seguenti interventi strutturali:

5.2.1 Consolidamento delle strutture di copertura della sala

La copertura della sala è attualmente sostenuta da capriate in acciaio con soprastante solaio a doppia falda in laterocemento. Le capriate appoggiano su pilastri in conglomerato cementizio armato liberi in sommità. All'intradosso delle capriate è appeso il controsoffitto della sala. L'intervento di consolidamento prevede la rimozione del controsoffitto, la demolizione della copertura in laterocemento, il rifacimento integrale della copertura tramite la sostituzione delle 8 capriate esistenti con 8 nuove capriate in carpenteria metallica, un'orditura secondaria di travi tipo HE180A ed arcarecci tipo IPE 120 per l'appoggio del manto di copertura in coppi su pannelli leggeri, isolati ed autoportanti.

5.2.2 Demolizione e rifacimento localizzato delle murature sommitali.

Sul fronte principale del Teatro, il timpano di chiusura del sottotetto è in laterizio forato e non dà sufficienti garanzie di stabilità e di portata. Il timpano verrà sostituito con un diaframma in conglomerato cementizio armato vincolato alle strutture della copertura e solidarizzato alle sottostanti murature portanti.

5.2.3 Nuovo solaio in grigliato per la manutenzione in sicurezza del sottotetto

Le opere nel sottotetto della sala saranno completate con la posa del solaio in grigliato metallico che consentirà l'accesso in sicurezza al sottotetto da parte dei manutentori.

5.2.4 Consolidamento dei solai dei palchetti laterali, dei corridoi e dei solai del primo piano antistanti le scale e del foyer

Nel corso delle indagini è stata rilevata la carenza dei solai dei palchetti laterali e di altri solai accessibili al pubblico.

Il progetto prevede la demolizione ed il rifacimento dei solai con strutture in conglomerato cementizio armato o di tipo misto in acciaio e c.a. opportunamente solidarizzati alle strutture verticali esistenti mediante tasche di ancoraggio ed inghisaggio di tiranti metallici.

5.2.5 Consolidamento tramite cerchiatura di alcuni pilastri in c.a.

E' previsto il rinforzo di alcuni pilastri in conglomerato cementizio armato tramite incamiciatura realizzata con gabbia metallica e getto di malta antiritiro fibrorinforzata colabile.

5.2.6 Demolizione e ricostruzione della scala per l'uscita di sicurezza dei ballatoi laterali sul lato sinistro del teatro.

E' prevista la demolizione e la ricostruzione delle rampe di scala per l'uscita di sicurezza dai palchi. Il setto centrale portante e le nuove rampe saranno realizzate in conglomerato cementizio armato.

6 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi previsti nel presente progetto possono essere classificati ai sensi del Capitolo 8 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 come un insieme di opere che modificano l'organismo edilizio precedente; infatti, la sostituzione della "Torre scenica" esistente avente strutture portanti miste in telai in conglomerato cementizio armato e muratura portante, con quella in progetto da realizzarsi con pareti in cemento armato di forma parzialmente differente, nonché gli interventi previsti nella "Sala" quali la sostituzione dei palchi laterali, il consolidamento di alcuni pilastri in c.a. e la sostituzione della copertura, inducono comportamenti sostanzialmente differenti nelle condizioni pre e post intervento, imponendo una valutazione della sicurezza globale del fabbricato.

In linea generale tale tipo di intervento, sulla base delle Norme tecniche sopra citate, imporrebbe un *adeguamento complessivo* del fabbricato, ma data la natura di interesse storico del manufatto tale approccio non si sarebbe conciliato con le esigenze di conservazione dei beni del patrimonio culturale.

In questi casi la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9/02/2011 riportante le indicazioni per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del Patrimonio Culturale tutelato, consente di derogare all'obbligo di adeguamento con riferimento alle sole strutture esistenti da conservare verificandone il *miglioramento complessivo* nei confronti della vulnerabilità sismica rispetto alla configurazione originaria.

Nel progetto il miglioramento richiesto è stato ottenuto mediante la realizzazione una serie di interventi tesi all'eliminazione delle maggiori carenze riscontrate.

7 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo della struttura è condotto nell'osservanza della normativa che attualmente regola l'esecuzione delle opere in cemento armato.

Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008	Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni
Decreto Ministero Infrastrutture 06/05/2008	Integrazioni al decreto 14/01/2008 di approvazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni"
Circolare 02/02/2009 n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9/02/2011	Indicazioni per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del Patrimonio Culturale tutelato, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

8 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

8.1 Strutture esistenti

Preliminarmente allo sviluppo del progetto è stata commissionata dall'Amministrazione Comunale al Politecnico di Milano una campagna di rilievi ed indagini utile alla definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costruttivi esistenti.

