

SERVIZIO COMUNE TECNICO PATRIMONIALE
AZIENDA USL FERRARA
Via Cassoli 30
44100 Ferrara - tel. 0532 235800

FIRMA / VERIFICA / VALIDAZIONE

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Arch. Giovanni Peressotti

COMMITTENZA: AZIENDA UNITÀ SANITARIA LOCALE DI FERRARA

DIRETTORE GENERALE

Dr.ssa Monica Calamai

DIRETTORE SANITARIO

Dr. Emanuele Ciotti

DIRETTORE AMMINISTRATIVO

Dr.ssa Anna Gualandi

INTERVENTO

**OSPEDALE "F.LLI BORSELLI" - BONDENO (FE)
REALIZZAZIONE CASA DELLA SALUTE A BONDENO - SECONDA FASE**

INTERVENTO N°762 DELL'ALLEGATO C1 ALL'ORDINANZA RER N°10 DEL 25/03/2015

PROGETTAZIONE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTAZIONE EDILE-ARCHITETTONICA

ARCH. MARCO RIZZOLI
VIA ZACCHERINI ALVISI 3
40138 BOLOGNA
Tel. 051.0562611 - Fax 051.0544773
Email: info@studio-rizzoli.it

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI ED ELETTRICI

ING. PAOLO TRAPELLA - STEP ENGINEERING srl
VIA PONTEGRADELLA, 87
44123 FERRARA
Tel. 0532 740050
Email: segreteria@studio-step.it

PROGETTAZIONE STRUTTURE

ING. ALDO BARBIERI - STUDIO ENARCO SRL
ING. FILIPPO LORETI - COLLABORATORE
VIA DEL RONDONE, 1
40122 BOLOGNA
Tel. 051.552892
Email: enarco@enarco.it

SICUREZZA

ARCH. ANTONELLA ZENI
CORSO ISONZO, 84
44121 FERRARA
Cell. 347.4508301
Email: antozen@libero.it

LIVELLO PROGETTUALE

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO ELABORATO

**PROGETTO STRUTTURALE
RELAZIONE TECNICA-ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO**

CODICE IMMOBILE

CP1P02

N. TAV.

PERS01

SCALA

DATA

30 GIUGNO 2021

FILE NAME

COPERTINA RS01.dwg

3				
2				
1				
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	REVISIONE

COMUNE DI BONDENO

PROGETTO DELLE STRUTTURE DELLA CASA DELLA SALUTE “F.LLI BORSELLI” A BONDENO (FE)

RS - RELAZIONI DEL PROGETTO OPERE STRUTTURALI:

(ai sensi della deliberazione Giunta Regionale Emilia-Romagna n. 1373/2011)

1. ELENCO DOCUMENTI DEL PROGETTO OPERE STRUTTURALI
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
3. RELAZIONE SUI MATERIALI
4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI
5. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI:
 - 5.1. RELAZIONE GEOLOGICA
 - 5.2. RELAZIONE GEOTECNICA
 - 5.3. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
6. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE
7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
8. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Committente:

Azienda USL Ferrara

Progetto architettonico:

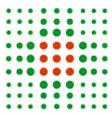
arch. Marco Rizzoli

Progetto delle strutture:

ing. Aldo Barbieri

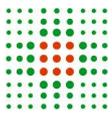
via del Rondone n. 1 – 40122 Bologna

Bologna, Luglio 2021

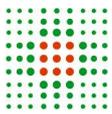


INDICE

1.	ELENCO DOCUMENTI DEL PROGETTO OPERE STRUTTURALI	4
1.1.	Documenti.....	4
1.2.	Tavole	5
2.	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	6
2.1.	Illustrazione sintetica elementi essenziali del progetto strutturale.....	6
2.2.	Generalità e descrizione delle opere strutturali di progetto	9
2.2.1.	Generalità delle opere strutturali di progetto.....	9
2.2.2.	Descrizione dello stato di fatto.....	12
2.2.3.	Descrizione dei danni alle strutture dovuti al sisma	22
2.2.4.	Descrizione delle opere strutturali di progetto.....	29
2.3.	Quadro normativo di riferimento adottato	34
2.3.1.	Norme di riferimento cogenti	34
2.3.2.	Altre norme e documenti tecnici integrativi	34
2.4.	Carichi e azioni di progetto sulle costruzioni	35
2.4.1.	Principali combinazioni delle azioni	35
2.4.2.	Carichi verticali.....	37
2.4.3.	Vento e neve	53
2.5.	Verifiche delle strutture di progetto	54
2.5.1.	Criteri generali per la verifica delle strutture	54
2.5.2.	Modellazione globale e analisi con programma a elementi finiti.....	56
2.5.3.	Verifiche localizzate di strutture (senza modellazione numerica a elementi finiti)	62
3.	RELAZIONE SUI MATERIALI.....	92
3.1.	Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera.....	92
3.2.	Valori di calcolo	95
4.	ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	98
4.1.	ES Rilievo geometrico-strutturale	98
4.2.	ES Documentazione fotografica	98
4.3.	ES Quadro fessurativo e/o di degrado.....	98
4.4.	Elaborati grafici generali.....	98
4.5.	Particolari costruttivi	98
5.	RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE	99
5.1.	Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito	99
5.2.	Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno.....	100



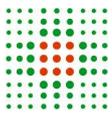
5.3. Relazione sulle fondazioni.....	101
6. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	102
7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	103
8. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	104
ELENCO ALLEGATI (fascicolati a parte, rispetto alla presente relazione).....	106
ELENCO APPENDICI (riportate nel seguito)	107



1. ELENCO DOCUMENTI DEL PROGETTO OPERE STRUTTURALI

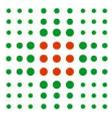
1.1. DOCUMENTI

N°elab	Titolo elaborato
RS 01	RELAZIONI DEL PROGETTO OPERE STRUTTURALI: 1. ELENCO DOCUMENTI DEL PROGETTO OPERE STRUTTURALI 2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE 3. RELAZIONE SUI MATERIALI 4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI 5. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI 5.1. RELAZIONE GEOLOGICA 5.2 RELAZIONE GEOTECNICA 5.3 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI 6. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE 7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 8. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
RS 02	TABULATO DI CALCOLO
RS 03	RELAZIONI DELLE INDAGINI LIFE
RS 04	RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA – SISMICA
RS 05	RELAZIONE FOTOGRAFICA
RS 06	PIANO DI MANUTENZIONE
RS 07	CAPITOLATO TECNICO OPERE STRUTTURALI
RS 08	RELAZIONE DI CALCOLO – CABINA ELETTRICA
QES	QUADRO ECONOMICO OPERE STRUTTURALI
CMES	COMPUTO METRICO ESTIMATIVO OPERE STRUTTURALI
CMAS	COMPUTO METRICO ANALITICO OPERE STRUTTURALI
EPS	ELENCO PREZZI UNITARI OPERE STRUTTURALI
APS	ANALISI NUOVI PREZZI OPERE STRUTTURALI
QIS	QUADRO INCIDENZA MANODOPERA



1.2. TAVOLE

N°elab	Titolo elaborato
S 01	RILIEVO DEL DANNO: Indicazione lesioni PT
S 02	RILIEVO DEL DANNO: Indicazione lesioni P1
S 03	RILIEVO DEL DANNO: Indicazione lesioni P2
S 04	RILIEVO DEL DANNO: Indicazione lesioni P3
S 05	STATO DI FATTO: Pareti
S 06	STATO DI FATTO: Solai
S 07	STATO DI FATTO: Sezioni (1 di 2)
S 08	STATO DI FATTO: Sezioni (2 di 2)
S 09	PROGETTO: Individuazione interventi SOLAI
S 10	PROGETTO: Individuazione interventi SOLAIO 1° orizzontamento
S 11	PROGETTO: Individuazione interventi SOLAIO 2° orizzontamento
S 12	PROGETTO: Individuazione interventi SOLAIO 3° orizzontamento e sottotetti
S 13	PROGETTO: Individuazione interventi SOLAIO coperture basse
S 14	PROGETTO: Individuazione interventi SOLAIO coperture alte
S 15	PROGETTO: Dettagli e armature nuovi SOLAI 1° orizzontamento
S 16	PROGETTO: Dettagli e armature nuovi SOLAI 2° orizzontamento
S 17	PROGETTO: Dettagli e armature nuovi SOLAI 3° orizzontamento
S 18	PROGETTO: Dettagli e armature SOLAI esistenti 1° orizzontamento
S 19	PROGETTO: Dettagli interventi sui SOLAI sottotetti e coperture basse
S 20	PROGETTO: Dettagli interventi sui SOLAI copertura alta
S 21	PROGETTO: Individuazione interventi PARETI PT
S 22	PROGETTO: Individuazione interventi PARETI P1
S 23	PROGETTO: Individuazione interventi PARETI P2
S 24	PROGETTO: Individuazione interventi PARETI P3
S 25	PROGETTO: Individuazione interventi PARETI Sezioni (1 di 2)
S 26	PROGETTO: Individuazione interventi PARETI Sezioni (2 di 2)
S 27	PROGETTO: Dettagli interventi sulle PARETI (1 di 2)
S 28	PROGETTO: Dettagli interventi sulle PARETI (2 di 2)
S 29	PROGETTO: Elementi secondari
S 30	STATO DI FATTO E PROGETTO: Cabina elettrica



2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Si intendono compresi la relazione tecnica e il fascicolo dei calcoli delle strutture portanti.

2.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Con riferimento alla DGR 1373/2011 Allegato B punto B.2.2., di seguito si riportano i riferimenti precisi ai documenti di progetto nei quali sono riportati gli elementi essenziali del progetto strutturale:

a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica:

si veda il seguente par. 2.2, oltre che:

- **per il contesto edilizio si vedano gli elaborati architettonici e la seguente documentazione fotografica (cap. 8);**
- **per le caratteristiche del sito si vedano i seguenti par. 5.1 Relazione geologica e 5.2 Relazione geotecnica.**

b) descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico:

si veda il seguente par. 2.2, oltre che:

- **per le destinazioni d'uso e i carichi si veda il seguente par. 2.4;**
- **per le caratteristiche delle fondazioni si veda il seguente par. 5.3 Relazione sulle fondazioni.**

c) normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica:

si veda il seguente paragrafo 2.3.

d) definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale - VN, classe d'uso, periodo di riferimento - VR, categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali:

si veda il seguente capitolo 2.4.3.

e) descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati:

si veda il seguente capitolo 3.

f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità - CD, regolarità in pianta ed in alzata, tipologia strutturale, fattore di struttura - q e relativa giustificazione, stati limite indagati,



giunti di separazione fra strutture contigue, criteri per la valutazione degli elementi non strutturali e degli impianti, requisiti delle fondazioni e collegamenti tra fondazioni, vincolamenti interni e/o esterni, schemi statici adottati:

si veda il seguente capitolo 2.5.

- g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione:

si vedano il seguente paragrafo 2.4 e gli allegati tabulati di calcolo.

- h) indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa: analisi lineare o non lineare (precisazione del fattore $\Theta = P \cdot d/V \cdot h$), analisi statica o dinamica (periodo $T1 < 2.5TC$ o TD , regolarità in altezza):

si vedano i seguenti paragrafi 2.4.3. e 2.5, oltre che gli allegati tabulati di calcolo.

- i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:

i criteri di verifica per gli SLU e gli SLE indagati sono quelli prescritti dalle vigenti Norme Tecniche per le tipologie strutturali e destinazioni d'uso previste in progetto.

Le suddette informazioni sono di volta in volta precisate negli specifici paragrafi seguenti e in particolare: paragrafi 2.4.1., 2.5 e allegati tabulati di calcolo.

- j) rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, così come emergenti dai risultati dell'analisi, sintesi delle verifiche di sicurezza, e giudizio motivato di accettabilità dei risultati:

si vedano gli allegati tabulati di calcolo e il seguente paragrafo 2.5.

- k) caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo:

l) si vedano gli allegati tabulati di calcolo e il seguente paragrafo 2.5.

- m) con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: fasi di realizzazione dell'opera (se pertinenti), sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite, ed altri aspetti e risultati significativi della progettazione di opere particolari:

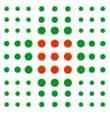
si vedano il seguente paragrafo 5.3. Relazione sulle fondazioni e gli allegati tabulati di calcolo.

ed inoltre, per le costruzioni esistenti:

- n) indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata:

si veda il seguente paragrafo 2.2.

- o) descrizione della struttura esistente nel suo insieme, delle eventuali interazioni con altre unità strutturali e delle modalità con cui di ciò si è tenuto conto, dei principali interventi realizzati nel tempo, nonché sintesi delle vulnerabilità riscontrate, derivanti dal rilievo strutturale:



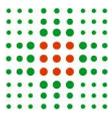
si veda il seguente paragrafo 2.2.

- p) definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le strutture interessate dall'intervento, in relazione ad eventuali indagini specialistiche condotte o ad altro materiale disponibile, e conseguente determinazione dei livelli di conoscenza e dei corrispondenti fattori di confidenza:

si vedano i seguenti paragrafo 2.5, capitolo 3 e capitolo 7.

- q) risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento, in condizioni statiche e sismiche:

si vedano i seguenti paragrafo 2.5, capitolo 7 e gli allegati tabulati di calcolo.



