

arch. Emilio Caravatti



arch. Roberto Cosenza



arch. Carlo Crippa



COMUNE DI VERCELLI

RECUPERO FUNZIONALE EX OSPEDALE S. ANDREA PROGETTO DEFINITIVO IN VARIANTE

(art.25 e 34 DPR 554 del 1999)

FASE 1A | RECUPERO FUNZIONALE EX PAD. 18

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROFESSIONISTI

Architettura:

Emilio Caravatti Roberto Cosenza Carlo Crippa architetti

via Spluga 10 - 20900 Monza (MB) T +39 039 327425 F +39 039 2319385 e-mail: studio@emiliocaravatti.it

Strutture:

FVPROGETTI s.r.l.

via Ripamonti 44 - 20141 Milano

Impianti elettrici:

Studio Osvaldo Bogliani

via XXIII Marzo 121 - 28100 Novara

Impianti termici e sanitari:

MC2 Studio

Via Giordano Bruno 191 - 10134 Torino

Controllo dei costi:

POLISTUDIO s.n.c.

Via Roma 56 - 23891 Barzanò (LC)



PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE DESCRITTIVA - CALCOLI STRUTTURE - SISMICA

A termini di legge sono vietate le riproduzioni anche parziali non preventivamente autorizzate

R.S0.01
R.S0.02
R.S0.03

scala

data 08.06.2012

rev. 12.12.2012

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
1.1 Edifici antisismici.....	3
1.2 Tipologie strutturali degli edifici.....	4
2. CARATTERISTICHE DEL TERRENO	6
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
4. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....	8
5. MATERIALI	9
6. CARICHI DI PROGETTO	12
6.1 Pesi propri strutturali.....	12
6.2 Carichi permanenti portati.....	12
6.3 Sovraccarichi variabili.....	13
6.4 Carico da neve.....	13
6.5 Carico da vento.....	13
6.6 Azione sismica	14
7. MODALITA' DI ANALISI E VERIFICA.....	15
8. RESISTENZA AL FUOCO ELEMENTI STRUTTURALI.....	17
9. STUDIO STATO DI FATTO.....	18
9.1 Vincoli della Soprintendenza per i Beni Architettonici e per il Paesaggio	18
9.2 Analisi storica.....	19
9.3 Geometria	21
9.4 Quadro fessurativo e dei dissesti.....	23
9.5 Risultati delle indagini.....	24
9.6 Livello di conoscenza e fattore di confidenza	26
9.7 Parametri meccanici dei materiali	28
9.8 Modalità di analisi e di verifica.....	30
10. VERIFICHE.....	31
10.1 Configurazione strutturale attuale	31
10.2 Interventi di consolidamento previsti	36
10.3 Verifiche configurazione strutturale post-intervento.....	37
10.4 Ulteriori indagini per aumentare il livello di conoscenza.....	40
11. RELAZIONE SISMICA.....	41
11.1 Azione sismica	41
11.2 Fattori di struttura dell'edificio	43
11.3 Valutazione della sicurezza sismica	45

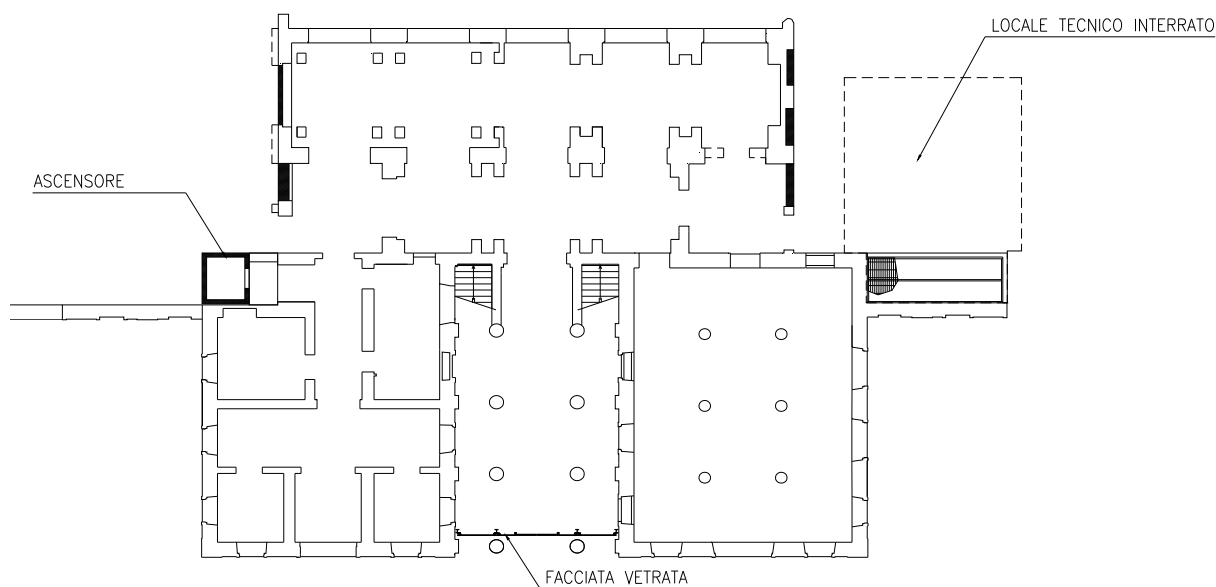
1. INTRODUZIONE

Oggetto del presente documento è la relazione tecnico descrittiva e i calcoli preliminari del progetto definitivo strutturale relativo alla **FASE 1A** del recupero funzionale dell'ex ospedale S.Andrea a Vercelli.

L'area in oggetto fa parte del complesso dell'ex ospedale Sant'Andrea a Vercelli, che in pianta ha dimensioni di circa 140 m x 180 m. Parte del lotto è attualmente occupata perimetralmente da una serie di edifici in muratura che ospitavano diverse aree dell'ospedale; la parte rimanente è libera e attualmente è occupata da parcheggi.

La FASE 1A è limitata al recupero del padiglione EX-18 del vecchio ospedale e alla realizzazione delle relative nuove opere accessorie quali l'ascensore, il locale tecnico interrato e una facciata vetrata per la chiusura dell'atrio sul prospetto principale.

Il padiglione **EX 18** è un edificio esistente (databile 1800) in muratura di mattoni di 2 piani fuori terra con dimensioni planimetriche pari a circa 30x25m. Nella figura sono individuabili il padiglione ex 18, il nuovo ascensore, il nuovo locale tecnico interrato e la facciata vetrata.



Padiglione Ex 18

1.1 Edifici antisismici

Le nuove costruzioni e gli edifici esistenti sono considerati soggetti all'azione sismica secondo quanto indicato dalle N.T.C. 14-1-2008.

Per quanto riguarda gli edifici esistenti, in accordo con la Normativa vigente per gli edifici in muratura soggetti a vincolo di tutela, si valuterà la sicurezza nei confronti dell'azione sismica prima e dopo gli interventi previsti; tali interventi saranno limitati a interventi di miglioramento.

L'ascensore, il locale tecnico interrato e la facciata vetrata saranno progettati nel rispetto delle prescrizioni e dei vincoli normativi vigenti.

1.2 Tipologie strutturali degli edifici

Nel seguito saranno descritte le tipologie degli elementi strutturali scelti per l'edificio EX-18, per l'ascensore, per il locale tecnico interrato e per la facciata vetrata.

EDIFICIO EX-18

E' un edificio avente 2 piani fuori terra.

L'altezza complessiva risulta pari a circa **9.3** m dal piano campagna mentre in pianta misura circa **30x25** m.

L'edificio è composto da due corpi principali affiancati: il corpo principale ha dimensioni pari a 30x15m e presenta una copertura a falde; il corpo secondario ha dimensioni pari a 24x10m e ha una copertura piana.

Il volume principale è caratterizzato dalla presenza di un grande atrio di ingresso con due scalinate laterali.

La struttura dell'edificio è realizzata in muratura portante con maglia strutturale di dimensioni variabili (da 4 a 6 m per lato).

Fondazioni

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto realizzate in muratura portante con quota di imposta variabile e stimata a circa -2m dal piano campagna attuale.

Elementi portanti verticali

A sostegno delle strutture orizzontali vi è la presenza di maschi murari (per i quali è previsto un intervento di iniezione con malte strutturali fino alla quota del solaio piano primo) e colonne in pietra.

Controventi

L'azione di controvento verticale nei confronti delle azioni orizzontali (sisma e vento) è affidata alle pareti in muratura portante.

Al fine di migliorare il comportamento dell'edificio in termini di risposta alle sollecitazioni orizzontali si prevede la realizzazione di un massetto orizzontale e il posizionamento di catene metalliche per legare i maschi murari tra loro.

Solai piano primo

I solai degli edifici sono a volte (di varie tipologie) realizzati in mattoni pieni. Le volte hanno, in pianta, dimensioni variabili (da 4 a 6 m per lato).

Al di sopra delle volte esistenti verrà realizzata una cappa in calcestruzzo armato dello spessore tipico di 8cm che ha funzione strutturale e porta ad un incremento sostanziale della resistenza della volta stessa.