Le indagini conoscitive, i rilievi svolti, l'analisi della documentazione esistente e la caratterizzazione meccanica dei materiali, oltre ad alcuni approfondimenti eseguiti nella fase progettuale, hanno permesso di raggiungere un buon livello di conoscenza del manufatto classificabile ai sensi della normativa vigente quale *conoscenza adeguata (LC2)* cui corrisponde l'impiego di un *fattore di confidenza pari a $FC=1,2$* .

Calcestruzzo strutture esistenti

Classe di resistenza:	Rck 150 daN/cm ²
-----------------------	-----------------------------

Armature strutture esistenti in conglomerato cementizio armato

Resistenza a rottura	4.200 daN/cm ²
Resistenza a snervamento	2.700 daN/cm ²
Resistenza in esercizio	1.400 daN/cm ²

Murature portanti

Resistenza media a taglio τ_k	0,56 daN/cm ²
Modulo elastico tangenziale medio G	5.000 daN/cm ²
Modulo elastico normale medio E	15.000 daN/cm ²
Peso specifico medio γ	2.100 daN/m ³

I valori sopra riportati sono stati dedotti dalla documentazione sopra indicata fornita dall'Amministrazione Comunale.

8.2 Nuove costruzioni

Calcestruzzo normale per strutture interrato e fuori terra

Classe di esposizione:	XC1/XC2
Classe di resistenza:	C25/30
Classe di Slump :	S4
Dimensione massima inerte:	20 mm
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni:	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni:	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$

Acciaio in barre per cls armato (DM 14-01-2008)

Barre ad aderenza tipo laminato a caldo :	B450C
Tensione caratteristica di snervamento :	$f_{yk} \geq 450 \text{ Mpa}$
Tensione caratteristica di rottura :	$f_{tk} \geq 540 \text{ Mpa}$
Allungamento percentuale a rottura :	$(Agt)_k > 7,5 \%$

Acciaio da costruzione (DM 14-01-2008)

Profilati tipo :	S 275
Tensione caratteristica di snervamento :	$f_{yk} \geq 275 \text{ Mpa}$
Tensione caratteristica di rottura :	$f_{tk} \geq 430 \text{ Mpa}$

9 CRITERI DI CALCOLO

I dimensionamenti e le verifiche strutturali sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite adottando i criteri di seguito elencati.

Le azioni di progetto sono state combinate come indicato nelle vigenti normative .

Le verifiche sono state condotte con l'ausilio di programmi di calcolo opportunamente verificati.

Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state valutate le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione sismica E :

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

Dove:

G_1 e G_2 sono le azioni permanenti (peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali)

Q_{kj} sono le azioni variabili

E sono le azioni derivanti da attività sismiche

γ_{ij} sono i coefficienti parziali per le azioni

ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione

10 CARICHI ADOTTATI

Nel seguito sono riassunti i carichi adottati per il dimensionamento e le verifiche delle strutture.

10.1 Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali sono stati assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I. del D.M. 14-01-2008.

10.2 Carichi permanenti non strutturali

Sono stati considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro.

10.3 Carichi variabili

I carichi variabili adottati comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera distinti in:

carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/mq],

carichi verticali concentrati Q_k [kN].

Nella seguente tabella, sono riassunti i carichi adottati per il dimensionamento e la verifica delle strutture:

DESCRIZIONE	CAT.	PERMANENTI	VARIABILI	
		RIPARTITI kN/m ²	RIPARTITI kN/m ²	CONCENTRATI kN
FOYER	C2	1,50	4,00	4,00
PRIMA E SECONDA GALLERIA	C2	1,50	4,00	4,00
PALCHI LATERALI	C2	1,50	4,00	4,00
SALA SOTTOTETTO	H1	2,00	0,50	1,20
SALA COPERTURA	H1	1,50	0,50	1,20
SOTTOPALCOSCENICO	-	0,50	5,00	5,00
PALCOSCENICO	C3	2,50	5,00	5,00
BALLATOI TORRE SCENICA	-	0,50	4,00	4,00
COPERTURA TORRE SCENICA	H3	2,00	6,00	4,00
SCALE COMUNI	C2	1,50	4,00	4,00
SCALE DI SERVIZIO	-	1,00	2,00	2,00

10.4 Azione sismica

La definizione dell'azione sismica è stata condotta con i seguenti dati:

10.4.1 VITA NOMINALE DELL'OPERA

La vita nominale dell'opera strutturale in oggetto VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, potrà essere usata per lo scopo al quale è destinata. Data la natura dell'opera si è scelta una Vita Nominale $VN \geq 50$.

10.4.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche si è scelta la Classe III che riguarda costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Ne deriva un valore del coefficiente $C_u = 1,5$.

10.4.3 TERRENO

La classificazione sismica del terreno del sito in oggetto è stata dedotta dalla relazione Geologico-tecnica redatta nel giugno 2010 e fornita dall'Amministrazione Comunale. Dalla suddetta documentazione è stato possibile classificare il terreno come di *Classe B* ai sensi del D.M. 14-01-2008.