2.2. GENERALITÀ E DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI DI PROGETTO

2.2.1. GENERALITÀ DELLE OPERE STRUTTURALI DI PROGETTO

Il presente progetto delle opere strutturali è relativo al seguente intervento:

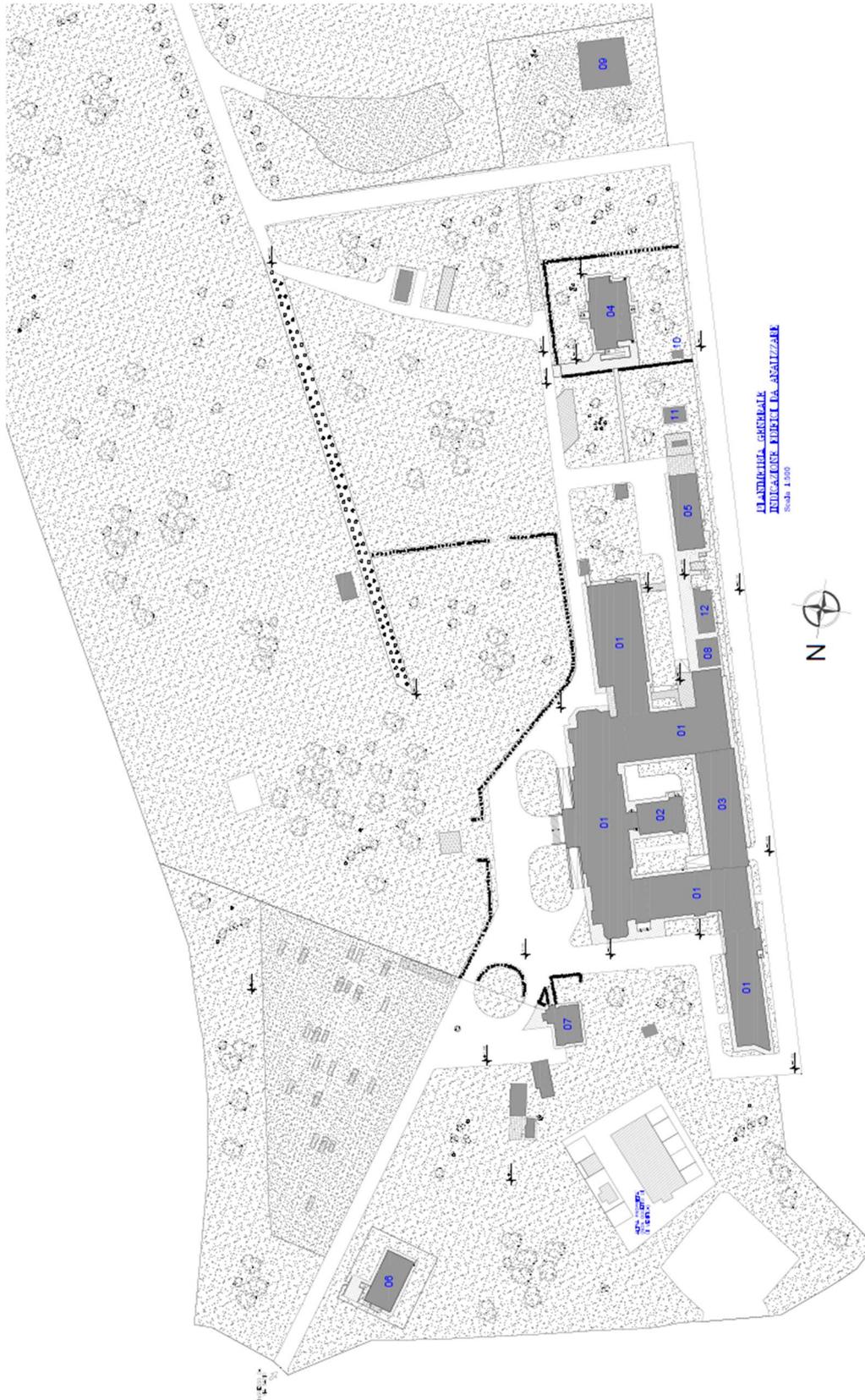
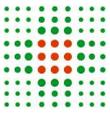
- Ubicazione: Via Dazio 113, Bondeno (FE)
- Committente: Azienda USL Ferrara
- Progettista architettonico: arch. Marco Rizzoli
- Progettista strutture: ing. Aldo Barbieri
- Destinazione d'uso: Ambulatori e degenze

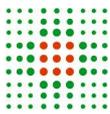
Gli interventi in oggetto sono connessi a:

- riparazione del danno subito in seguito al sisma del 2012;
- rifunzionalizzazione del fabbricato.

La localizzazione dell'intervento di progetto e il circostante contesto edilizio sono individuati nella seguente immagine aerea.





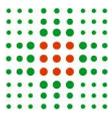


2.2.1.1. Sintesi del percorso progettuale

Il percorso progettuale seguito per la definizione delle opere strutturali dallo scrivente progettista si è sviluppato, nell'ordine, secondo i seguenti criteri:

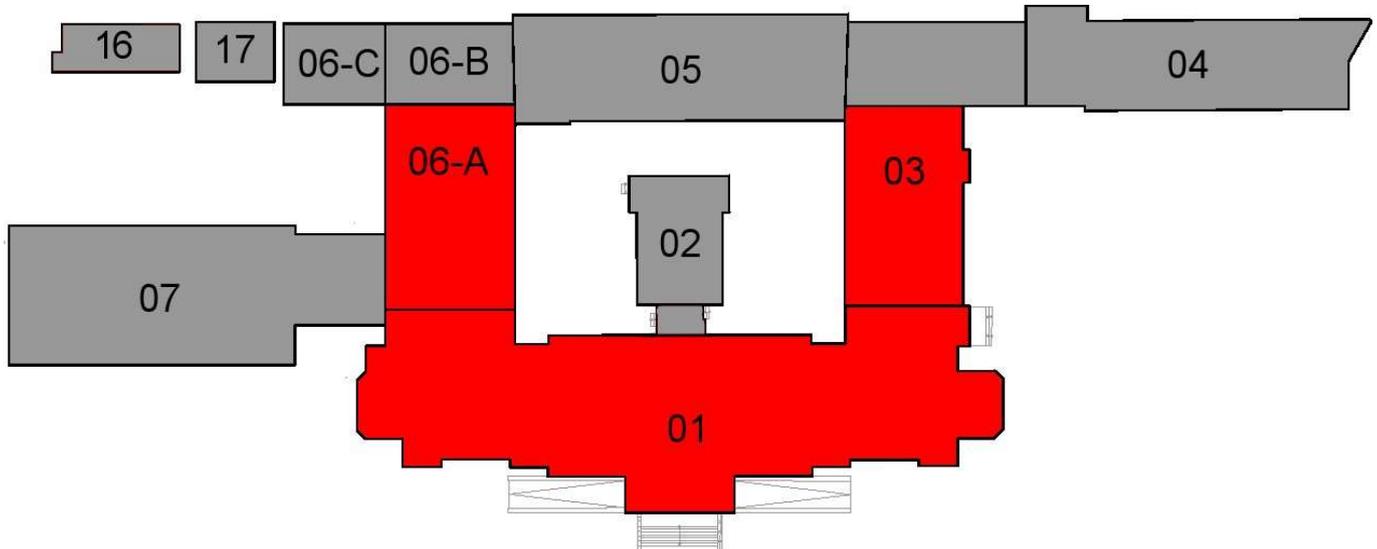
- sopralluoghi nella zona della costruzione, con particolare riferimento alle aree oggetto d'intervento, per presa visione e conoscenza dello stato attuale dei luoghi e delle strutture esistenti;
- interazione con il progettista architettonico per lo sviluppo di un intervento che, nel rispetto delle esigenze e richieste del Committente, consenta l'adozione di ottimali soluzioni strutturali per gli interventi (nei confronti sia delle strutture esistenti sia delle opere di progetto);
- concezione di interventi strutturali con meccanismi resistenti ottimali per le opere di nuova realizzazione, nel rispetto delle interazioni con organismi strutturali esistenti;
- produzione di elaborati esecutivi con definizione di particolari costruttivi che consentano la realizzazione concreta di quanto progettualmente ideato e concepito.

In particolare, il presente progetto riguarda gli interventi strutturali di seguito descritti.



2.2.2. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Il complesso ospedaliero in oggetto è l'Ospedale F.lli Borselli a Bondeno (FE). Esso è costituito da diversi corpi di fabbrica, mutuamente collegati tra loro, come riportato nello schema seguente:



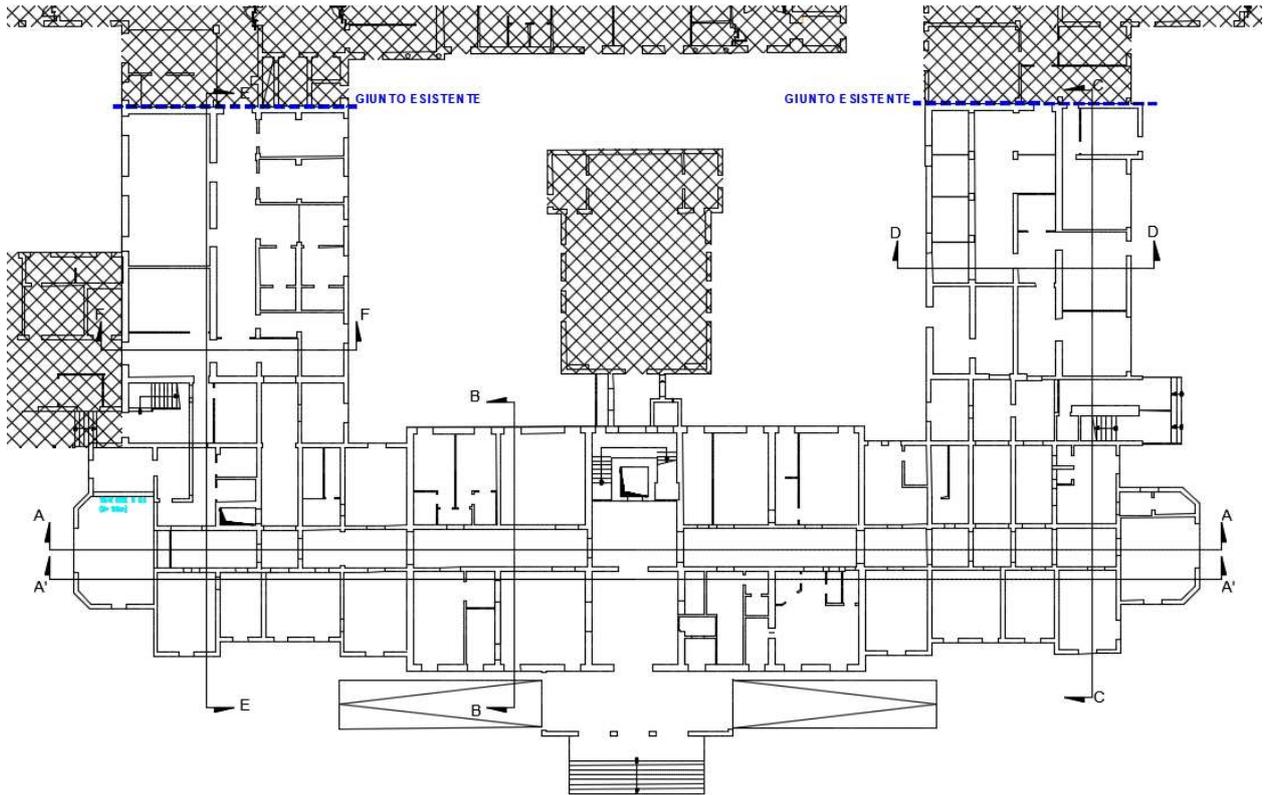
L'oggetto del presente progetto è individuato dalla zona in rosso. Il complesso risulta essere il prodotto di una lunga serie di interventi di ampliamento e sopraelevazione che si sono succeduti negli anni, i quali hanno mutato la forma originale di Villa Dazio (1860), trasformata in ospedale nel 1913. Si è così arrivati alla definizione dell'attuale configurazione a corte.

In corrispondenza dei punti di contatto tra i corpi 06-A e 06-B e corpi 03 e 04 è attualmente presente un giunto di costruzione di circa 2.5-3.00 cm.

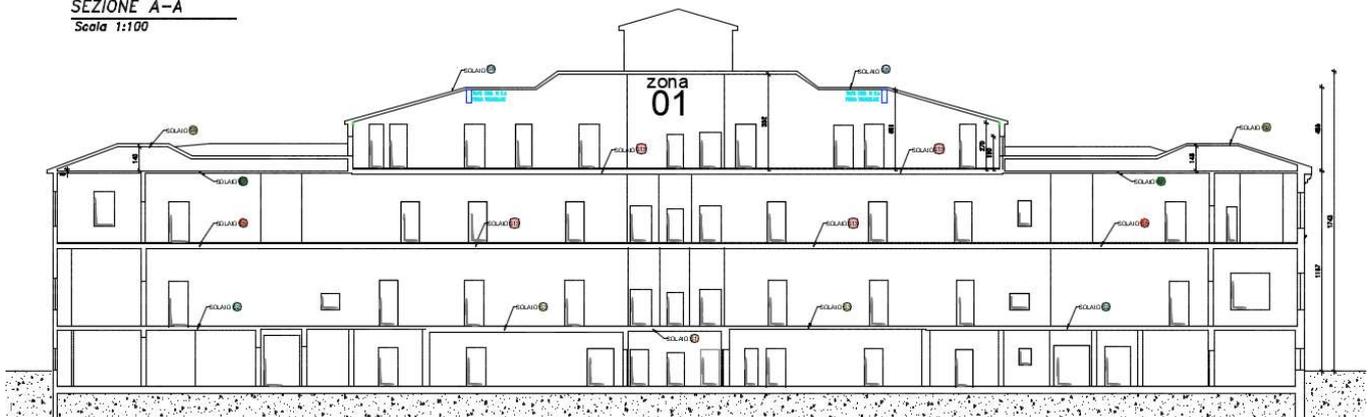
La struttura risulta essere realizzata interamente in muratura portante in mattoni pieni e malta di calce; le pareti presentano spessori variabili che vanno da una testa (14 cm) a quattro teste (56 cm nella zona dell'ascensore centrale).

L'edificio ha una forma ad U che copre in pianta una superficie lorda di circa 1700 mq inscrivibile in un rettangolo di ingombro 72,5 m x 35,6 m. Il fabbricato si sviluppa verticalmente tramite un piano terra, un piano primo, un piano secondo ed un piano terzo (piano abitabile per la parte centrale della zona 01 e sottotetti non accessibili per le zone 03 e 06). Si raggiunge quindi un'altezza massima di 18 m in corrispondenza dell'edificio centrale ed un'altezza in gronda pari a circa 11 m.

Nel seguito si riportano piante e sezioni tipiche dell'edificio.