Al fine di realizzare un diaframma rigido di piano che porti ad un miglioramento della risposta sismica dell'edificio, viene realizzato un massetto strutturale orizzontale (di spessore pari a 10cm) al di sopra delle volte. Tale massetto è spinato alla muratura portante laterale mediante barre metalliche.

Copertura

La copertura del corpo principale è attualmente in uno stato di degrado avanzato e sarà interamente ricostruita nell'ambito del progetto di recupero dell'edificio. Si prevede di ricostruire la copertura originaria a doppia falda con struttura portante in legno sorretta da pilastri in muratura (di dimensioni tipiche 30x30cm). Il manto di rivestimento è previsto in coppi.

Il corpo secondario presenta invece una copertura a tetto piano in c.a. con guaine e massetti pendenza.

ASCENSORE

Il nuovo ascensore è realizzato esternamente all'edificio esistente e consentirà di raggiungere il primo piano dell'edificio.

La struttura del vano ascensore è prevista in pareti di calcestruzzo armato spesse 20 cm. La fondazione ha quota di imposta a -2.5m ed è fondata su 4 micropali per prevenire i cedimenti differenziali tra nuovo vano ascensore ed edificio esistente.

LOCALE TECNICO INTERRATO

Il nuovo locale tecnico interrato ospiterà gli impianti tecnici-tecnologici a servizio del padiglione ex 18.

L'accesso al locale è previsto mediante una scala esterna in acciaio situata in intercapedine.

Il locale occupa un'area di circa 85 m² con altezza pari a circa 3.5 m per i locali che ospitano gli impianti tecnologici, la centrale termica e la centrale antincendio e altezza pari a 2.9 m per la vasca della riserva idrica.

La quota di imposta della fondazione è a -3.9 m per la parte più alta e -3.10 m per la parte ad altezza minore.

Il locale è previsto con struttura in c.a.: la fondazione sarà di spessore pari a 40 cm, le pareti perimetrali e quelle della riserva idrica saranno spesse 25 cm, mentre quelle di separazione tra i locali saranno spesse 20 cm, la soletta di copertura sarà realizzata in getto pieno di spessore 25 cm.

Per necessità impiantistiche la copertura di una stanza sarà realizzata con grigliato rimovibile per consentire l'accesso diretto al locale.

FACCIATA VETRATA

La nuova facciata vetrata avrà la funzione di chiudere l'atrio di ingresso e sarà realizzata in acciaio e vetro.

2. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Con riferimento all'indagine di cui alla relazione geotecnica R.S0.05, si può prevedere che le strutture sono realizzate su terreno costituito da:

materiali di riporto	fino a profondità pari a circa 2-3m dal p.c. locale;
materiali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi	fino a profondità di 15-20m dal p.c. locale;
materiali limoso-argillosi	al di sotto di 15-20m dal p.c. locale.

Si osserva inoltre una soggiacenza della falda compresa tra 3 e 5 metri da p.c. locale. In attesa di indagini più approfondite il livello di progetto della falda è fissato a -3m dal piano campagna.

Per quanto riguarda la classificazione sismica del terreno di fondazione, le indagini geognostiche eseguite ci permettono di inserire il terreno di fondazione nella categoria C – *depositi di sabbie e ghiaie con valori di $V_{s30} < 360$ m/s.*

Si rimanda alla Relazione Geotecnica per ogni approfondimento.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

<u>Relazione geologica</u>	R.S0.04	
<u>Relazione geotecnica</u>	R.S0.05	
<u>Relazione idrologica, idraulica</u>	R.S0.06	
<u>Indagine conoscitiva sulle strutture esistenti</u>	Tecno Futur Service S.r.l.	dicembre 2008

4. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

- Legge 5/11/71 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 14/01/08** - Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 02/02/09** - Circolare n.617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1991:2004** Eurocodice 1 – Azioni in genere.
- D.Lgs. 22/01/2004 n.42** Codice dei beni culturali e del paesaggio
- DPCM 09/02/2011** Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008
- DGRP 19/10/2010 n.11-13058** Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) (Deliberazione della Giunta Regionale del Piemonte)
- DGRP 12/12/2011 n.4-3084** D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese

5. MATERIALI

Cls per getti

Calcestruzzo alleggerito strutturale:

Classe LC25/28 D1,4

Classe di consistenza:

Slump S4

- resistenza caratteristica cilindrica:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

- peso specifico:

$$\leq 1.4 \text{ kN/m}^3$$

Opere in elevazione nuovo vano ascensore e locale tecnico interrato:

Classe C32/40

Classe di consistenza:

Slump S4

Classe di esposizione:

XC4

- resistenza caratteristica cilindrica:

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

Opere in fondazione nuovo vano ascensore e locale tecnico interrato:

Classe C25/30

Classe di consistenza:

Slump S4

Classe di esposizione:

XC2

- resistenza caratteristica cilindrica:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Malta per iniezioni nella muratura

- peso specifico:	< 19.5 kN/m ³
- resistenza a compressione (UNI EN 196) a 28 gg:	> 6.5 N/mm ²
- resistenza a flessione (UNI EN 196) a 28 gg:	> 1.5 N/mm ²
- Modulo di elasticità statico (UNI 6556) a 28 gg:	< 9000 N/mm ²
Granulometria grani inferiori a 400 micron	90%
Bleeding	assente

Acciaio di armatura opere in calcestruzzo

Acciaio per barre di armatura :

TipoB450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
Rapporti di duttilità:	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$ $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$

Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.2.7 delle N.T.C. 14-01-08 per acciaio saldabile.

Acciaio per reti elettrosaldate:

TipoB450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
Rapporti di duttilità:	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$ $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$

Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.2.7 delle N.T.C. 14-01-08 per acciaio saldabile.

Acciaio da carpenteria

Profilati, piatti e inserti

Tipo S275 JR - EN 10025

- tensione minima di snervamento: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- tensione minima di rottura a trazione: $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$
- allungamento minimo percentuale a rottura: 21%

Bulloneria

Viti	cl. 8.8	UNI EN ISO 898-1
Dadi	cl. 8	UNI EN ISO 898-2

6.3 Sovraccarichi variabili

• Coperture/locali non accessibili	0.5 kN/m ²
• Ambienti suscettibili di affollamento	4.0 “
• Scale	4.0 “
• Copertura del locale tecnico interrato	5.0 kN/m ²

Al fine di una corretta individuazione dei sovraccarichi agenti sulle diverse porzioni dell'edificio fare riferimento al disegno progettuale S1.04 (Piante carichi)

6.4 Carico da neve

Zona I, $a_s < 200$ m	\Rightarrow	$q_{sk} = 1.5$ kN/m ²	
		$\mu_1 = 0.8$	(copertura piana)
		$\mu_2 = 1.5$	(copertura a più falde - compluvio)
		$q_s(\mu_1) = 1.2$ kN/m ²	(copertura piana)
		$q_s(\mu_2) = 2.25$ kN/m ²	(copertura a più falde - compluvio)

6.5 Carico da vento

Zona 1	\Rightarrow	$V_{ref} = 25$ m/s
		$q_{ref} = 391$ N/m ²
		Classe di rugosità: B
		Categoria di esposizione: IV
\Rightarrow		
		$z_{min} = 8.0$ m
		$k_r = 0.22$
		$z_0 = 0.3$ m
		$c_t = 1$
		$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \ln(z/z_0)[7 + c_t \ln(z/z_0)]$
		$c_d = 1$

Pressione del vento a quota z:

$$p = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_d \cdot c_t$$

I valori della pressione esercitata dal vento sono riportati in tabella in funzione dell'altezza z e del valore di c_p .

$z \text{ (m)}$	$p \text{ (N/m}^2 \text{)}$ ($c_p = 1.0$)	$p \text{ (N/m}^2 \text{)}$ ($c_p = 1.2$)
5	639	767
10	697	837
20	890	1069
30	1011	1214

6.6 Azione sismica

Vedere paragrafo RELAZIONE SISMICA.

7. MODALITA' DI ANALISI E VERIFICA

Stati Limite Ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_{g1}G_{1k} + \gamma_{g2}G_{2k} + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$$

Dove:

G_{1k} = valore caratteristico dei pesi propri strutturali

G_{2k} = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti

$\gamma_{1g} = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{2g} = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_p = 1.0$

$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Stati Limite di Esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{per le combinazioni rare}$$

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \psi_{1i} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{per le combinazioni frequenti}$$

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{per le combinazioni quasi permanenti}$$

Combinazione sismica

Per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica (E) si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Si attribuiranno ai coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 i valori seguenti:

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve	0.5	0.2	0.0

8. RESISTENZA AL FUOCO ELEMENTI STRUTTURALI

Richiesta di resistenza al fuoco:

R 60 per tutti gli elementi dell'edificio

R 120 per i locali centrale termica e centrale antincendio

Le limitazione e le prescrizioni riguardanti spessori e copriferri necessari per far fronte alla richiesta di resistenza al fuoco dei vari elementi strutturali sono determinate secondo i metodi tabellari proposti dall'eurocodice UNI EN 1992-1-2:2005 e dalla norma UNI 9502.