L'azione sismica è stata valutata preliminarmente con l'ausilio del Software messo a disposizione da Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici *Spettri-NTC ver. 1.0.3* del quale si riportano i risultati.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 12,6508 LATITUDINE: 42,5681

☒ Ricerca per comune REGIONE: Umbria PROVINCIA: Terni COMUNE: Terni

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo:
☐ Sito esterno al reticolo
☒ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

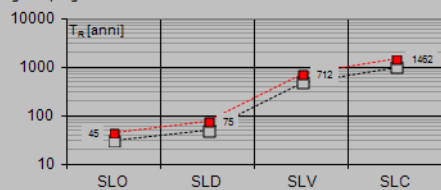
Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$
- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelte

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

 $S_s = 1,200$
 $C_G = 1,375$ info

Categoria topografica info

 $h/H = 0,000$
 $S_T = 1,000$ info

(h = quota sito, H = altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)
 $\eta = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_s

Regol. in altezza info

Compon. verticale

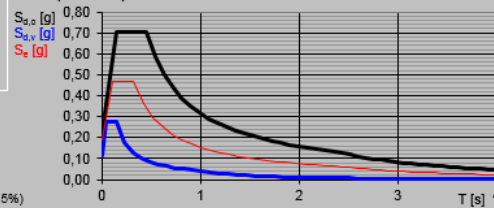
Spettro di progetto

Fattore q
 $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,190 g
F_a	2,465
T_c	0,328 s
S_s	1,200
C_c	1,375
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,150 s
T_C	0,451 s
T_D	2,360 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	$T [s]$	$S_e [g]$
	0,000	0,228
$T_B \leftarrow$	0,150	0,562
$T_C \leftarrow$	0,451	0,562
	0,542	0,468
	0,633	0,401
	0,724	0,350
	0,815	0,311
	0,905	0,280
	0,996	0,254
	1,087	0,233
	1,178	0,215
	1,269	0,200
	1,360	0,186
	1,451	0,175
	1,542	0,164
	1,633	0,155
	1,724	0,147
	1,815	0,140
	1,906	0,133
	1,997	0,127
	2,087	0,121
	2,178	0,116
	2,269	0,112
$T_D \leftarrow$	2,360	0,107
	2,438	0,101
	2,516	0,094
	2,594	0,089
	2,673	0,084
	2,751	0,079
	2,829	0,075
	2,907	0,071
	2,985	0,067
	3,063	0,064
	3,141	0,061
	3,219	0,058
	3,297	0,055
	3,375	0,053
	3,453	0,050
	3,531	0,048
	3,610	0,046
	3,688	0,044
	3,766	0,042
	3,844	0,040
	3,922	0,039
	4,000	0,038

10.5 Neve

La definizione dell'azione della neve è stata condotta come di seguito

Zona 3

Località: Terni

Altitudine 130 m s.l.m.

$s \leq 200$ m

$q_{sk} = 0,60 \text{ KN/m}^2$

$CE=1.1$, $CT=1$, $\alpha=0^\circ \div 30^\circ$, $\mu_1=0.8$

$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times CE \times CT = 48 \text{ daN/m}^2$

10.6 Vento

La definizione dell'azione del vento è stata condotta come di seguito

Classe rugosità: A

Zona 3

Altitudine 130 m s.l.m.

Categoria di esposizione V

$Z = 21$ m

Con $ct=1$ si ottiene $ce(Z) \sim 1.85$

Regione Umbria , $V_{b0} = 27 \text{ m/s}$, $a_0 = 500 \text{ (m)}$, $k_a = 0.02(1/s)$

$s < a_0$ quindi $v_b = v_{b0} = 27 \text{ m/s}$

$q_b = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 27^2 = 455 \text{ N/m}^2$

l'azione di pressione del vento:

$p = q_b \times ce \times cp \times cd$

che risulta considerando $cp = 0.4 (-) \div 0.8 (+)$ e $cd=1$

$p(-) = 33,6 \text{ daN/m}^2$

$p(+) = 67,37 \text{ daN/m}^2$

11 ANALISI STRUTTURALI E VERIFICHE

La particolare conformazione del fabbricato in oggetto (caratterizzato da un numero significativo di modi di vibrare con masse partecipanti per ciascun modo che coinvolgono al massimo il 30 % del totale) rende difficoltosa una valutazione della risposta sismica complessiva dello stesso; quanto sopra è dovuto, in particolare, all'assenza di impalcati rigidi di connessione tra tutte le strutture verticali controventanti, alla distribuzione molto irregolare delle masse ed all'eterogeneità delle tipologie costruttive presenti (pareti e telai in conglomerato cementizio armato e muratura portante).

In tali condizioni, la definizione delle azioni da utilizzarsi nell'ambito di analisi statiche non lineari appare affetta da notevoli incertezze.

Per tali ragioni si è scelto di eseguire analisi lineari di tipo dinamico adottando fattori di struttura determinati sulla base di quanto indicato nella normativa vigente.