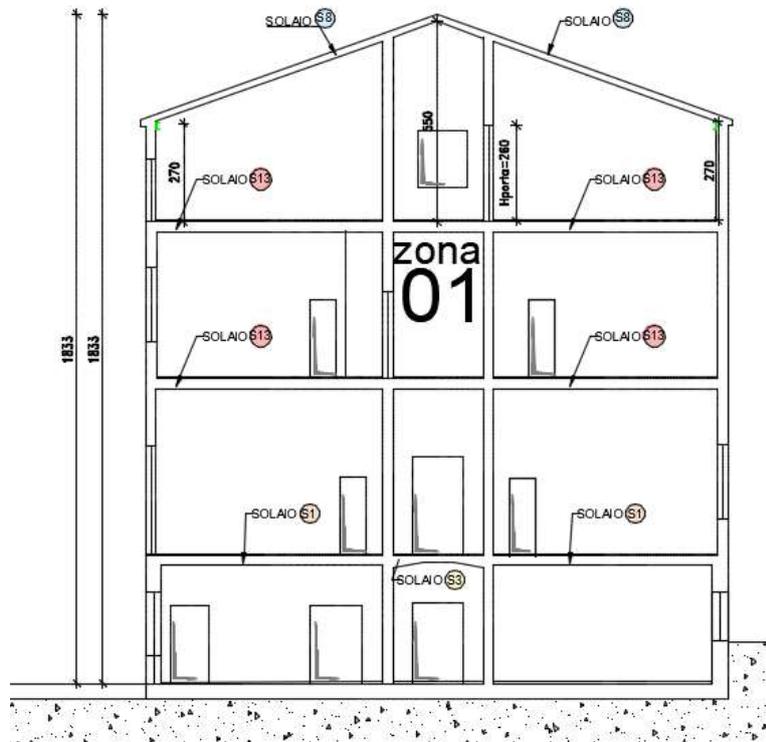
SEZIONE A-A
Scala 1:100



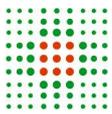


SEZIONE B-B

Scala 1:100



I solai presenti nei vari orizzontamenti differiscono per tipologia e tecnologia in base al periodo di realizzazione. Durante indagini approfondite eseguite sull'edificio sono stati rilevati solai in putrelle e voltine in laterizi disposti in foglio (solo al piano terra), solai con travetti prefabbricati varesi e solai con travetti precompressi. Le coperture si distribuiscono su due piani differenti: la copertura del terzo piano è costituita da un solaio con travetti precompressi mentre le coperture del secondo piano sono costituite da travi in legno e tavole e solo tre aree risultano sovrastate da una copertura costituita da travetti precompressi.



▪ **Analisi storico-critica**

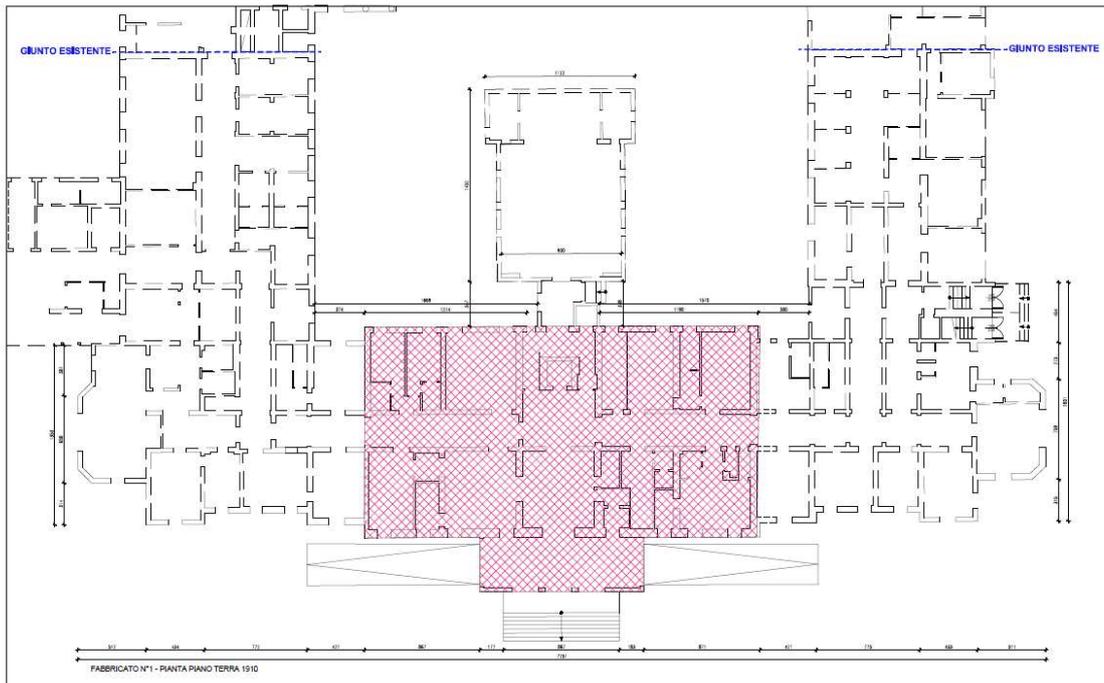
Per le zone interessate dagli interventi localizzati di progetto, ai fini della corretta individuazione del sistema strutturale esistente, sono stati eseguiti sopralluoghi e saggi per prendere visione della esistente tessitura muraria.

In base a quanto è stato possibile accertare dallo scrivente progettista, nelle strutture direttamente interessate dagli interventi di progetto in esame:

- a) la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- b) non sono riscontrabili insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- c) la costruzione non evidenzia segni di essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- d) le strutture non presentano visibili degradi e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria, fatto salvo quanto di seguito precisato.

Per la scelta della strada progettuale da percorrere si è cercato di risalire alla successione di interventi che hanno caratterizzato lo sviluppo del complesso edilizio attuale. Per fare ciò si è analizzato la tipologia di solai e di murature presenti e documentazione fotografica storica di cui si riporta un'elaborazione che cerca di ripercorrere le varie fasi di espansione dell'aggregato edilizio.

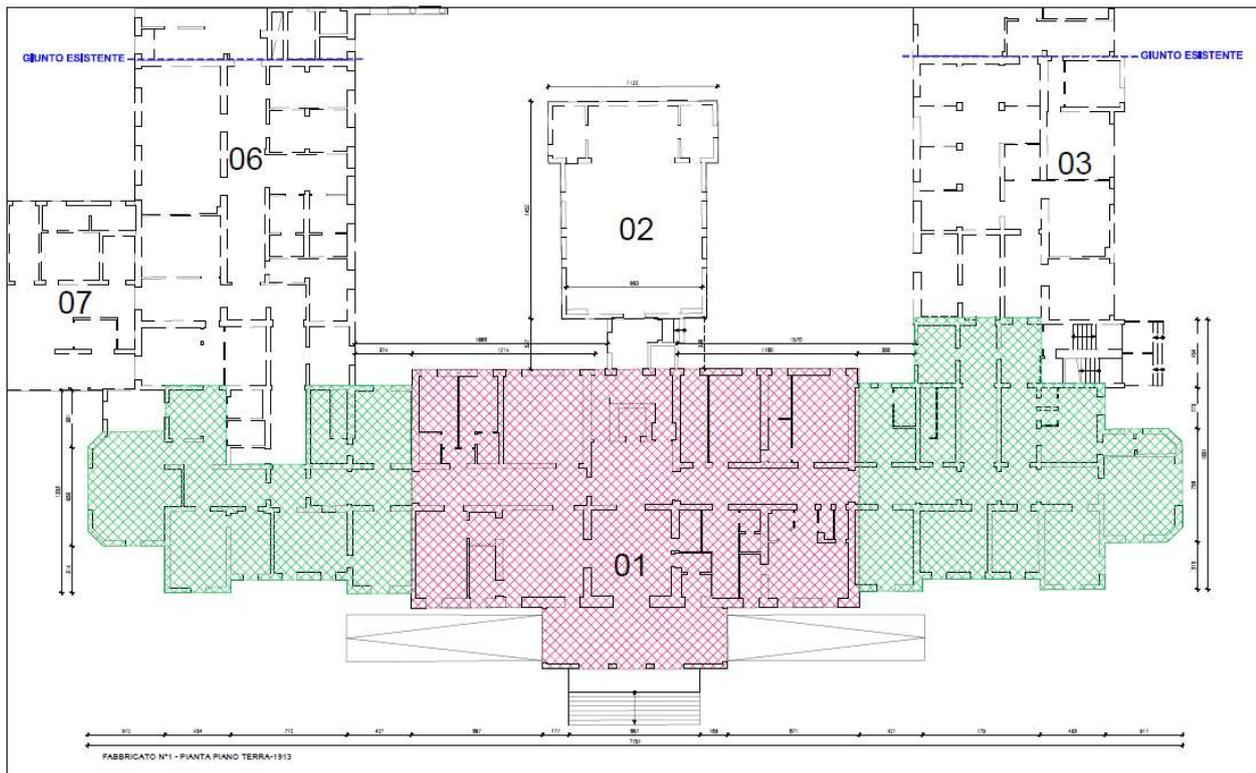
La costruzione dell'edificio in esame sembra sia stata eseguita infatti a ridosso di un corpo preesistente, motivo per cui l'analisi è stata condotta considerando tali corpi mutuamente connessi e quindi in grado di trasmettersi reciprocamente, in caso di azione sismica, reciproche azioni e resistenze.



 Villa dei Dazi (1860 - 1910)



Villa F.lli Borselli prima della trasformazione in Ospedale.

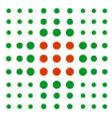


 Villa dei Dazi (1860 - 1910)

 Nuova costruzione - piano 1 (1913)

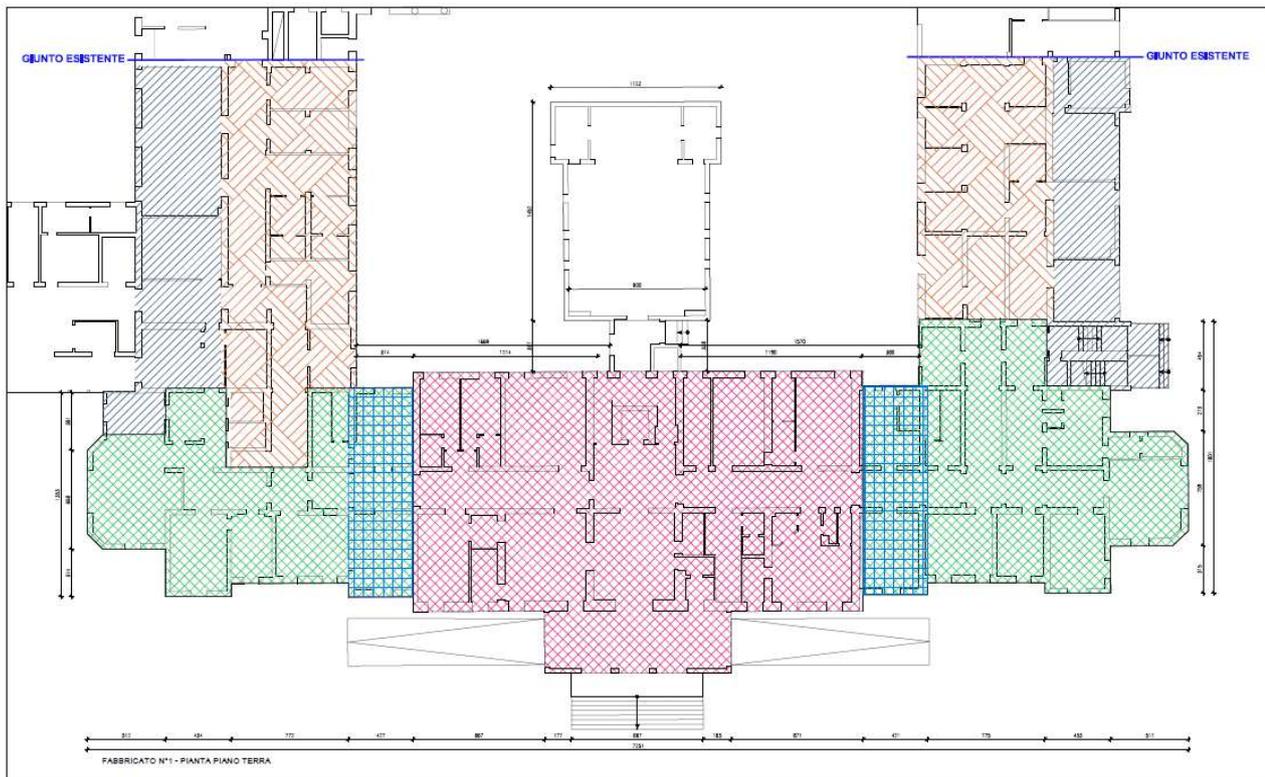


1913



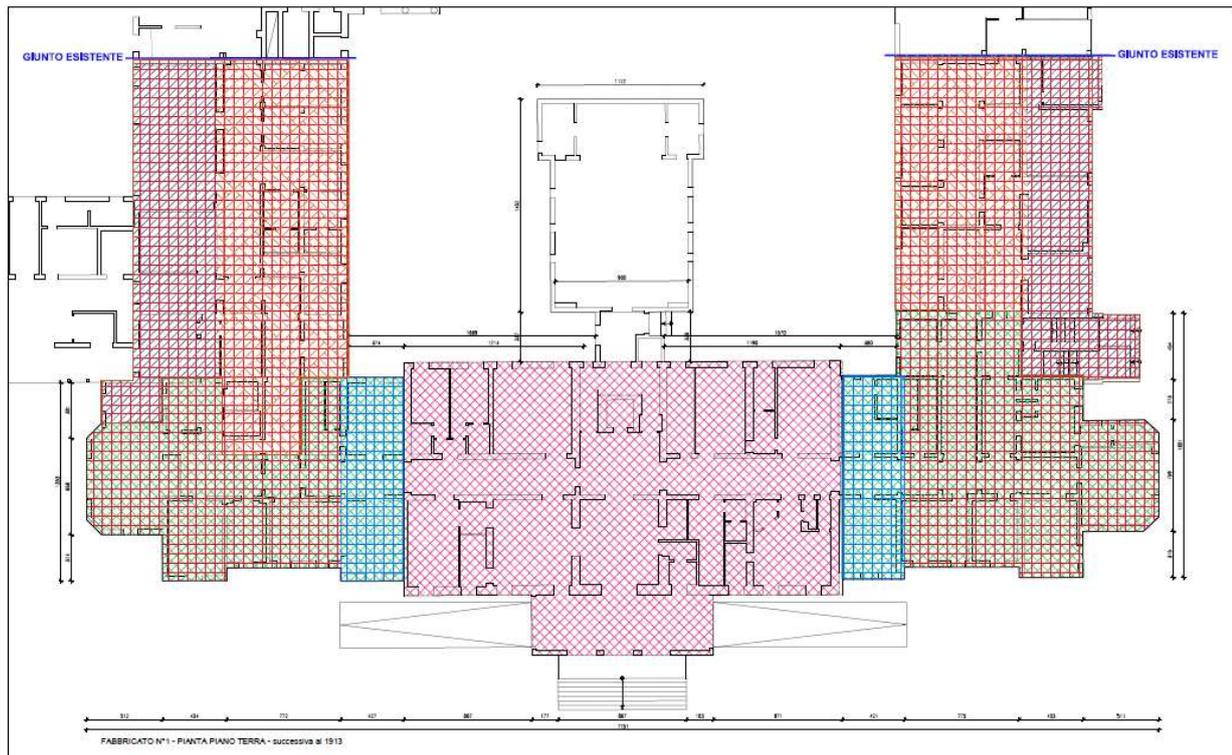
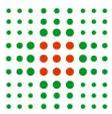
-  Villa dei Dazi (1860 - 1910)
-  Nuova costruzione - piano 1 (non datata)
-  Nuova costruzione - piano 1 (1913)
-  Nuova costruzione - piano 1 (non datata)