La carpenteria metallica della facciata vetrata sarà trattata con vernice intumescente per garantire la resistenza al fuoco richiesta (R60).

9. STUDIO STATO DI FATTO

L'edificio ex-18 è un edificio esistente con struttura portante in muratura di mattoni e malta avente un piano fuori terra oltre alla copertura. Le dimensioni planimetriche sono di 30x25m e l'altezza totale fuori terra è di 10m. L'edificio è stato costruito nel 1800 e attualmente è in stato di abbandono, non essendo più utilizzato dagli anni '60. L'edificio è situato nel centro di Vercelli.

Per la valutazione della sicurezza dell'edificio si farà riferimento alle prescrizioni del DM2008 integrate dalle prescrizioni della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011, in seguito denominata "Direttiva", relativa alla valutazione della sicurezza sismica di edifici tutelati.

9.1 Vincoli della Soprintendenza per i Beni Architettonici e per il Paesaggio

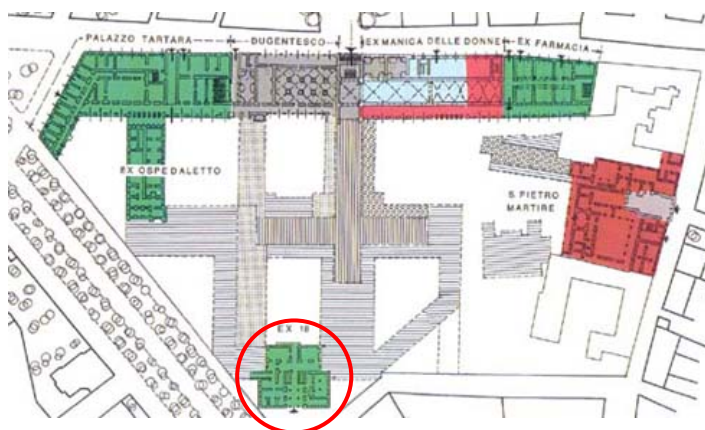
Tutti gli edifici che compongono il complesso dell'ex Ospedale Maggiore Sant'Andrea sono sottoposti a tutela ai sensi del d.lgs. 42/2004, "Testo Unico dei Beni Culturali e del Paesaggio", Titolo II, Parte I, art. 10 (Beni Culturali) ed art. 45 (prescrizioni di Tutela Indiretta). L'esecuzione di opere e lavori di qualunque genere su beni culturali è subordinata ad autorizzazione della Soprintendenza per i Beni Architettonici e per il Paesaggio competente per territorio.

I lavori di scavo sono soggetti alla autorizzazione della Soprintendenza Archeologica competente per territorio.

9.2 Analisi storica

L'edificio in esame era parte dell'ex-ospedale di Vercelli, fu costruito nel 1800 e aveva la funzione di ingresso delle camere a pagamento, oltre ad ospitare le camere mortuarie. Fu utilizzato fino ai primi anni '60, quando l'ospedale fu trasferito in una nuova sede e la parte centrale del complesso fu demolita.

Nella figura seguente si riporta la planimetria dell'ex-ospedale: l'edificio in esame è cerchiato in rosso, le aree tratteggiate che si innestano sul retro sono le parti demolite negli anni '60, mentre le zone colorate sono attualmente esistenti.



Planimetria Ospedale Maggiore

Nella fotografia seguente è raffigurato l'edificio in esame negli anni '30; sul retro, ai due lati, si vedono i 2 corpi di fabbrica dell'ex-ospedale demoliti negli anni '60.



Edificio ex-18 negli anni '30

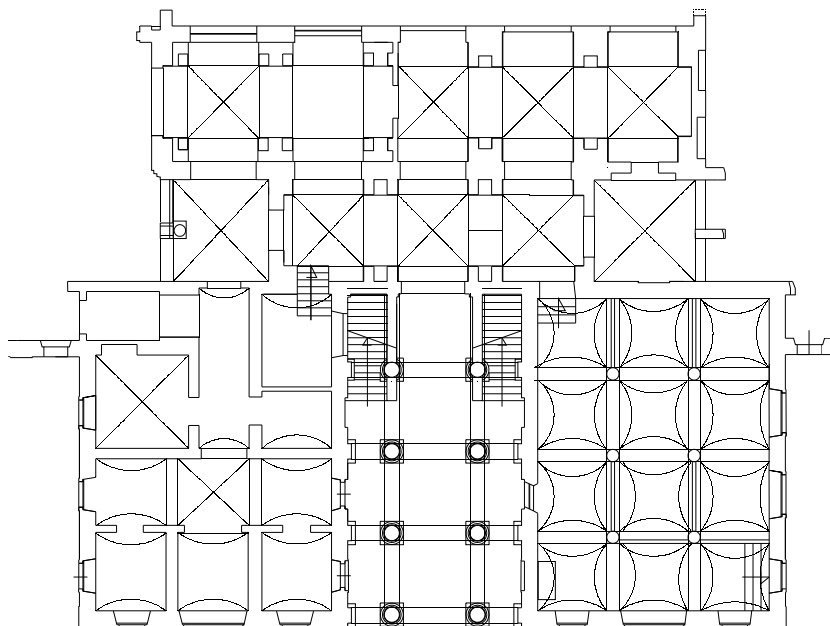
Nella figura seguente è raffigurato l'edificio ex-18 nella situazione attuale.



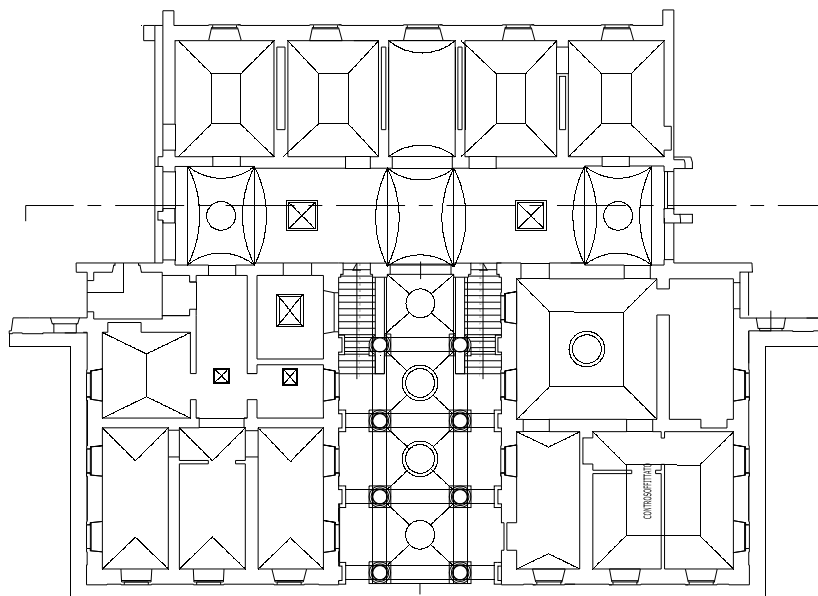
Edificio ex-18 (marzo 2009)

9.3 Geometria

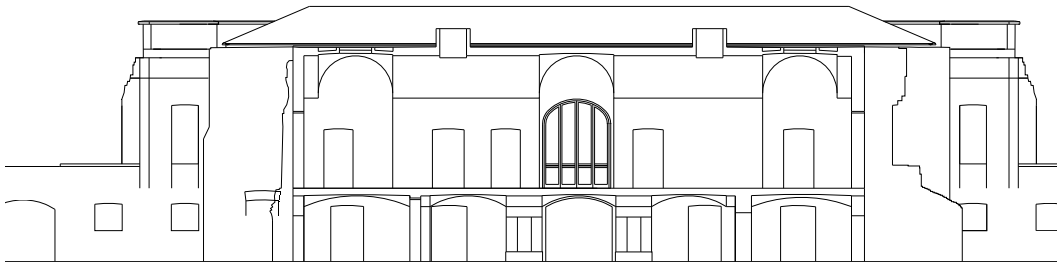
L'edificio ha dimensioni planimetriche di 30,5m x 25,8m, è alto 11m compreso il tetto e consta di due orizzontamenti costituiti da volte di diversa tipologia situati a quota +2.9m e a quota +8.9m.



Edificio ex-18 – Pianta piano terra



Edificio ex-18 – Pianta piano primo



Edificio ex-18 – Sezione

Elementi costruttivi:

- Colonne in pietra
- Murature in mattoni pieni e malta di calce. Lo spessore del giunto di malta varia in genere dai 2 ai 3 cm. Lo spessore dei muri perimetrali è di circa 70cm, mentre i muri interni hanno spessore compreso tra i 50cm e i 60cm
- Volte in mattoni e malta di calce. Sono presenti diverse tipologie di volte:
 - **volte a botte**
 - **volte a crociera**
 - **volte a vela**
 - **volte a padiglione**

Le volte situate a quota +2.9m sono molto ribassate (h/l circa pari a 0.06). Le volte a quota +8.9m sono a tutto sesto (h/l circa pari a 0.45). Nelle volte dell'orizzontamento a quota +2.9m sono state effettuate 3 endoscopie mirate alla conoscenza della stratigrafia (spessore della volta, pari a 12cm, e riempimento pari a 9 cm nella mezzeria e 39cm vicino alle imposte).