Con riferimento allo stato di fatto la struttura è stata considerata in muratura (trascurando il contributo controventante fornito dai telai in conglomerato cementizio armato) adottato, quindi, come indicato al paragrafo C 8.7.1.2 della Circolare n. 617/C.S.LL.PP. un fattore di struttura pari a :

$q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$ (edifici non regolari in elevazione)

dove si è assunto $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$

da cui: $q = 2,25$

Con riferimento alla configurazione di progetto la struttura è sicuramente classificabile come di tipo misto. La scelta del fattore di struttura è stata condotta, a vantaggio di sicurezza, individuando la componente meno duttile delle strutture controventanti rappresentate dalle pareti in c.a. della nuova "Torre scenica".

Si è quindi adottato il fattore di struttura $q = 1,5$ come indicato al Par. 7.4.3.2 del DM Infrastrutture 14 01 2008 per tipologie strutturali diverse da quelle espressamente definite.

11.1 Metodo di analisi

La modellazione è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo Sismicad 12 della Concrete S.r.l. opportunamente verificato con calcoli semplificati eseguiti con fogli di calcolo per verificarne l'esattezza dei risultati.

Ai modelli sono stati assegnati i carichi gravitazionali (sovraccarichi permanenti e variabili) in funzione delle destinazioni d'uso dei vari ambienti. I pesi propri degli elementi costruttivi e l'azione sismica sono state valutate direttamente dal programma di calcolo.

11.1.1 Affidabilità del software utilizzato

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software ha consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dai produttori e distributori del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati degli input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La solidità dei modelli utilizzati è stata accertata con comparazioni tra i risultati delle analisi e i risultati di valutazioni semplificate, come le verifiche di equilibrio tra le reazioni vincolari e i carichi applicati.

11.1.2 Descrizione del programma sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale

un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

11.1.3 Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12

Versione: 12.3

Produttore del software: Concrete S.r.l.

Via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

Identificatore licenza: SW-8642736

Intestatario della licenza: - ING. GABRIELE SALVATONI

11.1.4 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. - I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati

attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

12 ELABORAZIONI ESEGUITE

Le elaborazioni eseguite per l'esecuzione delle verifiche imposte dalla normativa vigente nell'ambito di interventi su costruzioni esistenti sono state le seguenti:

A- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA PRIMA DELL'INTERVENTO

Per il fabbricato nella configurazione di stato di fatto è stata condotta una analisi di tipo lineare dinamica adottando un fattore di struttura $q=2,25$ considerando i primi 30 modi di vibrare per intercettare la quasi totalità della massa della struttura ed è stata eseguita la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti.

B- VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DOPO L'INTERVENTO

Per il fabbricato nella configurazione di progetto è stata condotta una analisi lineare dinamica adottando un fattore di struttura $q=1,5$ considerando i primi 25 modi di vibrare garantendo il coinvolgimento di tutti i modi minori con masse partecipanti superiore al 5% ed è stata eseguita la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti.

C- CONFRONTO DEI LIVELLI DI SICUREZZA PRIMA E DOPO L'INTERVENTO

Sono stati eseguiti i confronti delle verifiche delle porzioni di struttura da conservare ottenuti nelle elaborazioni A e B descritte in precedenza evidenziando il *miglioramento strutturale*.

D- VERIFICA DELLA SICUREZZA CON I SOLO CARICHI VERTICALI DI PROGETTO

È stata condotta una verifica delle strutture esistenti da conservare considerando solo i carichi gravitazionali per valutarne l'idoneità statica.

E- VERIFICA DELLE STRUTTURE DI NUOVA COSTRUZIONE

Per la verifica delle nuove costruzioni è stata eseguita nella configurazione di progetto una analisi lineare dinamica con fattore di struttura unitario $q=1$ considerando i primi 25 modi di in modo da valutare l'entità massima delle azioni indotte sulla nuova Torre Scenica dalle porzioni di edificio da conservare.