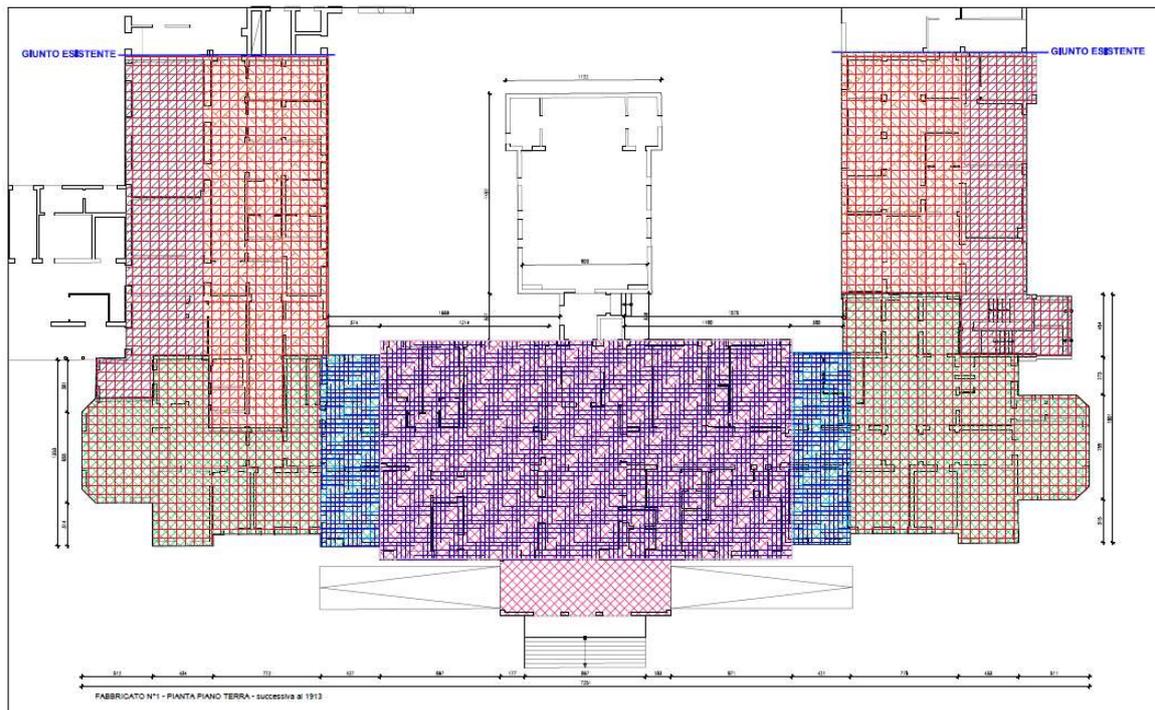
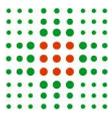
- Villa dei Dazi (1860 - 1910)
- Nuova costruzione - piano 1 (non datata)
- Elevazione 2 piano, successiva al 1913 (non datata)
- Nuova costruzione - piano 1 (1913)
- Nuova costruzione - piano 1 (non datata)





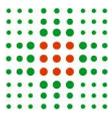
- | | | |
|------------------------------------|--|---|
| Villa dei Dazi (1860 - 1910) | Nuova costruzione - piano 1 (non datata) | Elevazione 2 piano, successiva al 1913 (non datata) |
| Nuova costruzione - piano 1 (1913) | Nuova costruzione - piano 1 (non datata) | Ulteriore elevazione piano 2, successiva al 1913 (non datata) |





- | | | |
|------------------------------------|--|---|
| Villa dei Dazi (1860 - 1910) | Nuova costruzione - piano 1 (non datata) | Elevazione 2 piano, successiva al 1913 (non datata) |
| Nuova costruzione - piano 1 (1913) | Nuova costruzione - piano 1 (non datata) | Ulteriore elevazione piano 2, successiva al 1913 (non datata) |
| | | Sopraelevazione piano 3 (non datata) |





2.2.3. DESCRIZIONE DEI DANNI ALLE STRUTTURE DOVUTI AL SISMA

2.2.3.1. DANNI AL FABBRICATO PRINCIPALE

A seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, il fabbricato in oggetto ha subito una serie di danni. In particolare sono risultati variamente fessurati i piani primo e secondo, in minor misura il piano terra ed il piano terzo. Le fessure risultano essere sia di tipo verticale che obliquo e interessano sia le murature portanti che i solai, così come indicato nelle tavole grafiche. Sono state riscontrate inoltre lesioni in corrispondenza di interventi eseguiti nel tempo senza accorgimenti sismici, come chiusure/aperture di porte o archi, che nel tempo hanno indebolito il fabbricato.

Si vanno ora a descrivere, per ogni piano, i danni riscontrati.

2.2.3.2. PIANO TERRA

A tale piano i danni alle strutture portanti risultano, in termini di fessurazioni e/o lesioni, limitati, essendo presenti lesioni verticali sulle murature poco sviluppate; a livello dei solai si notano danni tra il singolo travetto portante e l'adiacente elemento di alleggerimento. Risultano invece notevoli i danni legati alle infiltrazioni di umidità avvenuta a seguito degli eventi sismici di cui sopra. A seguito delle due scosse sismiche subite, infatti, a livello del piano terra si è verificato uno sviluppo immediato di umidità di risalita dalle fondazioni, inesistente prima degli eventi sismici del 2012. Tale fenomeno può essere collegato alla movimentazione che ha subito il fabbricato a livello del pavimento/vespaio o della zona fondale delle murature, che ha generato una serie di nuove micro aperture dove l'acqua del terreno ha potuto infiltrarsi e conseguentemente risalire dalle murature. Di conseguenza diversi ambienti al piano terra presentano ora uno stato avanzato di degrado soprattutto per quanto attiene gli intonaci e le murature verticali. Tale fenomeno va quanto prima arrestato risultando le strutture portanti in muratura estremamente sensibili all'umidità in presenza della quale vanno incontro un repentino degrado e di conseguenza diminuzione delle proprie caratteristiche meccaniche e fisiche. Si riportano di seguito alcune foto inerenti lo stato di danno del piano terra.

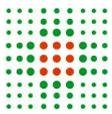


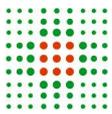
Figura 1- Distacco intonaco dello studio



Figura 3- Dettaglio della parete



Figura 2- Distacco intonaco in cucina



2.2.3.3. PIANO PRIMO

Tale livello è quello che è stato maggiormente danneggiato. Tale fenomeno trova una sua logica nel fatto che, il piano terra, essendo parzialmente sotto il livello del piano di campagna, ha subito una minore oscillazione mentre il piano primo, essendo il primo piano completamente fuori dal piano di campagna, ha dovuto assorbire le azioni di taglio e flessionali derivanti dall'intero corpo di fabbrica. A tale livello risultano danneggiati il 99% degli ambienti. Le lesioni sulle murature risultano il più delle volte di tipo passante, essendo visibile il danno da ambo i lati della muratura interessata. Alcune lesioni risultano dovute a bucatore chiuse nel tempo e tamponate con cattiva qualità sia del materiale che della lavorazione. Le lesioni più gravi, invece si sono riscontrate in corrispondenza di murature ortogonali tra loro, laddove il muro spingente, non avendo continuità oltre il muro ad esso ortogonale, lo ha lesionato tramite un movimento fuori piano. Tale fenomeno è ben evidente lungo tutto il corridoio centrale della zona 01.

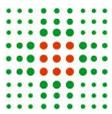


Figura 4- Espulsione paramento murario



Figura 5- Espulsione paramento murario

Le altre lesioni più gravi si sono riscontrate nella zona di giunzione tra la zona 01 e quelle adiacenti. Come anticipato le zone costruite successivamente a quella centrale sono state costruite in modo da ammorzare le pareti nuove con quelle già esistenti. A seguito dell'evento sismico le varie zone, avendo comportamenti



oscillatori diversi per la loro geometria, hanno seguito una risposta sismica che ha determinato una serie di lesioni in corrispondenza dei punti di intersezione, dovute ad un'alta concentrazione delle tensioni.

Inoltre, in alcune zone, la muratura presenta una serie di punti deboli come ampie specchiature sormontate da archi in muratura, struttura tipicamente sensibile alle azioni sismiche, murature non continue ai piani (modifiche avvenute nel tempo a seguito di trasformazioni dell'organismo edilizio). Si riportano di seguito alcune foto inerenti i danni subiti in tali zone:

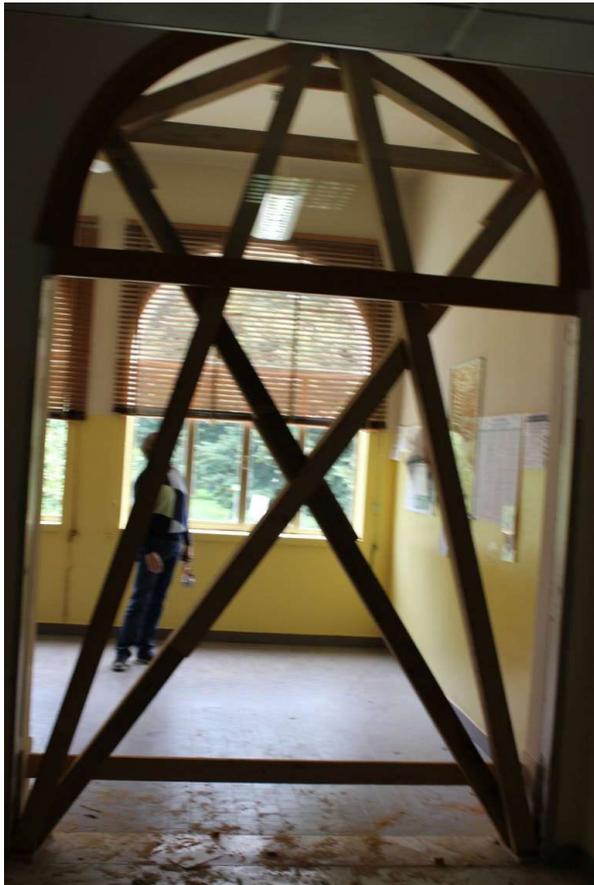


Figura 6- Danneggiamento muratura



Figura 7- Danneggiamento solaio e muratura



Figura 8- Danneggiamento solaio e muratura



Figura 9- Danneggiamento muratura



2.2.3.4. PIANO SECONDO

Tale piano presenta un livello di danneggiamento simile al piano primo. A tale livello risultano danneggiati il 75% degli ambienti. Anche in tale caso le lesioni risultano il più delle volte di tipo passante, essendo visibili da ambo i lati della muratura interessata. Alcune lesioni risultano dovute a bucatore al tempo mal tamponate, qualche lesione è di natura impiantistica, ovvero si è instaurata in corrispondenza di canalizzazioni sottotraccia. Anche a tale livello si sono riscontrate lesioni dovute alla spinta originata da murature ortogonali tra loro, dove il muro spingente, non avendo continuità oltre il muro ortogonale, lo ha lesionato determinandone un movimento fuori piano. Rispetto al piano primo, a tale livello risultano variamente lesionati anche i solai. Il motivo è dovuto alla natura stessa dei solai soprastanti realizzati con tipologia Varese di tipo rasato, cioè con travetti in c.a.p. e tavelloni di alleggerimento posati a secco e senza l'ausilio di una cappa collaborante in calcestruzzo, tecnologia che male si presta all'assorbimento delle azioni sismiche essendo un solaio deformabile nel proprio piano. Le lesioni sui solai, come si evince dalla tavola grafica allegata alla presente, si concentrano alle estremità della zona 01, laddove le zone adiacenti hanno concentrato le maggiori tensioni dovute al diverso comportamento oscillatorio degli stessi nei confronti dell'azione sismica. Si riportano alcune foto inerenti i danneggiamenti subiti dai solai in tali zone:



Figura 10- Danneggiamento solaio e muratura



Figura 11- Danneggiamento solaio e muratura

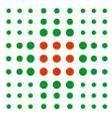


Figura 12- Danneggiamento solaio e muratura



Figura 13- Danneggiamento solaio e muratura

2.2.3.5. PIANO TERZO

A tale livello è stato riscontrato un danneggiamento diverso rispetto agli altri piani. Mentre i danneggiamenti sulle murature risultano limitati e localizzati, è stato riscontrato un distacco del solaio di copertura della zona 01 rispetto alle murature. Tale danneggiamento è evidenziato dalle lesioni che si presentano lungo la giunzione tra la quasi totalità dei muri portanti ed il soprastante solaio di copertura, realizzato anch'esso con travetti precompressi e pignatte. Tale danneggiamento trova la sua giustificazione nel fatto che la copertura della zona 01 presenta una notevole pendenza e che tale solaio, come del resto tutti gli altri dei rimanenti livelli, è stato realizzato posando i travetti sulle murature, in corrispondenza degli appoggi, senza la realizzazione di un adeguato cordolo di collegamento con la muratura stessa. Essendo quindi il solaio non collegato efficacemente alle murature, ha subito una traslazione orizzontale determinando le lesioni riscontrate.