- La copertura dell'edificio era costituita da travi in legno e manto in coppi.

9.4 Quadro fessurativo e dei dissesti

Attualmente l'edificio si presenta ad un'analisi visiva con un diffuso degrado dei materiali che ne costituiscono la struttura portante, mentre non sono stati rilevati dissesti importanti nella struttura muraria.

In particolare, non sono stati rilevati dissesti murari causati da cedimenti differenziali delle fondazioni.

Le orditure lignee principali e secondarie della copertura sono completamente degradate e ciò ha comportato il crollo diffuso di buona parte del tetto.

Il diffuso degrado delle murature consiste nell'assenza superficiale del giunto di malta, nell'erosione della superficie esposta dei mattoni e nella presenza di vegetazione.

Tale degrado è visibile soprattutto nelle murature esterne e in quelle interne nelle zone in cui il tetto è crollato, che sono rimaste e rimangono esposte agli agenti atmosferici che rappresentano la causa principale del degrado.

Per quanto riguarda i dissesti, è stata rilevata una fessura in chiave nelle volte a botte e vela dell'orizzontamento a quota +8.9m. Ad un'analisi visiva non sono state rilevate fessure nelle volte dell'orizzontamento a quota +2.9m.

Analizzando l'edificio si notano segni di interventi sulla struttura portante effettuati in passato: alcune aperture nelle stanze al piano terra sono state chiuse (si vede il tamponamento in mattoni), altre sono state aperte o allargate con interventi non sempre in conformità alle regole dell'arte (in un'apertura manca l'architrave) e, inoltre, sono stati rilevati diversi capochiave ancorati nelle facciate lato parcheggio, segno della presenza di catene incassate nei muri dell'edificio. I capochiave sono presenti in corrispondenza dei due orizzontamenti dell'edificio.

In conclusione, l'edificio non presenta dissesti murari rilevanti, ma mostra un diffuso degrado delle murature dovute all'esposizione agli agenti atmosferici nei 50 anni di abbandono del fabbricato.

9.5 Risultati delle indagini

È stata effettuata, nel mese di dicembre 2008, una campagna di indagini diagnostiche sull'edificio in esame e sul terreno circostante al fine di conoscere i parametri geotecnici del terreno, la geometria delle fondazioni, i parametri caratteristici delle murature e il loro stato conservativo e la stratigrafia delle volte.

Si riportano i principali risultati delle indagini effettuate, rimandando al documento emesso dalla ditta Tecno Futur Service che ha eseguito tali indagini per le informazioni complete.

9.5.1 Terreno e fondazioni

- **Prove penetrometriche dinamiche:** caratteristiche geotecniche buone a partire da quota -3m rispetto al piano campagna
- **Scavi fondazionali:** gli scavi fondazionali hanno permesso di verificare la profondità delle fondazioni della muratura centrale dell'edificio fino a 125 cm dal piano campagna, della muratura esterna fino a 230 cm dal p.c. e sul plinto di un pilastro situato nel retro dell'edificio a profondità maggiore di 160 cm. La fondazione dell'edificio è costituita dal prolungamento dei muri portanti, che aumentano di spessore in media di 10cm.

9.5.2 Muratura

- **Analisi endoscopiche:** le analisi endoscopiche hanno consentito di verificare le stratigrafie di alcuni setti murari, tutti in alternanze ordinate di mattoni/malta, e di alcune volte dell'orizzontamento a quota +2.9m (spessore della volta pari a 12cm e riempimento pari a 9cm in mezzeria e 39cm nelle vicinanze delle imposte).
- **Indagini con martinetti piatti:** le prove sperimentali mediante martinetti piatti semplici e doppi hanno registrato stati tensionali simili nelle zone indagate (da **0.4 a 0.5** MPa), moduli elastici delle murature variabili da una classe di valori bassi per murature degradate (da 1400 a 1750 MPa) a una classe di valori più elevati relativi a murature buone (da 3500 a 5800 MPa). Le tensioni di rottura dei setti murari sono risultate variabili tra **2 e 3,75** MPa.
- **Analisi soniche:** le 4 campionature di analisi soniche hanno fornito valori variabili tra due classi di velocità: da 1300 a 1700 m/s relative a murature parzialmente degradate e da 2000 a 2600 m/s relative a murature sane e ben conservate.
- **Prove di laboratorio sulla malta:** le prove hanno consentito di qualificare le caratteristiche mineralogico compositive della malta e il suo stato di degrado.

9.5.3 Copertura

- **Analisi visiva sulle strutture di copertura:** l'ispezione sulle strutture lignee di copertura ha confermato che lo stato di abbandono delle stesse ne ha provocato il degrado progressivo fino alla rottura, marcescenza e collasso di molti elementi strutturali. Le caratteristiche meccaniche degli elementi lignei non sono più adeguate per il riutilizzo strutturale.
- **Prove di laboratorio sui legni di copertura:** per qualificare la tipologia di essenze originali e il degrado presente sulle stesse.

9.6 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Sia la Direttiva sia il DM2008 definiscono il fattore di confidenza F_C che dipende dal livello di conoscenza dell'edificio e serve per subordinare le verifiche strutturali al grado di conoscenza dell'edificio.

Si procede, pertanto, alla determinazione del fattore di confidenza secondo le due normative.

9.6.1 Livello di conoscenza e fattore di confidenza secondo DM2008

Secondo il DM2008 l'attuale conoscenza dell'edificio rientra nel livello di conoscenza **LC1** poiché:

- è stato effettuato il rilievo geometrico
- sono state effettuate limitate verifiche in situ sui dettagli costruttivi
- sono state effettuate limitate indagini in situ sulle proprietà dei materiali

Al livello di conoscenza LC1 è associato, secondo il DM2008, il valore di fattore di confidenza $F_C = 1,35$.

9.6.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza secondo Direttiva PCM 9 febbraio 2011

In base ai livelli di approfondimento delle indagini definiti dalla Direttiva il fattore di confidenza può essere stimato con la formula

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

nella quale i valori parziali F_{Ck} sono valutati con la seguente tabella.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Tabella della Direttiva PCM 9 febbraio 2011 per la valutazione del coefficiente di confidenza F_C

Attualmente, per l'edificio ex-18 si ha:

- rilievo geometrico completo → $F_{C1} = 0,05$
- limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi → $F_{C2} = 0,12$
- limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali → $F_{C3} = 0,06$
- disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini su terreno e fondazioni → $F_{C4} = 0,03$

Il fattore di confidenza secondo la Direttiva è pertanto $F_C = 1,26$.

A favore di sicurezza, nelle verifiche si considera il fattore di confidenza determinato secondo la metodologia del DM2008 e dunque pari a 1,35.

9.7 Parametri meccanici dei materiali

I parametri meccanici della muratura da considerare nelle analisi dipendono dal livello di conoscenza acquisito e i valori di riferimento sono indicati nella tabella C8A.2.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

In particolare, per il livello di conoscenza LC1 si devono considerare i valori minimi degli intervalli di resistenze indicati nella tabella e i valori medi degli intervalli per i moduli elastici.

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella tabella sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). La descrizione della tipologia muraria cui fanno riferimento i valori indicati si adatta bene alle tipologie murarie presenti nell'edificio, pertanto non si applicheranno i coefficienti corretti previsti dalla Normativa per murature con caratteristiche migliori.

I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidità dovranno essere opportunamente ridotte. Si stima il valore del modulo elastico in condizioni fessurate come la metà di quello in condizioni non fessurate.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Stralcio della tabella C8A.2.1 delle Istruzioni

Per la muratura dell'edificio ex-18 si considerano i seguenti valori:

- resistenza media a compressione della muratura $f_m = 240 \text{ N/cm}^2 = \mathbf{2,4 \text{ N/mm}^2}$
- resistenza media a taglio della muratura $\tau_0 = 6,0 \text{ N/cm}^2 = 0,06 \text{ N/mm}^2$
- valore medio del modulo di elasticità normale $E = 1500 \text{ N/mm}^2$
- valore medio del modulo di elasticità tangenziale $G = 500 \text{ N/mm}^2$
- peso specifico medio della muratura $w = 18 \text{ kN/m}^3$

Confrontando i valori indicati dalla Normativa con i valori misurati mediante le indagini diagnostiche si può notare che la resistenza media a compressione e il modulo elastico hanno valori coerenti con quelli misurati

con i martinetti piatti, in particolare, con le prove effettuate sulle murature soggette al degrado maggiore riscontrato nell'edificio.