13 ESITI DELLE ELABORAZIONI

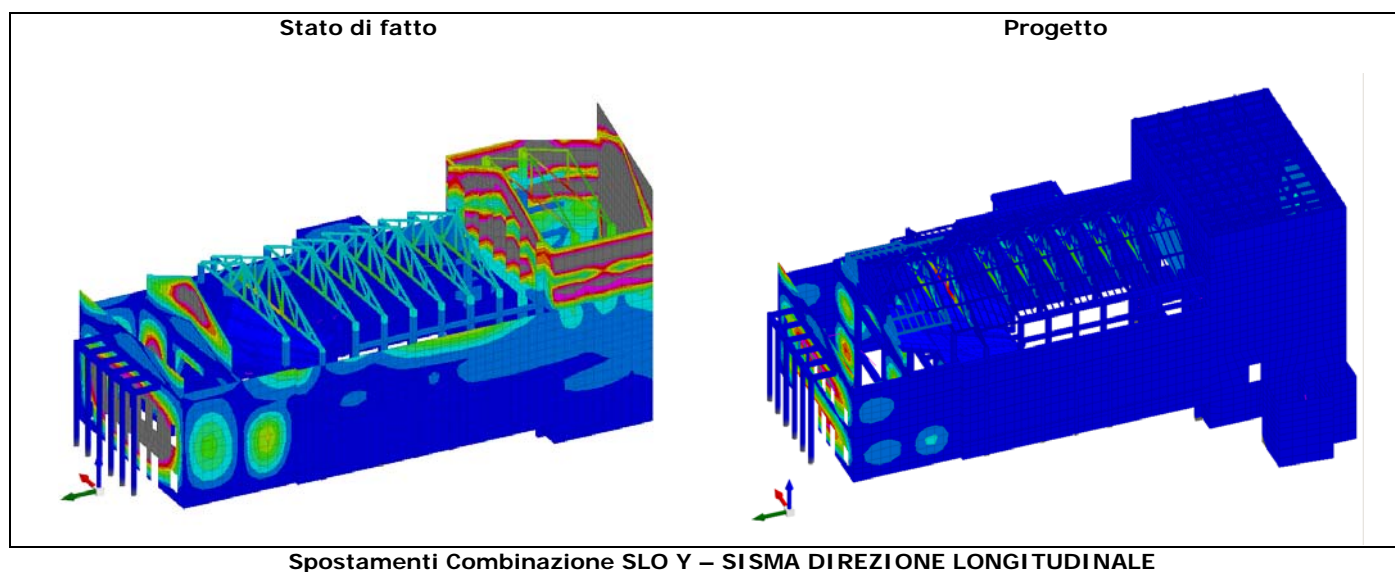
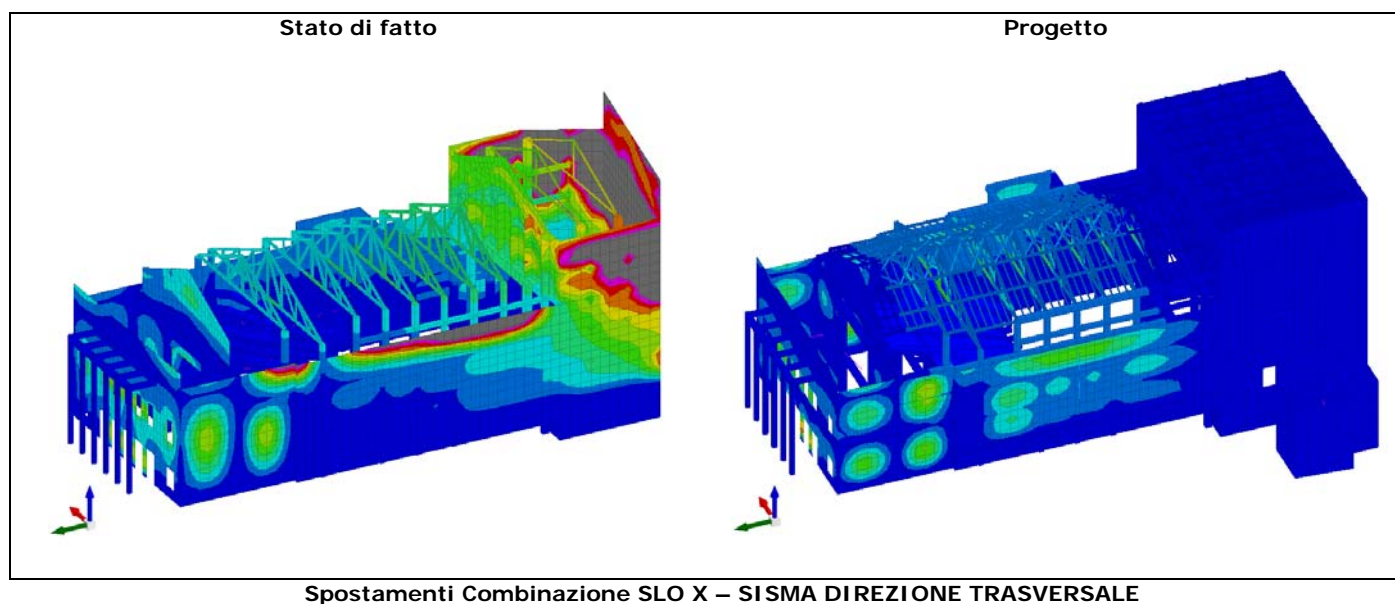
CONFRONTO DEI LIVELLI DI SICUREZZA PRIMA E DOPO L'INTERVENTO