A livello della copertura, inoltre, a seguito dell'oscillazione subita a seguito del sisma, il manto di copertura è scivolato rispetto alla sua posizione originaria, determinando una serie di infiltrazioni di acqua piovana



che, senza la protezione del manto di copertura, ha potuto infiltrarsi sul solaio di copertura fino ad arrivare negli ambienti interni del piano terzo e parzialmente al piano secondo. Attualmente il piano terzo risulta completamente ricoperto di muffa dovuta all'umidità che si è venuta a creare a seguito delle infiltrazioni di acqua piovana derivanti dalla copertura.



Figura 14- Infiltrazioni di acqua dalla copertura



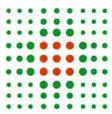
Figura 15- Infiltrazioni di acqua dalla copertura



Figura 16- Distacco tra solaio di copertura e muratura



Figura 17- Distacco tra solaio di copertura e muratura



2.2.4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI DI PROGETTO

Una volta identificati i danni subiti dal fabbricato a seguito degli eventi sismici del 2012, è stato impostato il progetto di riparazione del danno subito in seguito al sisma e di miglioramento sismico connesso ad una rifunzionalizzazione del fabbricato (si vedano gli elaborati architettonici e strutturali).

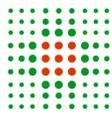
La rifunzionalizzazione prevede la disposizione di una zona destinata ad ambulatori, diagnostica radiologica-ecografia, depositi e impianti, spogliatoi del personale al piano terra; al primo piano il progetto prevede aree adibite a riabilitazione, ambulatori specialistici, degenze (ospedale di comunità); al secondo piano si prevedono ulteriori zone destinate a degenze; al terzo e ultimo piano si trovano uffici e locali tecnici.

Alcuni degli interventi strutturali di progetto hanno carattere locale (riparazione del danno), mentre altri sono mirati ad ottenere un miglioramento del comportamento globale dell'edificio e delle strutture in termini di rigidezza e di resistenza, in modo da ottenere un incremento delle condizioni di sicurezza preesistenti. Pertanto si ricade nel caso di "**MIGLIORAMENTO SISMICO**" della struttura ai sensi delle vigenti "Norme Tecniche per le Costruzioni", di cui al D.M. 14-01-2008 par. 8.4.2 ed ai sensi del "Parere del CTS rif. prot. n.1 del 12 Gennaio 2010, seduta n.2".

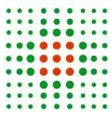
Attraverso gli interventi strutturali del presente progetto l'azione sismica in grado essere assorbita dal fabbricato passa dal 20% (dello stato di fatto) al 60,3%.

Gli interventi strutturali sviluppati nel presente progetto sono riassunti nelle seguenti tabelle:

INTERVENTI DI RIPARAZIONE DEL DANNO DOVUTO AL SISMA			
	DANNO RILEVATO	VULNERABILITA'	INTERVENTO
PARETI	Lesioni sui muri che riguardano solo i giunti di malta	Compromissione del corretto comportamento resistente del setto murario	Saturazioni delle lesioni
	Lesioni sui muri che riguardano giunti e laterizi (mattoni rotti)		Cuci-scuci
SOLAI	Solai lesionati	- Pericolo di caduta di materiale - Compromissione del corretto comportamento resistente	Riparazione del solaio lesionato
	Solai lesionati che non possono essere ripristinati nella loro configurazione pre-sisma		Sostituzione della porzione danneggiata (demolizione e ricostruzione)



INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO			
	DEBOLEZZA RILEVATA	VULNERABILITA'	INTERVENTO
PARETI	Disallineamento verticale delle aperture	Mancanza di continuità dei maschi murari	Chiusura/Apertura vani murari
	Mancanza di rigidità e/o resistenza della parete nella direzione del sisma	Ridotta rigidità e resistenza della parete	Cerchiature vani per ripristino rigidità e resistenza
SOLAI	Solai in voltine e putrelle non ammortati alle pareti e non rigidi	<ul style="list-style-type: none"> - Meccanismo di ribaltamento della parete - Mancanza di un vincolo rigido di piano in grado di trasmettere e ripartire le forze sismiche - Pericolo di sfilamento dei travetti 	Soletta superiore collaborante con armatura inghisata nella muratura e annegati nella soletta del solaio
	Solai con travetti prefabbricati non ammortati alle pareti e non rigidi		Demolizione e nuova costruzione di solaio rigido tipo Bausta (con soletta superiore collegata alle murature per eliminazione cinematici)
	Solai di sottotetto in travetti varesi e tavole non ammortati alle pareti	<ul style="list-style-type: none"> - Pericolo di caduta delle tavole - Pericolo di sfilamento dei travetti varesi 	<ul style="list-style-type: none"> - Rimozione delle tavole - Inserimento di cordolo metallico - Inserimento di catene nella direzione dei travetti
	Copertura bassa in orditura lignea e tavole non rigida	Mancanza di piano rigido in grado di trasmettere e ripartire le forze sismiche	<ul style="list-style-type: none"> - Sostituzione delle tavole con doppio tavolato ligneo per limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e per creare un piano rigido che distribuisca meglio i carichi sismici alle murature
	Copertura alta spingente	Pericolo di slittamento della copertura verso il basso	<ul style="list-style-type: none"> - Inserimento di catene per eliminazione della spinta in copertura



Il presente progetto riguarda interventi strutturali di riparazione locale finalizzati alla riparazione dei danni presenti nell'edificio a seguito del sisma. Essi consistono in:

- riparazione delle lesioni presenti sulle murature;
- riparazione di solai che presentano lesioni dovute al sisma.

Si sono previsti interventi strutturali di miglioramento finalizzati alla riduzione delle vulnerabilità dell'edificio in caso di sisma. Essi consistono in:

- miglioramento del collegamento tra i solai di piano e le murature adiacenti;
- inserimento di catene metalliche;
- consolidamento dei solai.

Ad eccezione di quanto sopra, non sono previsti interventi riguardanti le strutture portanti del fabbricato.

2.2.4.1. Interventi di riparazione del danno

Gli interventi di riparazione del danno necessari per il ripristino delle condizioni preesistenti agli eventi sismici sono i seguenti:

- RIPARAZIONE DELLE LESIONI NELLE MURATURE :

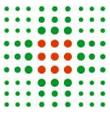
Riparazione diretta dei danni causati dal sisma per ripristino continuità tessitura muraria.

Le pareti che hanno riportato lesioni dovute al sisma sono individuate negli elaborati di "Rilievo del danno".

Nel caso la lesione interessi solamente i giunti di malta e gli elementi in laterizio siano integri il ripristino consisterà in un intervento di saturatione delle lesioni (intervento MC5.a).

Nel caso ci sia un numero limitato di elementi in laterizio lesionati si procederà con un intervento di CUCI-SCUCI per la sostituzione dei singoli elementi lesionati e la saturazione delle lesioni (intervento MC5.b).

Se i laterizi lesionati risultano essere un numero elevato si procederà con un cuci-scuci della porzione muraria (si veda intervento MC5.c) oppure con un intervento di rinforzo mediante l'inserimento di fibre



metalliche nei giunti di malta (si veda intervento MC5.d) in modo da ripristinare la continuità muraria lungo le linee di fessurazione

- RIPARAZIONE DEI SOLAI LESIONATI :

Riparazione diretta dei danni causati dal sisma per ripristino solai esistenti.

I solai che hanno riportato lesioni dovute al sisma sono individuati negli elaborati di "Rilievo del danno". Per i solai dove non è possibile intervenire per il ripristino della situazione pre-sisma si interviene con la sostituzione della porzione di solai danneggiata.

2.2.4.2. Interventi di miglioramento sismico

Gli interventi di miglioramento sismico necessari per la messa in sicurezza dell'edificio ed il ripristino delle condizioni preesistenti agli eventi sismici sono i seguenti:

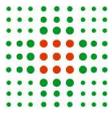
- CERCHIATURE IN NUOVI VANI E IN VANI ESISTENTI nelle pareti che risultano non avere la rigidezza sufficiente in caso di sisma, valutate tramite il modello di calcolo.

- CONSOLIDAMENTO SOLAI attraverso l'inserimento di una soletta che crei il piano rigido e l'inserimento di armatura che colleghi i solai alla muratura in modo da generare un comportamento scatolare della struttura.

Per i solai dove non è possibile intervenire perché la tipologia strutturale non permette di effettuare interventi di efficaci di consolidamento è stata prevista la demolizione e la ricostruzione con la tipologia di solaio di tipo "Bausta".

Per quanto riguarda i solai composti con travetti in c.c.a. precompresso installati sull'edificio originale, per i rimaneggiamenti che sono stati realizzati nel corso negli anni, tra le soluzioni possibili a parità di sicurezza strutturale si è preferita la sostituzione con solai che per modalità costruttive si avvicinano maggiormente alle strutture originali e che non comportano interventi di consolidamento incidenti sulle facciate. Analizzando anche gli aspetti connessi con la sicurezza antincendio si rileva inoltre che un nuovo solaio è da preferire in quanto intrinsecamente resistente al fuoco e, pertanto, e non necessita di ulteriori protezioni dall'incendio che comporterebbero costi aggiuntivi dell'opera.

- INTERVENTI SUI SOTTOTETTI IN VARESE: RIMOZIONE DELLE TAVELLE, INSERIMENTO DI CORDOLO METALLICO, INSERIMENTO DI CATENE NELLA DIREZIONE DEI TRAVETTI: la rimozione delle tavelle permette di eliminare il pericolo di caduta delle tavelle; i travetti varese rischiano di sfilarsi in caso di sisma e quindi si prevedono delle catene per ancorare le pareti opposte; l'inserimento del cordolo perimetrale permette una corretta ripartizione delle forze sismiche orizzontali sulle elevazioni.



- SOSTITUZIONE TAVELLE POGGIANTI SU COPERTURA LIGNEA CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO: l'intervento consente di ridurre la massa nella parte superiore dell'edificio, irrigidire il solaio di copertura.

- INSERIMENTO DI CORDOLO METALLICO IN SOMMITA' ALLE PARETI MURARIE: la presenza di un cordolo sulla sommità delle pareti permette di incrementare le connessioni tra murature e travi in legno, e di evitare il meccanismo di ribaltamento della parete monolitica

- INSERIMENTO DI CATENE A LIVELLO DELLA COPERTURA dell'edificio centrale per eliminare la spinta della copertura.



2.3. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

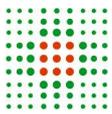
2.3.1. NORME DI RIFERIMENTO COGENTI

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 – **Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni** (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 – Serie generale).
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. – **Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»** (pubblicata sul supplemento ordinario alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009 – Serie generale).
- **Classificazione sismica** dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **DIRETTIVA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 9 febbraio 2011** Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008 (GU n. 47 del 26-2-2011 - Suppl. Ordinario n.54).
- **Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431 (G.U. 10.05.2005, n.85)** – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Quadro normativo della Regione Emilia-Romagna in materia di norme per la riduzione del rischio sismico e dei relativi procedimenti amministrativi.

Si sottolinea che sono state utilizzate le **norme tecniche per le costruzioni del D.M. 14/08/2008** in quanto nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018) nell'Art. 2 (Ambito di applicazione e disposizioni transitorie) comma 1 si specifica che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni [...], si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

2.3.2. ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI

Non adottate, per il presente progetto.



2.4. CARICHI E AZIONI DI PROGETTO SULLE COSTRUZIONI

2.4.1. PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati, con i relativi coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione, sono naturalmente conformi alle prescrizioni delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008, in particolare ai capitoli 2 e 3).

In particolare, le combinazioni utilizzate ed i relativi coefficienti sono ricavati dalle seguenti prescrizioni delle NTC 2008:

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

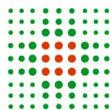
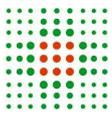


Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



2.4.2. CARICHI VERTICALI

2.4.2.1. CARICHI VERTICALI: STATO DI FATTO

Nel seguito sono riportati i pesi assunti nelle successive analisi dei carichi relativamente alle strutture di progetto.

Solaio S1 - 1°orizzontamento (varese con pignatte, 25+5):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio		3,00	kN/m ²
---------------------	--	------	-------------------

Totale carichi permanenti strutturali:	$q_{G1} =$	3,00	kN/m ²
--	------------	------	-------------------

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi		1,60	kN/m ²
----------	--	------	-------------------

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm)		1,10	kN/m ²
--	--	------	-------------------

Intonaco		0,30	kN/m ²
----------	--	------	-------------------

Totale carichi permanenti non strutturali:	$q_{G2} =$	3,00	kN/m ²
--	------------	------	-------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1)	$q_k =$	3,00	kN/m ²
---------------------------------------	---------	------	-------------------

Totale carichi	$q_{tot} =$	9,00	kN/m²
-----------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Solaio S2 - 1°orizzontamento (voltini in muratura e putrelle):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio		2,70	kN/m ²
---------------------	--	------	-------------------

Totale carichi permanenti strutturali:	$q_{G1} =$	2,70	kN/m ²
--	------------	------	-------------------

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi		1,60	kN/m ²
----------	--	------	-------------------

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm)		0,80	kN/m ²
--	--	------	-------------------

Intonaco		0,30	kN/m ²
----------	--	------	-------------------

Totale carichi permanenti non strutturali:	$q_{G2} =$	2,70	kN/m ²
--	------------	------	-------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1)	$q_k =$	3,00	kN/m ²
---------------------------------------	---------	------	-------------------

Totale carichi	$q_{tot} =$	8,40	kN/m²
-----------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$



Solaio S3 - 1°orizzontamento (volta in muratura):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 2,90 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 2,90$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 1,60 kN/m²

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm) 1,10 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,00$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 8,90$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Solaio S4 - 1°orizzontamento (voltini in muratura e putrelle controsoffittato):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 2,90 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 2,90$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Peso controsoffitto in varesse 0,70 kN/m²

Tramezzi 1,60 kN/m²

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm) 1,10 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,70$ kN/m²

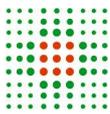
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 9,60$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$



Solaio S5 - 1°, 2° orizzontamento (varese con tavelloni):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 3,50 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 3,50$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 1,60 kN/m²

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm) 1,10 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,00$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 9,50$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Solaio S6 - livello sottotetto (varese con tavelloni):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 0,80 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 0,80$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

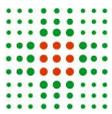
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 1,60$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



Solaio S7 - livello sottotetto (varese con tavelloni):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 0,65 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 0,65$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi **$q_{tot} = 1,45$ kN/m²**