I valori di calcolo delle caratteristiche meccaniche della muratura secondo il DM2008 e le relative Istruzioni sono i seguenti:

- | | |
|------------------------------------|--|
| - resistenza a compressione | $f_d = f_m / (\gamma_m \cdot F_C) = 2.4 / (2 \cdot 1.35) = \mathbf{0.89 \text{ N/mm}^2}$ |
| - resistenza a taglio | $\tau_d = 0.06 / (\gamma_m \cdot F_C) = 0.06 / (2 \cdot 1.35) = 0,02 \text{ N/mm}^2$ |
| - modulo di elasticità normale | $E = 750 \text{ N/mm}^2$ |
| - modulo di elasticità tangenziale | $G = 250 \text{ N/mm}^2$ |

Nei calcoli seguenti saranno utilizzati i valori sopra indicati.

9.8 Modalità di analisi e di verifica

Si valuterà la sicurezza dell'edificio nei confronti delle combinazioni di carichi non sismici nella configurazione attuale e nella configurazione post-intervento al fine di dimostrare la necessità degli interventi previsti.

In base all'attuale livello di conoscenza dell'edificio, in accordo a quanto previsto dalla Normativa vigente (DM2008 punto 8.2) si preferisce utilizzare schemi di calcolo isostatici a rottura poiché valutazioni più rigorose mediante analisi numeriche ad elementi finiti potrebbero rivelarsi poco significative a causa delle incertezze sulla geometria (soprattutto per le volte), sul grado di ammorsamento delle pareti e sulle caratteristiche fisico-meccaniche della muratura che non permettono, attualmente, la predisposizione di modelli numerici sufficientemente affidabili.

Ai fini di una modellazione globale dell'edificio si approfondirà la conoscenza in modo più diffuso e preciso al fine di definire i parametri meccanici della muratura, in particolare il modulo elastico.

Al contrario, le valutazioni ottenute con i metodi scelti sono indipendenti dalle caratteristiche di deformabilità della muratura.

Per la valutazione della sicurezza dell'edificio nei confronti delle combinazioni di carichi non sismici si farà riferimento ai seguenti modelli di calcolo semplificati:

- per la muratura verticale si considerano i singoli maschi murari come mensole incastrate alla base (schema pre-intervento) e come travi semplicemente appoggiate (schema post-intervento)
- per le volte e gli archi si farà riferimento allo schema di arco a tre cerniere

10. VERIFICHE

10.1 Configurazione strutturale attuale

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali più significativi svolte con la configurazione strutturale attuale. Dalle verifiche effettuate si nota che la struttura ha alcune carenze che rendono necessari alcuni interventi per il riutilizzo dell'edificio.

10.1.1 Verifica fondazioni

Nell'edificio in esame non sono stati osservati fenomeni fessurativi o dissesti causati da insufficienza delle fondazioni dell'edificio pertanto, come previsto dalla normativa vigente, non saranno effettuate verifiche riguardanti le fondazioni dell'edificio e non si prevede alcun intervento.

Per le verifiche di capacità portante del terreno fare riferimento alla **Relazione geotecnica**.

10.1.2 Verifica muratura

Nella configurazione attuale si può ragionevolmente ritenere che la struttura portante dell'edificio sia costituita da maschi murari non collegati tra di loro poiché gli orizzontamenti dell'edificio sono realizzati mediante sistemi di archi e volte che, in assenza di catene, non possiedono una rigidezza nel piano sufficiente a collegare i maschi murari. Si può pertanto assumere uno schema di calcolo di mensola verticale incastrata alla base e di lunghezza pari all'altezza dell'edificio.

La determinazione dei carichi verticali e dei carichi orizzontali (vento) di competenza del maschio murario in esame è effettuata per aree di influenza.

Si riporta la verifica alla base di un maschio murario della facciata dell'edificio.

Le dimensioni del pannello sono 0.7x1.35m.

Il pannello è sollecitato dalle seguenti sollecitazioni (SLU):

$$N_d = 1.3 \cdot 646 \text{ kN} + 1.5 \cdot 50 \text{ kN} = \mathbf{915 \text{ kN}} \quad (\text{carichi verticali permanenti e variabili})$$

$$M_{d \text{ fuori piano}} = 113 \text{ kNm} \cdot 1.5 = 170 \text{ kNm} \quad (\text{momento dovuto al vento sulla striscia di facciata di competenza})$$

1) Verifica a pressoflessione fuori piano:

Lo sforzo normale resistente massimo della sezione è pari a:

$$N_u = h \cdot b \cdot 0.85 \cdot f_d = 700\text{mm} \cdot 1350\text{mm} \cdot 0.85 \cdot 0.89 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{715 \text{ kN}} < N_d \quad \text{verifica non soddisfatta}$$

La verifica del maschio murario non è soddisfatta nei confronti della compressione in quanto lo sforzo normale resistente della sezione è inferiore allo sforzo normale di calcolo.

10.1.3 Verifica delle volte

Si riportano le verifiche relative a 2 tipologie di volte significative:

- volta a botte ribassata (orizzontamento quota +2.9m)
- volta a botte (orizzontamento quota +8.9m)

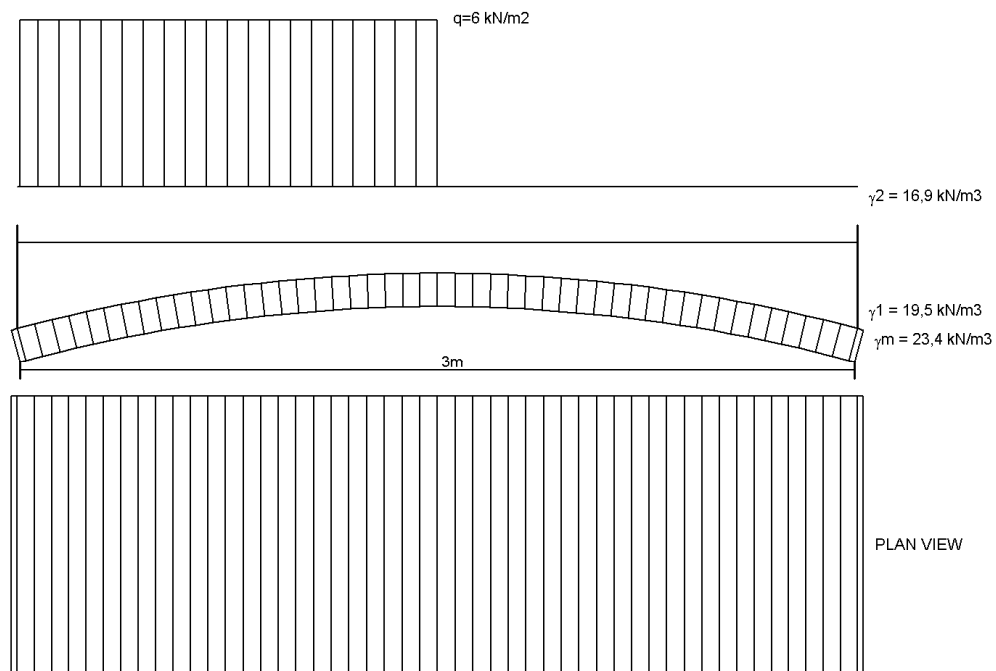
In entrambi i casi si è assimilata la volta a botte a un arco e si è considerato uno schema di calcolo di arco a tre cerniere, che rappresenta il comportamento della volta a rottura.

Verifica volta a botte ribassata (quota +2.9m)

Si riporta la verifica della volta a botte di luce 3m e freccia 0.2m ($h/l = 0.07$). Si considera 1m di volta in profondità.

Si vuole verificare se la volta è adatta a sopportare i carichi di progetto. In questo caso i carichi permanenti di progetto sono molto simili a quelli attualmente agenti sulla volta.

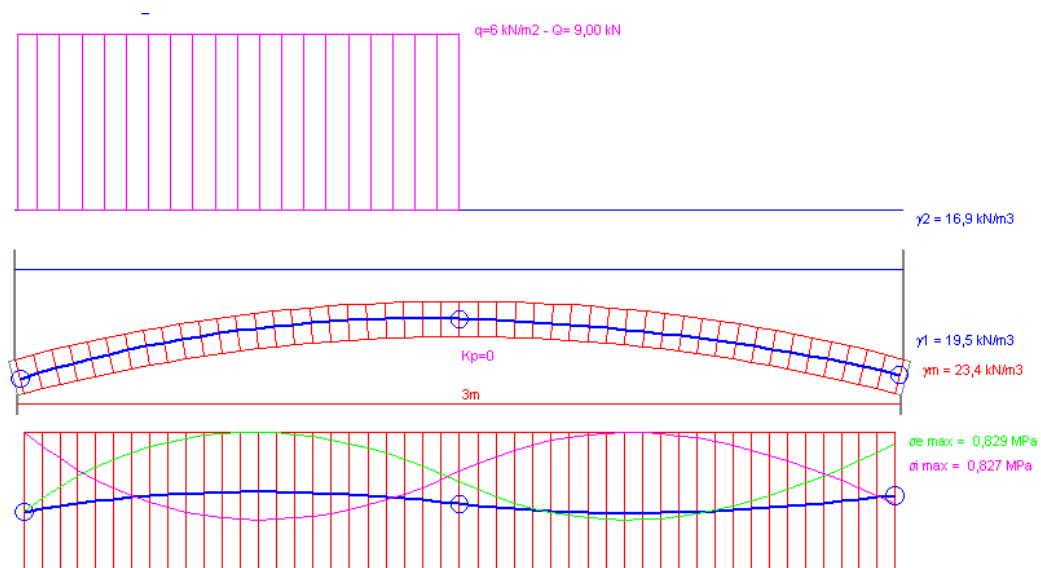
I carichi agenti sono il peso proprio della volta, il riempimento e il sovraccarico variabile applicati come da figura seguente. I valori dei pesi specifici dei materiali sono amplificati del coefficiente per i carichi permanenti $\gamma = 1.3$.