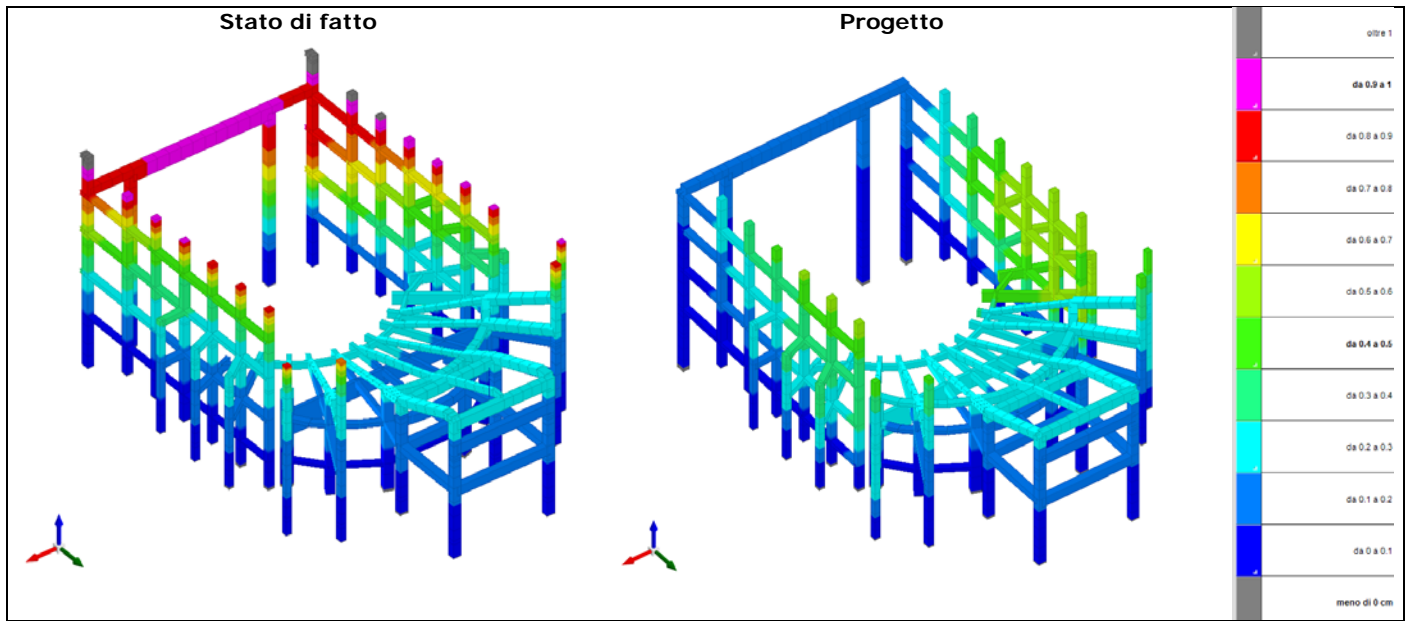
Gli interventi in progetto sia di carattere globale che tipo locale hanno consentito di raggiungere un miglioramento sostanziale del comportamento delle strutture esistenti da conservare con particolare riferimento alle pareti in muratura portante ed alle pilastrate in conglomerato cementizio armato a sostegno della nuova copertura e delle strutture della galleria.

Il miglioramento del comportamento sismico è sicuramente riconducibile alla maggiore leggerezza della nuova copertura della Sala, alla realizzazione di nuove solette di collegamento tra le pilastrate che delimitano i palchi laterali con le murature perimetrali, l'esecuzione dei nuovi cordoli in c.a. in testa alle murature stesse ed alla realizzazione dei nuovi impalcati in carpenteria metallica nella zona dell'ingresso.