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio S10 - 2° orizzontamento (varese con tavelloni e soletta):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 3,25 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 3,25$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 1,60 kN/m²

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm) 1,10 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,00$ kN/m²

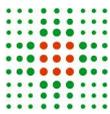
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi **$q_{tot} = 9,25$ kN/m²**

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$



Solaio S11 - livello sottotetto (varese con tavelloni e soletta):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 1,75 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 1,75$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi **$q_{tot} = 2,55$ kN/m²**

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio S12 - livello sottotetto (latero-cemento con travetti precompressi tipo celersap 16+12):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 4,70 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 4,70$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco e guaina 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi **$q_{tot} = 5,50$ kN/m²**

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



Solaio S13 - 2°, 3° orizzontamento (latero-cemento con travetti precompressi tipo celersap 20+4):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 3,00 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 3,00$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 1,60 kN/m²

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm) 1,10 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,00$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 9,00$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Solaio S14 - 1°, 2° orizzontamento (laterocemento con travetti precompressi tipo celersap 20+13):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 5,25 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 5,25$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 1,60 kN/m²

Sottofondo e pavimentazione (sp. 4+1 cm) 1,10 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,00$ kN/m²

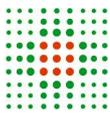
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 11,25$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$



Solaio S15 - livello sottotetto (latero-cemento con travetti precompressi tipo celersap):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 1,30 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 1,30$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 2,10$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio S16 - copertura (precompresso con tavelle poggiate su travi metalliche):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 0,80 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali (in falda): $q_{G1} = 0,80$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Manto di copertura in coppi e guaina 1,00 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali (in falda): $q_{G2} = 1,00$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Neve a quota < 1000 m s.l.m.):

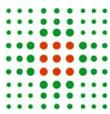
- in proiezione orizzontale $q_{kL} = 0,80$ kN/m²

- in falda ($q_{k\alpha} = q_{kL} \cdot \cos\alpha$, con $\alpha = 20^\circ$) $q_{k\alpha} = 0,75$ kN/m²

Totale carichi (in falda) $q_{tot} = 2,55$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,2 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



Solaio S8 - copertura (precompresso con pignatte a falde, spessore 20 cm):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio		1,50	kN/m ²
<hr/>			
Totale carichi permanenti strutturali (in falda):	$q_{G1} =$	1,50	kN/m ²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Manto di copertura in coppi e guaina		0,80	kN/m ²
Intonaco		0,30	kN/m ²
<hr/>			

Totale carichi permanenti non strutturali (in falda):	$q_{G2} =$	1,10	kN/m ²
---	------------	------	-------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Neve a quota < 1000 m s.l.m.):

- in proiezione orizzontale	$q_{kL} =$	0,80	kN/m ²
- in falda ($q_{k\alpha} = q_{kL} \cdot \cos\alpha$, con $\alpha = 20^\circ$)	$q_{k\alpha} =$	0,75	kN/m ²
<hr/>			

Totale carichi (in falda)	$q_{tot} =$	3,35	kN/m²
----------------------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,2 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio S9 - copertura (ligneo con tavelloni):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio		1,00	kN/m ²
<hr/>			
Totale carichi permanenti strutturali (in falda):	$q_{G1} =$	1,00	kN/m ²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Manto di copertura in coppi e guaina		1,00	kN/m ²
<hr/>			

Totale carichi permanenti non strutturali (in falda):	$q_{G2} =$	1,00	kN/m ²
---	------------	------	-------------------

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

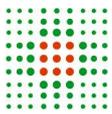
Sovraccarico variabile (Neve a quota < 1000 m s.l.m.):

- in proiezione orizzontale	$q_{kL} =$	0,80	kN/m ²
- in falda ($q_{k\alpha} = q_{kL} \cdot \cos\alpha$, con $\alpha = 20^\circ$)	$q_{k\alpha} =$	0,75	kN/m ²
<hr/>			

Totale carichi (in falda)	$q_{tot} =$	2,75	kN/m²
----------------------------------	-------------------------------	-------------	-------------------------

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,2 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



2.4.2.2. CARICHI VERTICALI: **PROGETTO**

Nuovo Solaio Bausta 24+5 cm (sostituisce solai di piano S1, S4, S5, S13, S14):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 3,85 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 3,85$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 0,80 kN/m²

Pavimentazione (1 cm) + Sottofondo (sp. 4 cm) 0,80 kN/m²

Intonaco/controsoffitto e impianti appesi 1,00 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 2,60$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 9,45$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Nuovo Solaio Bausta 28+5 cm (sostituisce solai di piano S10, S14):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 4,75 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 4,75$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi 0,80 kN/m²

Pavimentazione (1 cm) + Sottofondo (sp. 4 cm) 0,80 kN/m²

Intonaco/controsoffitto e impianti appesi 1,00 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 2,60$ kN/m²

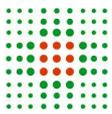
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 10,35$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$



Solaio voltini in muratura e putrelle (solaio 1° orizzontamento S2 CONSOLIDATO):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio:

- putrelle rinforzate	0,30	kN/m ²
- voltine	1,30	kN/m ²
- soletta (Leca 1600)	0,80	kN/m ²
- riempimento rinfianchi	0,95	kN/m ²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 3,35$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi	0,80	kN/m ²
Pavimentazione (1 cm) + Sottofondo (sp. 4 cm)	0,80	kN/m ²
Intonaco/controsoffitto, impianti appesi, prot. incendi	1,20	kN/m ²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 2,80$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 9,15$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$

Solaio volta ribassata in muratura (solaio 1° orizzontamento S3 CONSOLIDATO) :

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio

- voltine	1,20	kN/m ²
- soletta (Leca 1600)	0,80	kN/m ²
- riempimento rinfianchi	1,10	kN/m ²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 3,10$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Tramezzi	0,80	kN/m ²
Pavimentazione (1 cm) + Sottofondo (sp. 4 cm)	0,80	kN/m ²
Intonaco/controsoffitto e prot. incendi	0,80	kN/m ²
Riempimento rinfianchi (argilla espansa)	0,70	kN/m ²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 3,10$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria C1) $q_k = 3,00$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 9,20$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,7 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,6$$



Solaio travi varesi esistenti con rimozione tavelle (solaio sottotetto S6 e S7 CONSOLIDATO):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 0,70 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 0,70$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Controsoffitto, impianti appesi, prot. incendi 1,20 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 1,20$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 2,40$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio varesi con soletta con rimozione tavelloni (solaio sottotetto S11 CONSOLIDATO):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 1,50 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 1,50$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Controsoffitto, impianti appesi, prot. incendi 1,20 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 1,20$ kN/m²

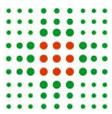
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 3,20$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



Solaio S12 - livello sottotetto (latero-cemento con travetti precompressi tipo celersap 16+12)

INVARIATO RISPETTO STATO DI FATTO:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 4,70 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 4,70$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco e guaina 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 5,50$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio S15 - livello sottotetto (latero-cemento con travetti precompressi tipo celersap)

INVARIATO RISPETTO STATO DI FATTO:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 1,30 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali: $q_{G1} = 1,30$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali: $q_{G2} = 0,30$ kN/m²

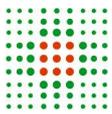
Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Categoria H1) $q_k = 0,50$ kN/m²

Totale carichi $q_{tot} = 2,10$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,0 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



Solaio S16 - copertura (precompresso con tavelle poggiate su travi metalliche) INVARIATO

RISPETTO STATO DI FATTO:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 0,80 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali (in falda): $q_{G1} = 0,80$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Manto di copertura in coppi e guaina 1,00 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali (in falda): $q_{G2} = 1,00$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Neve a quota < 1000 m s.l.m.):

- in proiezione orizzontale $q_{kL} = 0,80$ kN/m²

- in falda ($q_{k\alpha} = q_{kL} \cdot \cos\alpha$, con $\alpha = 20^\circ$) $q_{k\alpha} = 0,75$ kN/m²

Totale carichi (in falda) $q_{tot} = 2,55$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,2 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$

Solaio di copertura S8 (precompresso con pignatte a falde) INVARIATO RISPETTO STATO DI

FATTO:

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio (h = 16 cm) 1,50 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali (in falda): $q_{G1} = 1,50$ kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Manto di copertura in coppi e guaina 0,80 kN/m²

Intonaco 0,30 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali (in falda): $q_{G2} = 1,10$ kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Neve a quota < 1000 m s.l.m.):

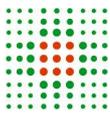
- in proiezione orizzontale $q_{kL} = 0,80$ kN/m²

- in falda ($q_{k\alpha} = q_{kL} \cdot \cos\alpha$, con $\alpha = 20^\circ$) $q_{k\alpha} = 0,75$ kN/m²

Totale carichi (in falda) $q_{tot} = 3,35$ kN/m²

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,2 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



Solaio di copertura con orditura lignea esistente e nuovo doppio tavolato (S9 CONSOLIDATO):

Carichi permanenti strutturali (q_{G1})

Peso proprio solaio 0,70 kN/m²

Totale carichi permanenti strutturali (in falda): $q_{G1} =$ 0,70 kN/m²

Sovraccarichi permanenti non strutturali (q_{G2})

Manto di copertura in coppi e guaina 1,00 kN/m²

Totale carichi permanenti non strutturali (in falda): $q_{G2} =$ 1,00 kN/m²

Sovraccarico variabile di esercizio (q_k)

Sovraccarico variabile (Neve a quota < 1000 m s.l.m.):

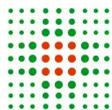
- in proiezione orizzontale $q_{kL} =$ 0,80 kN/m²

- in falda ($q_{k\alpha} = q_{kL} \cdot \cos\alpha$, con $\alpha = 20^\circ$) $q_{k\alpha} =$ 0,75 kN/m²

Totale carichi (in falda) $q_{tot} =$ **2,45 kN/m²**

Coefficienti per la definizione delle combinazioni di carico (ai sensi del D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14-01-08, punto 2.5.3):

$$\Psi_{0j} = 0,5 \quad ; \quad \Psi_{1j} = 0,2 \quad ; \quad \Psi_{2j} = 0,0$$



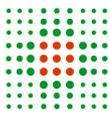
- VERIFICA DELLA VARIAZIONE DEL PESO TOTALE DELLA STRUTTURA

Come descritto nel D.M. 14-01-2008 ai par. 8.4.1 e 8.4.2, rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate nel caso di adeguamento. In particolare al punto c) si specifica che ricade in adeguamento nel caso in cui si apportino variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%.

Pertanto si è verificato che la variazione dei carichi della struttura incidesse meno del 10%:

	STATO DI FATTO	PROGETTO
1° ORIZZONTAMENTO	11188,08 kN	11763,88 kN
2° ORIZZONTAMENTO	12178,48 kN	12604,35 kN
3° ORIZZONTAMENTO	6217,48 kN	6611,45 kN
COPERTURE BASSE	3342,26 kN	3172,29 kN
COPERTURE ALTE	2257,90 kN	2257,90 kN
PARETI PT	15142,05 kN	15482,12 kN
PARETI P1	16465,65 kN	16674,30 kN
PARETI P2	13575,65 kN	13699,80 kN
PARETI P3	2829,83 kN	2829,83 kN

PESO TOTALE STRUTTURA	83197,38 kN	85095,94 kN
VARIAZIONE PESO TOTALE STRUTTURA		2,28%



Classificazione e parametri per azione sismica

Il Comune sul cui territorio viene realizzato l'intervento di progetto è classificato zona sismica ai sensi dell'Allegato A alla O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274.

In particolare, in accordo con la Committenza, i parametri assunti per progettazione sismica delle strutture secondo il D.M. 14/01/2008 sono i seguenti:

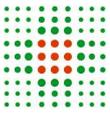
- Località:	Bondeno (FE)
- Latitudine:	44,8890 N
- Longitudine:	11,4170 E
- Zona sismica (rif. O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, All. A):	3
- Vita nominale (rif. D.M. 14/01/08, punto 2.4.1):	$V_N = 100$ anni
- Classe d'uso (rif. D.M. 14/01/08, punto 2.4.2):	CLASSE III
- Categoria di sottosuolo (rif. D.M. 14/01/08, punto 3.2.2):	C

Ai sensi dell'ALLEGATO A alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento sarà dedotta dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it>.

Per il corpo in esame, i valori del "fattore di struttura" e della "classe di duttilità" assunti per il progetto e le verifiche di sicurezza sono i seguenti:

- Fattore di struttura (rif. D.M. 14/01/08, punto 7.3.1):	q = (*)
- Classe di duttilità:	-

(*) non si applica alcun fattore di struttura in quanto si esegue un'analisi statica non lineare (push-over).



2.4.3. VENTO E NEVE

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE:

Zona Neve = II

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

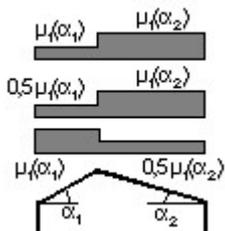
Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e = 100 \text{ daN/mq}$

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = \alpha_2 = 20,0^\circ$

$\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = Q_2 = 80 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO:

Zona vento = 2

($V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$; $A_o = 750 \text{ m}$)

Altitudine del sito, $A_s = 11 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$ per $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo III

($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10 \text{ m}$; $Z_{min} = 5 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 2,55$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 18,55 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 100 \text{ daN/mq}$



2.5. VERIFICHE DELLE STRUTTURE DI PROGETTO

2.5.1. CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DELLE STRUTTURE

▪ **Esito del rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale dell'unità immobiliare oggetto degli interventi localizzati di progetto è stato eseguito in coordinamento e collaborazione con il rilievo geometrico architettonico, al quale si rimanda per quanto riguarda le caratteristiche dimensionali della costruzione in esame.

Per le zone oggetto d'intervento sono stati eseguiti dallo scrivente e da una ditta specializzata rilievi localizzati riguardanti le strutture portanti, sulla base dei quali sono stati sviluppati i particolari esecutivi.

▪ **Livelli di conoscenza e fattori di confidenza**

Livello di Conoscenza: LC2

Fattore di Confidenza: FC = 1.20

Di seguito si valuta il livello di conoscenza raggiunto a seguito dell'analisi della documentazione disponibile, dei saggi e delle indagini in situ. Tale valutazione avviene ai sensi della Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008, capitolo C8A (appendice al capitolo 8).