Nella figura seguente si riporta la soluzione ottenuta. La linea blu rappresenta la curva delle pressioni, mentre la curva verde e la curva magenta sono, rispettivamente, i diagrammi delle tensioni massime in ciascuna sezione all'estradosso e all'intradosso. I valori delle tensioni sono calcolati secondo la teoria elastica classica per materiali non reagenti a trazione:

$$\sigma_{\max} = 2N/3u$$

Essendo N la forza assiale di compressione per unità di larghezza dell'arco e u la distanza della linea delle pressioni dal bordo compresso.



La tensione massima calcolata è pari a 0.83 MPa e le sezioni sono ovunque compresse.

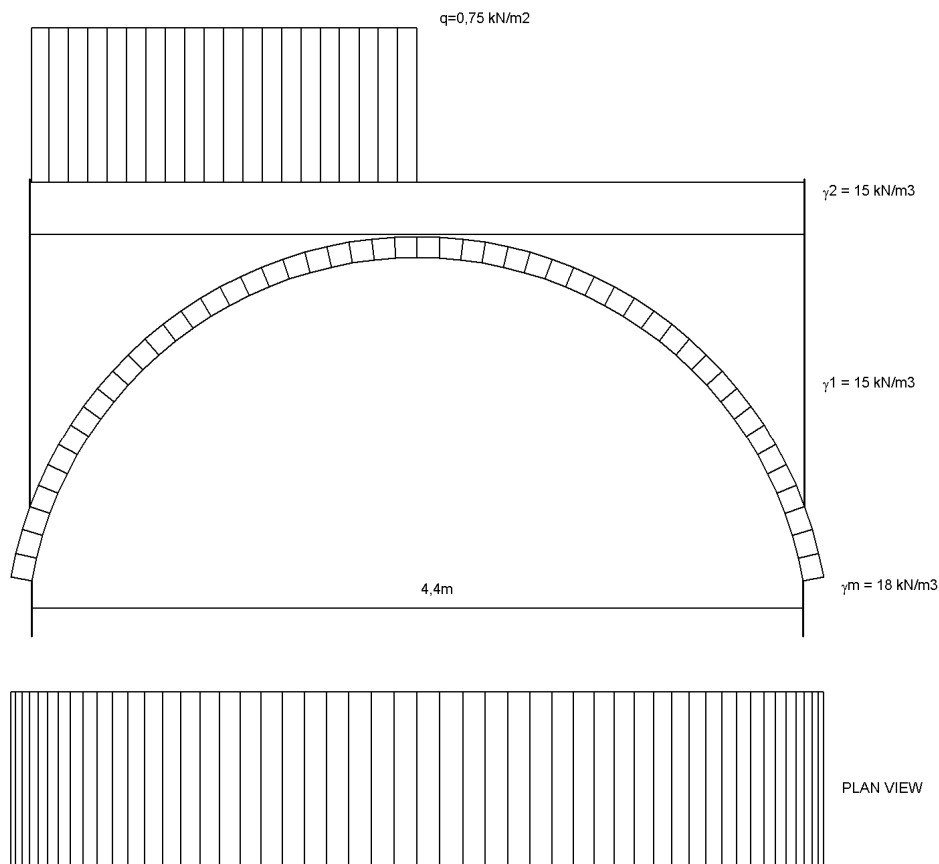
La tensione ottenuta dai calcoli è ritenuta eccessiva per la volta in mattoni in esame poiché essa rappresenta il 93% della resistenza a compressione di calcolo.

Verifica volta a botte (quota +8.9m)

Si riporta la verifica della volta a botte di luce 4.4m e freccia 1.85m ($h/l = 0.42$). Si considera 1m di volta in profondità.

Si vuole verificare se la volta è adatta a sopportare i carichi di progetto. In questo caso i carichi di progetto sono molto simili a quelli attualmente agenti sulla volta.

I carichi agenti sono il peso proprio della volta, il riempimento e il sovraccarico variabile di manutenzione applicati come da figura seguente. I valori dei pesi specifici dei materiali sono amplificati del coefficiente per i carichi permanenti $\gamma = 1.0$ perché danno un contributo favorevole.

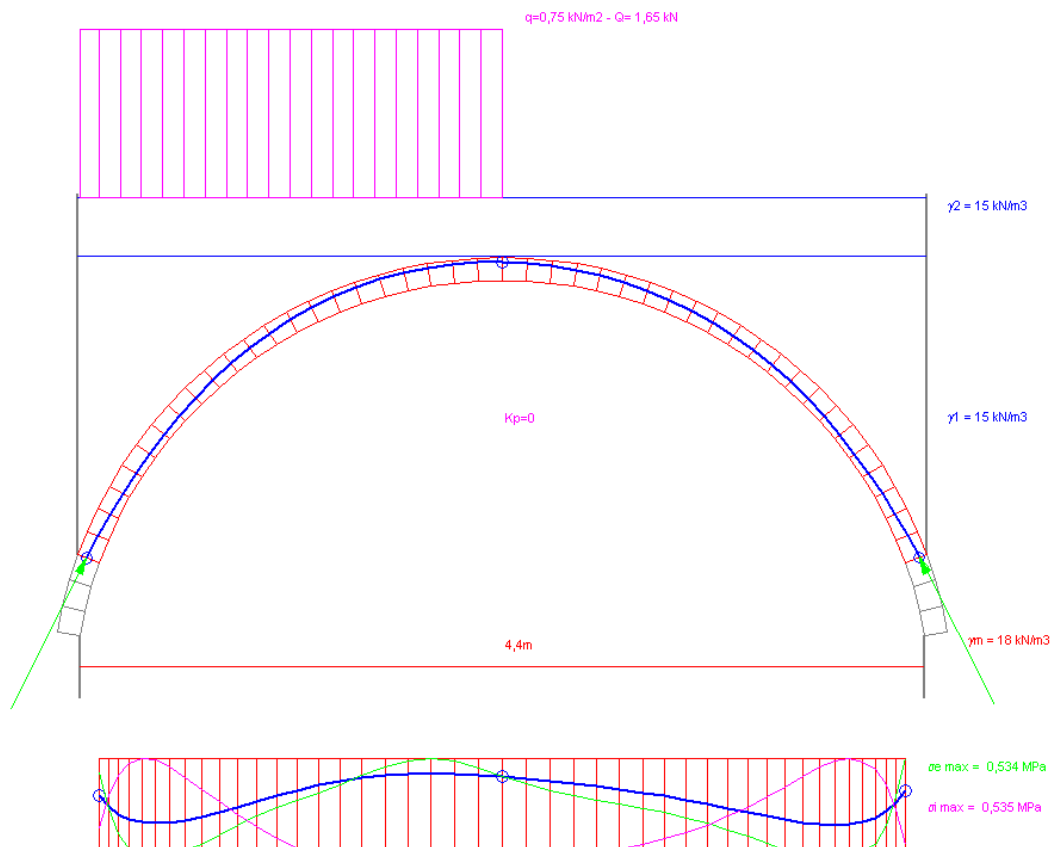


Nella figura seguente si riporta la soluzione ottenuta. La linea blu rappresenta la curva delle pressioni, mentre la curva verde e la curva megenta sono, rispettivamente, i diagrammi delle tensioni massime in ciascuna sezione

all'estradosso e all'intradosso. I valori delle tensioni sono calcolati secondo la teoria elastica classica per materiali non reagenti a trazione:

$$\sigma_{\max} = 2N/3u$$

Essendo N la forza assiale di compressione per unità di larghezza dell'arco e u la distanza della linea delle pressioni dal bordo compresso.



La tensione massima calcolata è pari a 0.535 MPa e la percentuale di sezione compressa è il 50% (sezione di chiave).

Dai calcoli effettuati si nota che la zona nell'intorno della chiave della volta presenta tensioni nulle all'intradosso che è coerente con la fessura in chiave rilevata nella volta.