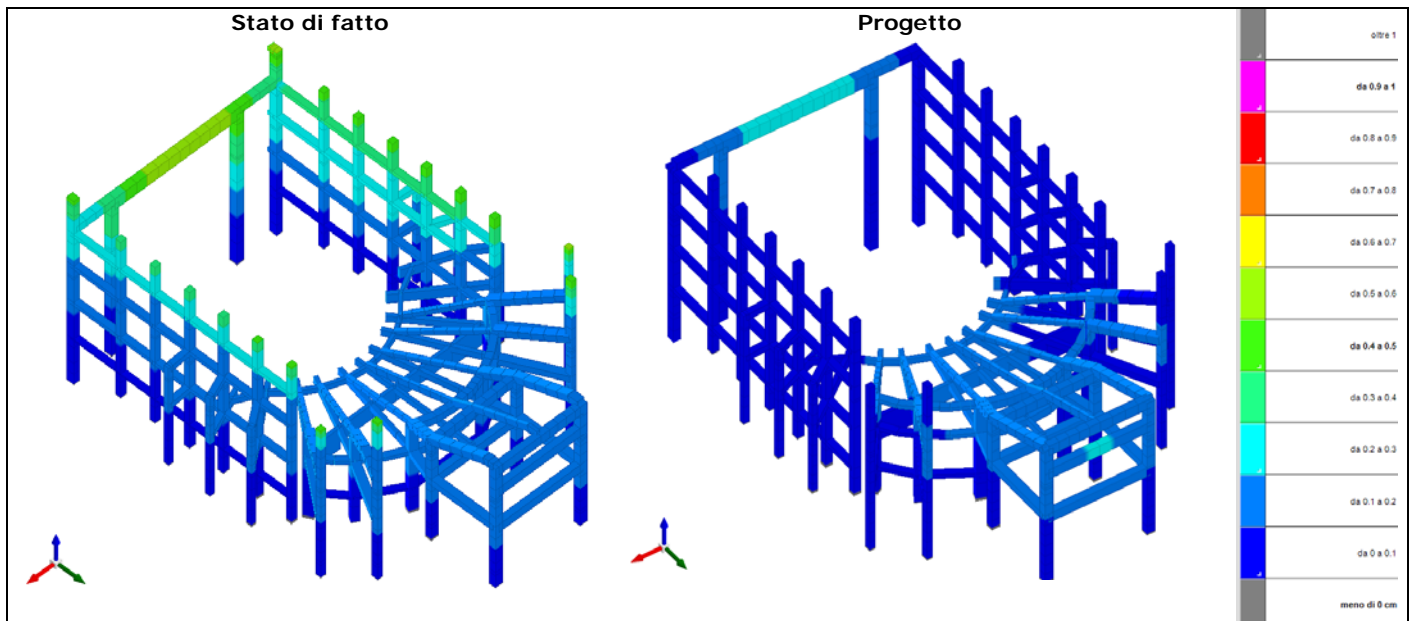
L'inserimento della nuova Torre scenica in c.a. in sostituzione di quella esistente, nonostante induca una minore duttilità generale del fabbricato nel suo complesso (di cui si è tenuto conto con la riduzione del fattore di struttura nelle analisi pre e post intervento) garantisce, comunque, in combinazione con gli altri interventi un miglioramento del comportamento globale.

Di seguito sono riportate alcuni diagrammi i in cui è possibile apprezzare il miglioramento del comportamento globale del fabbricato:





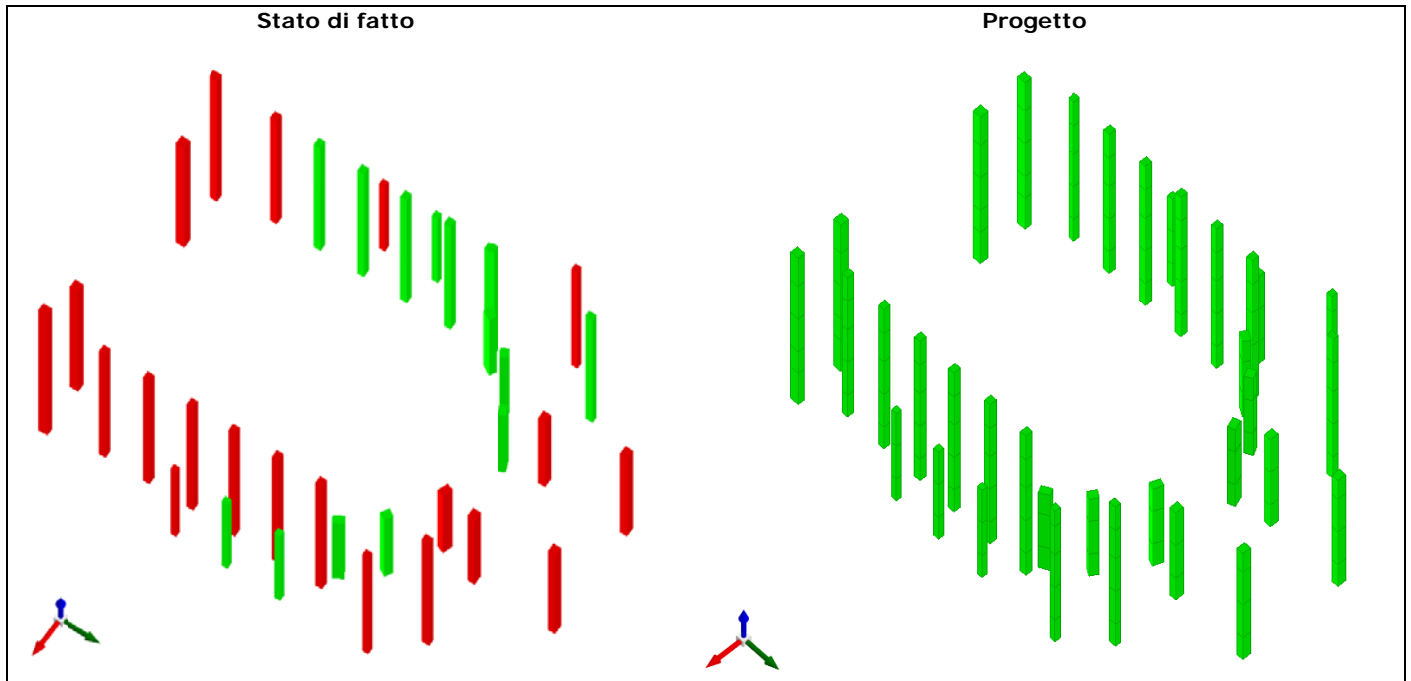
Spostamenti Combinazione SLO X – SISMA DIREZIONE TRASVERSALE