Geometria

Si è recuperata parte della documentazione storica relativa alle pratiche edilizie, ma nulla relativa a pratiche strutturali. E' stato eseguito dal sottoscritto un rilievo geometrico architettonico/strutturale ed un rilievo visivo, eseguito nel corso dei diversi sopralluoghi. E' stato eseguito un sondaggio nella muratura esistente.

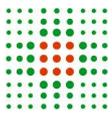
Si ritiene soddisfatta la conoscenza della geometria strutturale dell'edificio.

Dettagli costruttivi

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- *Verifiche in-situ limitate*: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, e opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

- *Verifiche in-situ estese ed esaustive*: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie



che nello spessore murario, e di ammassamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Si ritiene che la conoscenza dei dettagli costruttivi dell'edificio possa essere soddisfatta tramite la campagna di saggi eseguita e che corrisponde ad una "verifica in-situ estesa ed esaustiva".

Proprietà dei materiali

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- *Indagini in-situ limitate*: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- *Indagini in-situ estese*: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). E' opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

Si ritiene che la conoscenza delle proprietà dei materiali possa essere soddisfatta tramite la campagna di prove eseguita, che corrisponde a "indagini in-situ estese"

Conclusioni

Alla luce di quanto sopra esposto si ritiene che il livello di conoscenza che si raggiunge è del tipo LC2, quindi con un fattore di confidenza FC=1.20.



2.5.2. MODELLAZIONE GLOBALE E ANALISI CON PROGRAMMA A ELEMENTI FINITI

Il dimensionamento e le verifiche delle strutture in esame sono condotti con riferimento alle norme, ai metodi di calcolo e verifica ed alle azioni riportate in precedenza.

In generale gli schemi statici e i modelli di calcolo adottati sono rappresentativi del comportamento delle strutture o di situazioni limite conservative rispetto a tale comportamento.

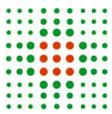
La modellazione geometrica dell'edificio è stata eseguita sulla base delle piante architettoniche, sono stati quindi identificati e modellati i pannelli di muratura portante, con relative aperture, ed il solaio. Sono stati assegnati i parametri dei materiali, le caratteristiche geometriche dei diversi elementi, i pesi dell'impalcato. In sintesi, la geometria del modello rispecchia massimamente la geometria reale della struttura nello stato di progetto.

Con riferimento al manuale del software 3MURI, si introducono in maniera sintetica le assunzioni alla base della procedura di modellazione. Nello specifico, la modellazione dell'edificio è realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili, i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura generalmente meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica su cui si basa il macro-elemento implementato in 3muri permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento, in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro ad un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete stessa. Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; mentre le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale (nel caso specifico i solai sono stati modellati come infinitamente rigidi), ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Le verifiche vengono condotte relativamente al comportamento della struttura, controllando la risposta sismica sia dello stato di fatto che del progetto di adeguamento sismico della struttura.

Per l'analisi/verifica sismica globale si è utilizzato il metodo dell'analisi statica non lineare (PUSH-OVER). Contemporaneamente ai carichi gravitazionali, l'applicazione di forze sismiche è stata effettuata



mediante l'applicazione di un sistema di forze statiche orizzontali crescenti fino al collasso dei diversi corpi dell'edificio, prendendo in esame ogni corpo nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci.

L'azione sismica di riferimento è rappresentata dallo spettro elastico corrispondente ai diversi stati limite di riferimento. Si considerano le Combinazioni di Carico previste dallo stesso D.M. 2008 al punto 2.5.3:

$$E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

L'analisi statica non lineare si interrompe quando il primo elemento strutturale collassa allo stato limite indagato.

▪ Informazioni sul codice di calcolo

L'affidabilità di tutti i codici di calcolo automatico ad elementi finiti utilizzati per le analisi strutturali e le relative verifiche è stata controllata e accertata dallo scrivente progettista delle opere strutturali, sulla base di un utilizzo critico e consapevole delle procedure di calcolo (confronto con altri metodi e procedure di calcolo, rapporti diretti con la software house per chiarimenti e approfondimenti, ecc.).

L'attendibilità dei risultati ottenuti con i modelli di calcolo ad elementi finiti predisposti per la progettazione e verifica delle strutture in esame è stata controllata e accertata dallo scrivente progettista delle opere strutturali, sulla base di controlli dei risultati salienti con metodi alternativi e semplificati (controlli sulle risultanti delle azioni applicate, verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di calcoli semplificati dello stato di sollecitazione dei principali elementi strutturali, ecc.).

Per i suddetti controlli sono stati utilizzati sia calcoli manuali semplificati (con criteri maturati dalla lunga esperienza di progettazione di opere strutturali) sia fogli elettronici di calcolo predisposti dallo scrivente progettista.

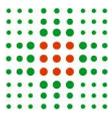
▪ Tipo di analisi svolta

Nel tabulato allegato sono riportate:

- il tipo di analisi strutturale condotta;
- il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;
- i casi di carico definiti e le combinazioni di carico adottate.

▪ Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Per il calcolo lo scrivente si avvale del programma 3MURI versione 11.0.0.0 PROFESSIONAL, S.T.A.DATA srl, Torino.



Il programma permette il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura. Il programma 3MURI è diffuso su tutto il territorio nazionale ed è assistito dalla ditta produttrice. La casa produttrice cura direttamente il servizio di assistenza tecnica e rende disponibili sul suo sito Internet manuali operativi e documentazioni tecniche complete relativi a casi di prova, che consentono un controllo ed un riscontro sull'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo.

▪ Affidabilità dei codici utilizzati

Lo scrivente progettista ha esaminato preliminarmente il software utilizzato e la relativa documentazione, valutandone positivamente l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico.

▪ Modalità di presentazione dei risultati

La presentazione dei risultati delle elaborazioni svolte riassume il comportamento della struttura; le caratteristiche delle opere progettate sono definite negli elaborati grafici di progetto.

Nel tabulato è riportata, oltre ai dati di input e alle verifiche numeriche degli elementi strutturali la rappresentazione grafica dei principali risultati.

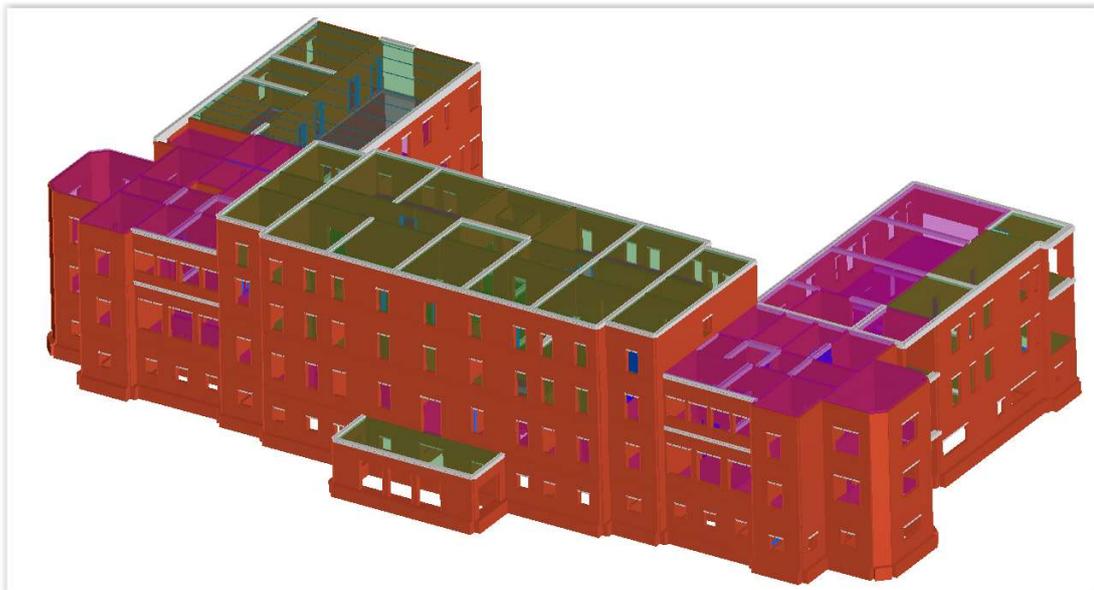
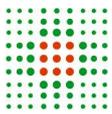
Presso lo scrivente resta a disposizione quanto non riportato.

▪ Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Sui risultati ottenuti con i codici di calcolo automatico sono stati svolti, con i criteri sopra riportati, l'esame e i controlli che hanno portato lo scrivente progettista a formulare una positiva valutazione di attendibilità dell'elaborazione svolta, dal punto di vista del corretto comportamento dei modelli. Presso lo scrivente restano a disposizione gli specifici controlli eseguiti.

▪ Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

Si illustra di seguito un'immagine 3D del modello. Per la geometria degli elementi strutturali e le proprietà meccaniche dei materiali si rimanda agli specifici paragrafi del tabulato.



▪ Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Per la definizione dei vincoli adottati si rimanda ai paragrafi relativi alla modellazione della struttura del tabulato.

▪ Modellazione delle azioni

Per la definizione delle azioni adottate si rimanda al tabulato.

▪ Combinazioni e/o percorsi di carico

Per la definizione delle combinazioni adottate si rimanda al tabulato.

▪ Principali risultati

Per i risultati principali si rimanda al tabulato.

▪ Risultati dell'analisi modale

Per i risultati dell'analisi modale si rimanda al tabulato.

▪ Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

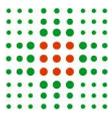
Per le deformate e le sollecitazioni nelle diverse condizioni di carico si rimanda al tabulato.

▪ Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Gli involuppi delle sollecitazioni maggiormente significative vengono riportate nel tabulato.

▪ Reazioni vincolari

Non sono riportate singolarmente le reazioni vincolari. Saranno fornite come integrazione se ritenuto necessario dagli organi di controllo.

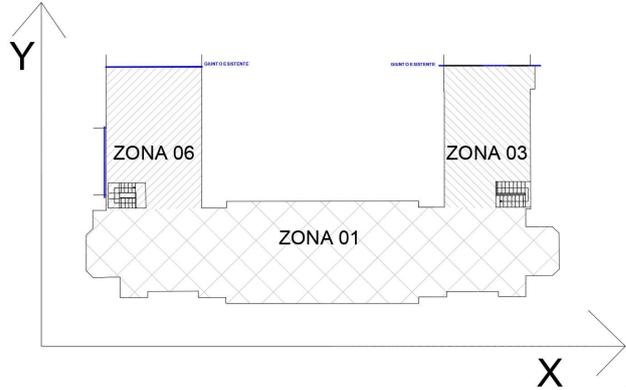


▪ **Verifiche agli stati limite ultimi**

Riassumendo, i risultati delle analisi condotte danno come valori minimi:

- livello sicurezza SLV dir. X = 0.696 (69.6%)
- livello sicurezza SLV dir. X = 0.603 (**60.3%**)

(STATO DI FATTO:20% vedi paragrafo 2.5.1.1.)



Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	4,10	3,68	2,97	1,61	2,52	1,19	2,52	0,902	1,509	1,996
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	5,15	3,73	3,76	2,15	2,72	1,63	2,72	0,724	1,263	1,671
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	4,07	3,15	2,83	1,59	2,23	1,17	2,23	0,785	1,357	1,795
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	5,03	3,63	3,82	2,11	2,09	1,59	2,09	0,722	0,990	1,310
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	4,98	4,15	2,36	1,90	3,90	1,44	3,90	0,843	1,901	2,515
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	6,33	5,62	3,48	2,65	3,55	2,00	3,55	0,862	1,342	1,775
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	4,95	4,48	2,38	1,88	3,00	1,42	3,00	0,911	1,507	1,993
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	6,43	6,95	3,18	2,69	4,74	2,03	3,28	0,944	1,762	1,614
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	202,82	4,06	3,62	2,96	1,59	2,54	1,17	2,54	0,896	1,534	2,030
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-202,82	4,17	3,67	2,99	1,65	2,51	1,21	2,51	0,884	1,472	1,947
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	202,82	5,23	3,67	3,63	2,19	2,66	1,65	2,66	0,702	1,216	1,609
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-202,82	5,15	3,85	3,78	2,16	3,03	1,63	2,95	0,747	1,407	1,813
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	202,82	4,03	3,09	2,83	1,57	2,41	1,16	2,41	0,777	1,478	1,955
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-202,82	4,07	3,30	2,87	1,59	2,55	1,17	2,55	0,820	1,537	2,034
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	202,82	5,03	3,50	3,81	2,10	2,28	1,59	2,28	0,696	1,084	1,435
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-202,82	5,07	3,85	3,87	2,12	2,06	1,60	2,06	0,760	0,971	1,285
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	360,53	4,98	3,72	2,58	1,91	3,62	1,43	3,62	0,761	1,770	2,342
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-360,53	4,91	3,03	2,52	1,87	2,88	1,40	2,58	0,641	1,465	1,756
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	360,53	6,38	6,35	3,70	2,67	3,19	2,02	3,19	0,811	1,195	1,581
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-360,53	6,32	4,92	3,40	2,65	3,79	2,00	2,61	0,778	1,431	1,304
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	360,53	4,98	3,75	2,62	1,91	2,99	1,42	2,99	0,767	1,490	1,971
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-360,53	5,02	3,51	2,45	1,93	3,45	1,45	2,47	0,716	1,684	1,647
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	360,53	6,42	6,28	3,47	2,69	3,91	2,03	3,91	0,864	1,455	1,924
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-360,53	6,46	3,89	3,14	2,70	3,00	2,04	2,23	0,603	1,111	1,093

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

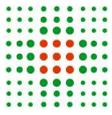
Piano-Soil

Esci

Per le verifiche agli stati limite ultimi si rimanda al tabulato.

▪ **Verifiche agli stati limite di esercizio**

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si rimanda al tabulato.



▪ Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il programma utilizzato per la modellazione dell'edificio "3Muri", software specifico per il calcolo sismico di strutture in muratura e miste secondo il DM 14-1-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Il codice di calcolo 3Muri utilizza il metodo di calcolo innovativo (FME - Frame by Macro Elements) che schematizza la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento.

Il programma prevede una serie di controlli manuali ed automatici (check) che consentono di individuare errori di modellazione. Qualora durante l'analisi il software identifichi spostamenti o rotazioni abnormi, la simulazione si conclude immediatamente con un messaggio di errore.