10.2 Interventi di consolidamento previsti

A) Interventi necessari per la ricostruzione geometrica delle strutture

Al fine di rimediare al degrado diffuso delle strutture portanti è necessario realizzare i seguenti interventi:

1. scarnitura profonda dei giunti tra i mattoni e ripristino dei giunti di malta
2. cucì-scucì per sostituire i mattoni particolarmente degradati e ricostruire le parti di muratura mancanti
3. realizzazione di una nuova struttura portante per la copertura (con cordolo perimetrale di collegamento)

B) Interventi necessari per il consolidamento ed il miglioramento di resistenza delle strutture

Con l'attuale livello di conoscenza (LC1) si ritengono necessari i seguenti interventi riabilitativi al fine di garantire la sicurezza dell'edificio nei confronti dei carichi di progetto:

1. iniezioni di malta di calce nelle **murature verticali** al fine di aumentare l'attuale resistenza a compressione ridotta dal degrado generale dei materiali. La malta utilizzata sarà compatibile con la composizione chimica della malta storica già presente e sarà compatibile con le caratteristiche meccaniche, resistenza a compressione e modulo elastico, della muratura che si vuole consolidare.
2. rinforzo delle **volte** mediante realizzazione di controvolte in c.a. strutturale alleggerito che sostituiscono le volte in mattoni nella loro funzione statica.
3. realizzazione di un **massetto in c.a.** alleggerito e armato ad ogni orizzontamento al fine di irrigidire gli orizzontamenti nel loro piano (per limitare la deformabilità nel piano degli orizzontamenti e dunque ridistribuire le azioni orizzontali).
4. inserimento di **catene** nel massetto in c.a. al fine di contrastare la spinta delle volte.

10.3 Verifiche configurazione strutturale post-intervento

In seguito agli interventi previsti si possono ricalcolare le resistenze della muratura secondo quanto previsto dalla Normativa (Istruzioni DM2008 paragrafo C8A.2 – Tabella C8A.2.2): si può applicare un coefficiente moltiplicativo pari a **1.5** per tener conto del miglioramento delle caratteristiche meccaniche dato dal consolidamento mediante iniezioni di malta nelle murature.

I valori di calcolo delle caratteristiche meccaniche della muratura diventano:

- resistenza a compressione $f_d = 1.5 \cdot f_m / (\gamma_m \cdot F_C) = 1.5 \cdot 2.4 / (2 \cdot 1.35) = 1.34 \text{ N/mm}^2$
- resistenza a taglio $\tau_d = 1.5 \cdot 0.06 / (\gamma_m \cdot F_C) = 1.5 \cdot 0.06 / (2 \cdot 1.35) = 0.03 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità normale $E = 1.5 \cdot 750 \text{ N/mm}^2 = 1125 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale $G = 1.5 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ N/mm}^2$

10.3.1 Verifica muratura

Nella configurazione post-intervento si può ragionevolmente ritenere che la struttura portante dell'edificio sia costituita da maschi murari collegati tra di loro poiché si è inserito un massetto in c.a. che conferisce agli orizzontamenti una rigidità nel piano sufficiente a collegare i maschi murari.

Si può pertanto assumere per la verifica fuori piano uno schema di calcolo di trave in semplice appoggio di lunghezza pari all'interpiano del maschio murario considerato e per la verifica nel piano un sistema di mensole collegate da bielle.

Si riporta la verifica di un maschio murario della facciata dell'edificio.

Le dimensioni del pannello sono 0.7x1.35m.

Il pannello è sollecitato dalle seguenti sollecitazioni (SLU):

- $N_d = 1.3 \cdot 632 + 1.5 \cdot 50 = \mathbf{897 \text{ kN}}$ (carichi verticali permanenti e variabili)
- $M_{d \text{ nel piano}} = 49 \text{ kNm} \cdot 1.5 = \mathbf{74 \text{ kNm}}$ (momento nel piano del setto dovuto all'azione del vento di competenza del setto, calcolato con lo schema di mensole collegate da bielle per la sezione alla base del setto)
- $M_{d \text{ fuori piano}} = 2.7 \text{ kNm} \cdot 1.5 = \mathbf{4.1 \text{ kNm}}$ (momento fuori piano del setto dovuto all'azione del vento di competenza del setto, calcolato con lo schema di trave in semplice appoggio per la sezione di mezzzeria della trave)

1) Verifica a pressoflessione nel piano del maschio murario:

Lo sforzo normale resistente massimo N_u della sezione è pari a:

$$N_u = h \cdot b \cdot 0.85 \cdot f_d = 700\text{mm} \cdot 1350\text{mm} \cdot 0.85 \cdot 1.34 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{1076 \text{ kN}} \quad n = N_d / N_u = 0.83$$

$$m = 3 \cdot n \cdot (1-n) = 0.42$$

$$M_u = m \cdot h^2 \cdot 0.85 \cdot b \cdot f_d / 6 = \mathbf{121 \text{ kNm}} \quad > M_d \text{ nel piano}$$

La verifica a pressoflessione nel piano del maschio murario è soddisfatta poiché il momento resistente ultimo M_u della sezione è inferiore al momento di calcolo M_d .

2) Verifica a pressoflessione fuori piano del maschio murario:

Lo sforzo normale resistente massimo della sezione è pari a:

$$N_u = h \cdot b \cdot 0.85 \cdot f_d = 700\text{mm} \cdot 1350\text{mm} \cdot 0.85 \cdot 1.34 \text{ N/mm}^2 = 1076 \text{ kN} \quad n = N_d / N_u = 0.83$$

$$m = 3 \cdot n \cdot (1-n) = 0.42$$

$$M_u = m \cdot h^2 \cdot 0.85 \cdot b \cdot f_d / 6 = \mathbf{53 \text{ kNm}} \quad > M_d \text{ fuori piano}$$

La verifica a pressoflessione fuori piano del maschio murario è soddisfatta poiché il momento resistente ultimo M_u della sezione è inferiore al momento di calcolo M_d .

10.3.2 Verifica delle volte

Verifica volta a botte ribassata (quota +2.9m)

Nella configurazione post-intervento si affianca, nella sua funzione statica, alla volta in mattoni esistente una controvolta in c.a. alleggerito, realizzata in aderenza alla volta in mattoni. Lo spessore della controvolta è di 8 cm.

I carichi agenti sono il peso proprio della volta, il peso proprio della controvolta, il riempimento alleggerito e il sovraccarico variabile e sono inferiori a quelli valutati nella configurazione attuale per la presenza del riempimento alleggerito.

I benefici apportati dalla controvolta consistono nella diminuzione delle tensioni nella muratura, nell'azione di cucitura e ritegno che opera nei confronti della volta.

Anche considerando le sollecitazioni che agivano sulla sola volta in muratura nella configurazione pre-intervento, le sollecitazioni che deve sopportare la controvolta in calcestruzzo sono notevolmente inferiori alla resistenza del materiale.

Verifica volta a botte (quota +8.9m)

Nella configurazione post-intervento si affianca, nella sua funzione statica, alla volta in mattoni esistente una controvolta in c.a. alleggerito, realizzata in aderenza alla volta in mattoni. Lo spessore della controvolta è di 8 cm.

I carichi agenti sono il peso proprio della volta, il peso proprio della controvolta, il riempimento alleggerito e il sovraccarico variabile di manutenzione e sono inferiori a quelli valutati nella configurazione attuale per la presenza del riempimento alleggerito.

I benefici apportati dalla controvolta consistono nella diminuzione delle tensioni nella muratura, nell'azione di cucitura e ritegno che opera nei confronti della volta.

Anche considerando le sollecitazioni che agivano sulla sola volta in muratura nella configurazione pre-intervento, le sollecitazioni che deve sopportare la controvolta in calcestruzzo sono notevolmente inferiori alla resistenza del materiale.

10.4 Ulteriori indagini per aumentare il livello di conoscenza

Per conoscere alcuni aspetti non indagati con le indagini effettuate e per migliorare la conoscenza dell'edificio (e dunque limitare gli interventi di consolidamento) si ritiene necessario prevedere ulteriori indagini diagnostiche.

Per quanto riguarda il livello di conoscenza LC1 si ritiene necessario integrare le informazioni già ottenute con le seguenti informazioni:

- **Fondazioni:** si consiglia di effettuare ulteriori scavi fondazionali, fino a quota di imposta della fondazione, poiché negli scavi fondazionali effettuati si è raggiunta la quota di imposta della fondazione solo in 2 casi, nei quali si è rilevato un differente approfondimento del muro fondale. Si chiede, al fine di poter valutare in modo più certo la portanza del sistema fondale dell'edificio, di effettuare altri 5 scavi fondali fino alla quota di imposta delle fondazioni, come suggerito dalla Direttiva (punto 4.1.8). Due dei cinque scavi saranno effettuati per individuare la tipologia e l'approfondimento delle fondazioni delle colonne dell'atrio e del locale destinato alla ristorazione/libreria.
- **Volte:** nell'edificio sono presenti diverse tipologie di volte e si ritiene necessario conoscere lo spessore e la stratigrafia per ciascuna tipologia al fine di avvalorare la valutazione delle condizioni statiche, nonché le stime dei costi dell'intervento previsto. Si richiede, pertanto, di effettuare 2 endoscopie, una in mezzeria e una vicino alle imposte, per ciascuna tipologia di volta presente nell'edificio.

Nel caso fosse possibile raggiungere il livello di conoscenza **LC2**, secondo i requisiti della normativa vigente, si potrebbe utilizzare un valore più basso del fattore di confidenza F_C e rendere così meno gravose le verifiche strutturali al fine di limitare gli interventi sull'edificio, pur rispettando i livelli di sicurezza richiesti dalla Normativa.