Spostamenti Combinazione SLO Y – SISMA DIREZIONE LONGITUDINALE

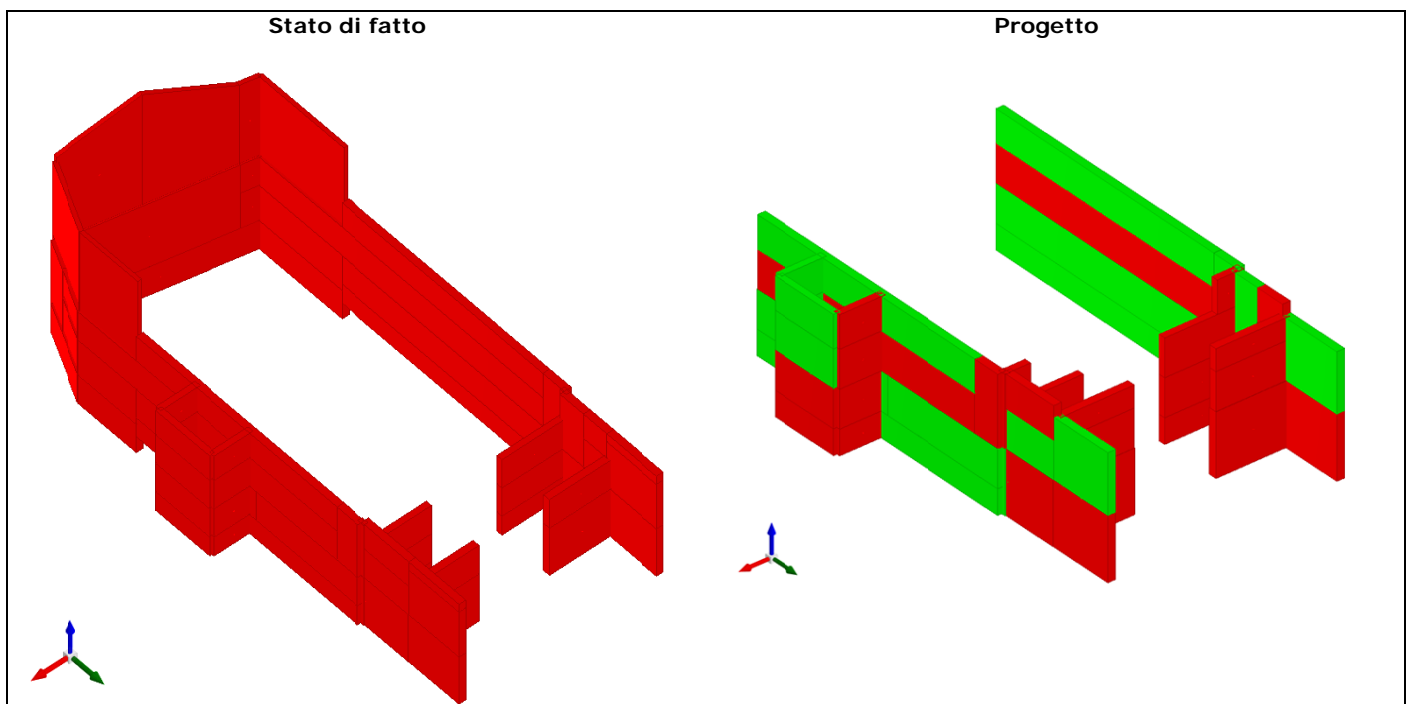
Le differenze riscontrabili nelle configurazioni delle deformate sopra riportate permettono di valutare ad una riduzione in termini assoluti delle deformazioni degli elementi costruttivi con un conseguente minor impegno in termini di sollecitazioni.

L'analisi delle verifiche dei pilastri in c.a. della Sala permette di evidenziare come nello stato di progetto anche a seguito del consolidamento di alcuni elementi tutti i pilastri risultano verificati.



Stato di verifica Pilastri in c.a. Sala (Rosso = Non Verificato , Verde = Verificato)

Il confronto dei valori delle verifiche delle pareti in muratura eseguite nelle configurazioni dello stato di fatto e di progetto ha permesso di rilevare un generale miglioramento del comportamento delle stesse dal punto di vista della risposta sismica con particolare riferimento ai cinematismi locali di collasso grazie alla realizzazione dei nuovi solai dei palchi laterali della sala, dei cordoli in c.a. in testa alle pareti ed ai nuovi impalcati in carpenteria metallica nella zona del foyer e dell'atrio scale.



Stato di verifica Murature (Rosso = Non Verificato , Verde = Verificato)