Il beneficio correlato sarebbe duplice:

- si potrebbero evitare interventi superflui coerentemente con il criterio di minimo intervento della teoria del restauro
- si potrebbero ridurre i costi dell'intervento

In base alle prescrizioni della Normativa, per pervenire al livello di conoscenza LC2 è necessario effettuare le seguenti indagini diagnostiche:

- Ulteriori indagini con il martinetto piatto singolo al fine di determinare lo stato di sollecitazione locale in ulteriori porzioni di muratura
- Ulteriori indagini con i martinetti piatti doppi al fine di determinare i parametri di deformabilità in ulteriori porzioni di muratura
- Prove di laboratorio sui mattoni e sulle malte

11. RELAZIONE SISMICA

11.1 Azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata in termini di spettri di risposta secondo quanto indicato da N.T.C. 14-1-2008.

In seguito vengono riportate tutte le informazioni necessarie alla definizione dell'azione sismica da utilizzare per la verifica strutturale del fabbricato.

Combinazione sismica

Per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica (E) si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

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

$$M = G_{1k} + G_{2k} + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

I coefficienti ψ_2 assumono i seguenti valori:

- 0.6 per ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C);
- 0.8 per biblioteche, archivi e magazzini (Cat. E);
- 0.6 per autorimesse (Cat.F);
- 0.0 per vento e neve.

Parametri sismici relativi alla dislocazione geografica del sito

Il Comune di Vercelli (area in cui è situato l'edificio in oggetto) ha dislocazione geografica tale per cui, considerando una vita nominale di 50 anni e un classe d'uso di tipo IV, si ricavano i seguenti parametri sismici (come indicato nelle N.T.C.) per lo stato limite ultimo SLV ($T_R = 949$ anni):

$$a_g = 0.043g$$

$$F^\circ = 2.675$$

$$T_c^* = 0.306s$$

Parametri sismici relativi alla categoria del sottosuolo

$$S = S_S \cdot S_T = 1.5$$

dove:

- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica dipende dalla categoria di profilo stratigrafico del sito, per cui in caso di azione sismica orizzontale si adotta il seguente valore indicato nelle N.T.C.:

$$S_S = 1.7 - 0.6 \cdot F^\circ \cdot a_g/g = 1.50 \text{ (categoria suolo C)}$$

(In caso di azione sismica verticale si adotta il seguente valore indicato nelle N.T.C.: $S_S = 1.0$)

- S_T = coefficiente di amplificazione topografica dipende dalla morfologia del sito, ovvero dal fatto che l'edificio in esame possa trovarsi su un'area non pianeggiante. L'edificio è situato su un'area pianeggiante, per cui si assume il seguente valore:

$$S_T = 1$$

$$C_C = 1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33} = 1.55 \text{ (categoria suolo C)}$$

Si rimanda alla Relazione Geotecnica per ogni approfondimento.

11.2 Fattori di struttura dell'edificio

L'edificio rientra nella categoria delle opere ordinarie caratterizzate da una vita nominale (V_N) pari a 50anni, mentre, per i servizi che ospita al suo interno, è classificabile come edificio di *Classe IV* (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti) per i quali viene definito un coefficiente d'uso (C_U) pari 2.

Queste classificazioni portano a determinare una vita di riferimento (V_R), da utilizzare le determinazione dei parametri di progetto pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

L'edificio ha una struttura che fa sì che non possa essere considerato regolare pianta e in altezza in quanto non rispetta le condizioni indicate nel DM2008 (cap. 7.2.2).

Fattore di struttura

$$q = q_0 \cdot K_R = \mathbf{2.24}$$

dove:

- $q_0 = 2.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 2.0 \cdot 1.4 = \mathbf{2.8}$ per strutture in muratura
- $K_R = \mathbf{0.8}$ per le strutture non regolari in altezza

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore q è pari a **1.5**.

Si riportano di seguito i parametri e lo spettro di risposta orizzontale per lo stato limite di salvaguardia.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,043 g
F_o	2,675
T_c^*	0,306 s
S_s	1,500
C_c	1,553
S_T	1,000
q	2,240

Parametri dipendenti

S	1,500
η	0,446
T_B	0,158 s
T_c	0,474 s
T_D	1,771 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,064
$T_B \leftarrow$	0,158	0,076
$T_c \leftarrow$	0,474	0,076
	0,536	0,068
	0,598	0,061
	0,660	0,055
	0,721	0,050
	0,783	0,046
	0,845	0,043
	0,906	0,040
	0,968	0,037
	1,030	0,035
	1,092	0,033
	1,153	0,031
	1,215	0,030
	1,277	0,028
	1,339	0,027
	1,400	0,026
	1,462	0,025
	1,524	0,024
	1,585	0,023
	1,647	0,022
	1,709	0,021
$T_D \leftarrow$	1,771	0,020
	1,877	0,018
	1,983	0,016
	2,089	0,015
	2,195	0,013
	2,301	0,012
	2,408	0,011
	2,514	0,010
	2,620	0,009
	2,726	0,009
	2,832	0,009
	2,938	0,009
	3,045	0,009
	3,151	0,009
	3,257	0,009
	3,363	0,009
	3,469	0,009
	3,575	0,009
	3,682	0,009
	3,788	0,009
	3,894	0,009
	4,000	0,009

11.3 Valutazione della sicurezza sismica

L'edificio ex-18 è un edificio esistente e tutelato pertanto, secondo la vigente Normativa, è possibile limitare la tipologia di interventi al solo **miglioramento sismico**, in modo da conciliare le esigenze di sicurezza con le esigenze di conservazione dell'immobile.

La configurazione strutturale attuale dell'edificio presenta elementi vulnerabili all'azione sismica individuabili nelle colonne e pilastri del piano terra e nelle volte che costituiscono gli orizzontamenti dell'edificio.

Le colonne e i pilastri sono elementi a rischio perché potrebbero non essere adeguatamente collegati agli orizzontamenti e quindi potrebbero dar luogo a cinatismi locali in caso di sisma anche per accelerazioni basse, in particolare, il retro dell'edificio presenta al piano terra solo pilastri che non garantiscono un adeguato controventamento e possono determinare un meccanismo locale di questa parte di edificio.

Le volte rappresentano un elemento di rischio perché dalle indagini endoscopiche effettuate è risultato che il materiale di riempimento è friabile e potrebbe generare, in caso di sisma, delle spinte orizzontali che le volte potrebbero non essere in grado di contrastare. Inoltre, le volte non collaborano alla resistenza dell'edificio in caso di sisma perché non hanno rigidezza nel piano sufficiente a costituire un diaframma rigido ai fini della redistribuzione dell'azione sismica tra tutte le pareti dell'edificio.

Per dimostrare il miglioramento sismico non è indispensabile effettuare una valutazione quantitativa, in quanto alcuni interventi sono intrinsecamente migliorativi del comportamento sismico dell'edificio.

Per migliorare il comportamento sismico dell'edificio si è previsto di :

- 1) Realizzare membrane in c.a. dello spessore di 10 cm a livello di tutti gli orizzontamenti per ottenere un comportamento diaframmatico degli orizzontamenti (migliora il comportamento scatolare dell'edificio consentendo la redistribuzione delle azioni orizzontali)
- 2) Eseguire delle iniezioni di malta nella muratura al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche (migliora la resistenza a taglio e a compressione)
- 3) Rimuovere il riempimento incoerente delle volte e sostituirlo con un riempimento più compatto e leggero (diminuisce la massa che si mobilita in caso di sisma e di conseguenza anche l'azione sismica)
- 4) Inserire catene nel massetto in c.a. (migliorano il comportamento scatolare dell'edificio e contrastano le spinte delle volte)
- 5) Realizzare cordoli perimetrali in c.a. a livello della copertura (migliorano il comportamento scatolare dell'edificio)

Si deve comunque specificare che l'azione orizzontale del vento è superiore, in termini di forza statica, all'azione orizzontale del sisma.

Risultante dell'azione del vento (valutata nella direzione ortogonale alla facciata principale dell'edificio):

$$F_{h, \text{vento}} = (639 \text{ N/m}^2 \cdot 7.9 \text{ m} + (735 \text{ N/m}^2 + 639 \text{ N/m}^2) \cdot 3.5 \text{ m} / 2) \cdot 30.5 \text{ m} \cdot 1.2 = \mathbf{272 \text{ kN}}$$

Risultante dell'azione del sisma:

$$F_{h, \text{sisma}} = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0.077 \cdot 31850 \text{ kN} \cdot 1 / 9.81 = \mathbf{250 \text{ kN}}$$

nella quale:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0.05 \cdot 11^{3/4} = 0.30 \text{ s}$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 / q = 0.077g$$

$$W = 31850 \text{ kN}$$

$$\lambda = 1$$

Si ritiene che l'attuale livello di conoscenza dell'edificio sia inadeguato allo scopo di effettuare valutazioni più approfondite del comportamento sismico dell'edificio (modellazione tridimensionale ad elementi finiti).