Le simulazioni sono state svolte effettuando i check manuali e quelli automatici non hanno fornito errori. Tutte le simulazioni con analisi non lineari sono giunte a convergenza senza errori. Tutte le curve push-over ottenute presentano un andamento canonico senza irregolarità che inducano a pensare che vi siano errori di modellazione.

Sui risultati ottenuti con i codici di calcolo automatico sono stati svolti, con i criteri sopra riportati, l'esame e i controlli che hanno portato lo scrivente progettista a formulare una positiva valutazione di attendibilità dell'elaborazione svolta, dal punto di vista del corretto comportamento dei modelli. Presso lo scrivente restano a disposizione gli specifici controlli eseguiti.



2.5.3. VERIFICHE LOCALIZZATE DI STRUTTURE (SENZA MODELLAZIONE NUMERICA A ELEMENTI FINITI)

Si espongono di seguito le verifiche realizzate senza l'utilizzo del modello a elementi finiti:

- 1 - Determinazione a_g allo stato di fatto
- 2 - Verifiche nuovi solai di progetto
- 3 - Verifiche solai di progetto consolidati
- 4 - Eliminazione della spinta in copertura
- 5 - Elementi secondari

2.5.3.1. DETERMINAZIONE a_g ALLO STATO DI FATTO

Per le verifiche locali sismiche delle pareti in muratura portante si è seguito un approccio di calcolo basato sull'individuazione dei meccanismi locali di collasso significativi e sull'applicazione dei criteri dell'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico (analisi cinematica lineare).

La verifica viene condotta confrontando la PGA di riferimento, $a_g(P_{VR})$ che per l'edificio in esame è 0,205g, con l'accelerazione di picco su suolo rigido che attiva il cinematismo in esame, relativamente allo SLV, $a_{g,SLV}$.

Nel caso in oggetto è stato individuato come plausibile il meccanismo di collasso "*Ribaltamento semplice di parete monolitica*" ritenuto significativo per analizzare la facciata dell'edificio storico allo stato attuale. Si è concentrata l'attenzione sulla suddetta parete in quanto essa non presenta ritegni che impediscano la formazione di tale meccanismo (cordoli catene, ecc) e inoltre si presenta come la parete più vulnerabile essendo la più alta dell'intero edificio.

Di seguito si riportano le verifiche per la parete oggetto d'esame:

Ai fini dell'analisi è stato utilizzato il foglio di calcolo C.I.N.E. versione 1.0.4, applicativo realizzato con il contributo del Consorzio Reluis e liberamente scaricabile dal web.

Risultato di tali indagini è la determinazione dell'entità dell'azione sismica che attiva ciascun meccanismo locale mediante la quantificazione del moltiplicatore di collasso α_0 .

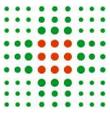
Il metodo, sostanzialmente, prevede, per ogni meccanismo di collasso analizzato:

1. Trasformazione della struttura in esame in un sistema labile mediante l'individuazione di corpi rigidi, definiti individuando possibili piani di frattura, nell'ipotesi di resistenza a trazione della muratura nulla e resistenza a compressione infinita.
2. Calcolo del moltiplicatore di collasso α_0 mediante l'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro virtuale esterno al lavoro virtuale interno:

$$\alpha \cdot [\sum P_i \cdot \delta_{ix} + \sum P_j \cdot \delta_{jx}] - \sum P_i \cdot \delta_{iy} + \sum F_h \cdot \delta_h = 0 \quad \text{con:}$$

P_i : forze peso direttamente applicate all'elemento

P_j : forze peso non direttamente applicate all'elemento



F_h : forze esterne orizzontali generiche

δ_{ix} : spostamenti orizzontali dei punti di applicazione delle forze P_i

δ_{jx} : spostamenti orizzontali dei punti di applicazione delle forze P_j

δ_{iy} : spostamenti verticali dei punti di applicazione delle forze P_i

δ_h : spostamenti orizzontali dei punti di applicazione delle forze F_h

3. Calcolo dell'accelerazione sismica spettrale a_0^* , relativa al collasso di moltiplicatore α_0 :

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum P_i}{M^* \cdot FC} \quad \text{con:}$$

M^* : Massa partecipante al cinematismo valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum P_i \cdot \delta_{ix} \right)^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{ix}^2}$$

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC2 (1.20)

4. Verifiche di sicurezza secondo Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Deve risultare, per maschi murari non ancorati a terra:

Verifica allo stato limite di salvaguardia della vita:

$$A) \quad \alpha_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

con :

q: fattore di struttura assunto pari a 2

P_{VR} : probabilità di superamento del limite scelto (vedi tab. 3.2.I, DM 2008)

a_g : accelerazione massima attesa al sito, funzione di P_{VR} e della vita di riferimento V_R

S: coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche

$$S = S_S \cdot S_T$$

S_S coefficiente stratigrafico in funzione della categoria di suolo e di F_0

S_T coefficiente topografico in funzione della categoria topografica

$$B) \quad \alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

con :

$S_e(T_1)$: spettro elastico funzione di P_{VR} e V_R calcolato per il periodo T_1

dove: $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$

C_1 : vale 0,050 per strutture a telaio



H: altezza della costruzione dal piano di fondazione (in metri)

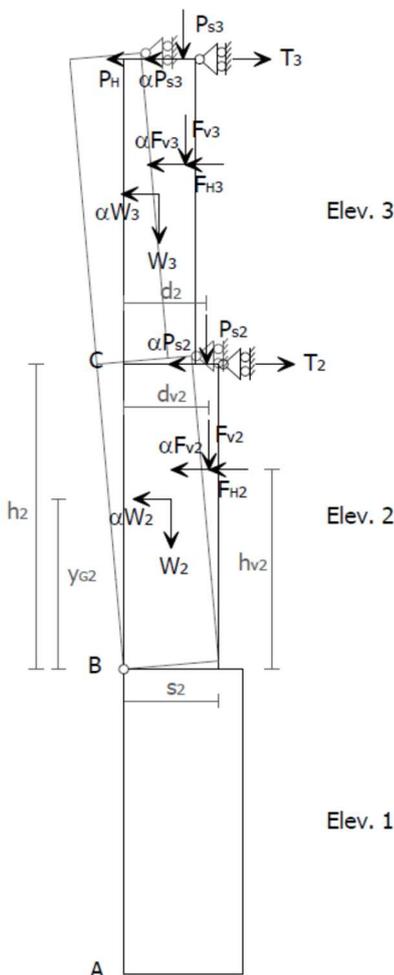
$\Psi(Z)$: è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità dell'edificio; in assenza di considerazioni più accurate si può assumere $\Psi(Z) = Z/H$ con H: altezza della struttura rispetto alla fondazione;

γ : coefficiente di partecipazione modale; in assenza di considerazioni più accurate si può assumere:

$$\gamma = \frac{3 \cdot N}{2 \cdot (N + 1)}$$

dove:

N è il numero di piani dell'edificio



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

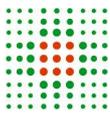
Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

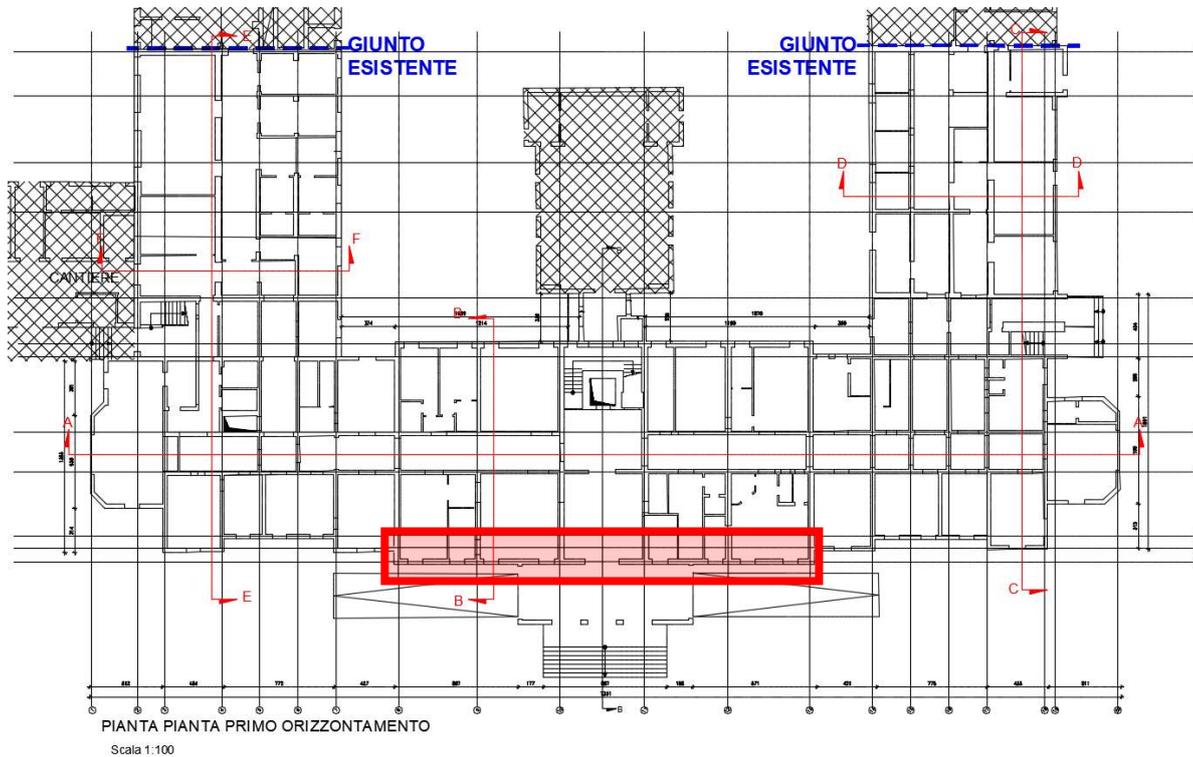
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Il meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera plastica cilindrica all'estremità inferiore della parete con conseguente rotazione rigida fuori piano. Tale situazione si manifesta in assenza di vincoli in sommità e assenza di collegamenti della parete in esame con quelle ortogonali.



La parete considerata è quella evidenziata di seguito.



Si considera una parete di lunghezza 1m. I carichi di input (ripresi dal paragrafo §2.4.2) sono:

Peso proprio Parete PT: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,45 \cdot 3,50) = 28,4 \text{ kN}$;

Peso proprio Parete P1: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,85) = 26,2 \text{ kN}$;

Peso proprio Parete P2: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,30) = 23,2 \text{ kN}$;

Peso proprio Parete P3: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 2,70) = 14,6 \text{ kN}$;

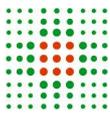
Carico 1° orizzontamento: $(3 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 7,8 \text{ kN}$

Carico 2° orizzontamento: $(3 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 23,4 \text{ kN}$

Carico 3° orizzontamento: $(3 \text{ kN/m}^2 + 3 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 23,4 \text{ kN}$

Carico di Copertura: $(1,50 \text{ kN/m}^2 + 1,10 \text{ kN/m}^2 + 0 \cdot 0,75 \text{ kN/m}^2) \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 15,6 \text{ kN}$

Nell'analisi del meccanismo di ribaltamento non si è tenuto conto della spinta statica della copertura in quanto si è ipotizzato che l'attrito o ritegni non messi in evidenza dalle indagini svolte sull'edificio siano in grado di contrastare la suddetta spinta.



Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,45	3,50	0,45			0,00	1,75
2	0,30	4,85	0,30			0,00	2,55
3	0,30	4,30	0,30			0,00	2,15
4	0,30	2,70	0,30			0,00	1,35

AZIONI SUI MACROELEMENTI

Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0,0	28,4	7,8				
2	0,0	26,2	23,4				
3	0,0	23,2	23,4				
4	0,0	14,6	15,6				

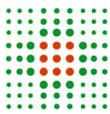
MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	16,0	22,2	0,0	0,0
4 - 3 - 2	9,6	18,7	0,0	0,0
4 - 3	5,7	11,7	0,0	0,0
4	2,2	4,7	0,0	0,0

MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI

Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	656,0	758,2	0,0	0,0	0,0
4 - 3 - 2	382,4	512,5	0,0	0,0	0,0
4 - 3	132,3	209,8	0,0	0,0	0,0
4	19,7	42,1	0,0	0,0	0,0

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
4 - 3 - 2 - 1	0,027	1,20	13,059	0,788	0,280
4 - 3 - 2	0,032		10,719	0,832	0,311
4 - 3	0,051		6,741	0,861	0,482
4	0,111		2,775	0,902	1,007



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,205	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,520	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,280	
	Fattore di smorzamento η		1,000	
	Altezza della struttura H [m]		18,33	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,390	
	Coefficiente C_C		1,598	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,390	
	Numero di piani dell'edificio N		4	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,443	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)
4 - 3 - 2 - 1			0,041	
4 - 3 - 2	3,50	0,191	0,046	2,443
4 - 3	8,35	0,456	0,071	1,587
4	12,65	0,690	0,148	2,189

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,041
	4 - 3 - 2	0,046
	4 - 3	0,046
	4	0,064

Verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) – STATO ATTUALE:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{strutt} / g = 0,041$

Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g = 0,20$ (20% di riferimento)

Si rimanda all'appendice C per ulteriori dettagli

2.5.3.2. VERIFICHE NUOVI SOLAI DI PROGETTO

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sui solai di progetto. Per i carichi si faccia riferimento al paragrafo 2.4.2.

Sono stati considerati diversi schemi statici rappresentativi della disposizione dei solai in pianta e per ciascuno sono state considerate le sollecitazioni:

SCHEMA STATICO	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	V_{Ed} [kN]	SOLAIO	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	V_{Rd} [kN]	VERIFICA
1 CAMPATA	37,26	12,42	23,66	24+5	49,39	52,11	29,36	OK
9 CAMPATE	15,62	22,07	23,82	24+5	49,39	52,11	29,36	OK
2 CAMPATE STANDARD	18,27	31,59	27,37	24+5	49,39	52,11	29,36	OK
3 CAMPATE	27,16	25,89	28,23	24+5	49,39	52,11	29,36	OK
2 CAMPATE L=8m	51,53	62,51	45,41	2 (28+5)	90,46	93,77	51,36	OK

Nuovo Solaio Bausta 24+5 cm:

Il solaio in esame è in latero-cemento di spessore 24+5 cm a travetti singoli di 14cm posti ad interasse di 56 cm.

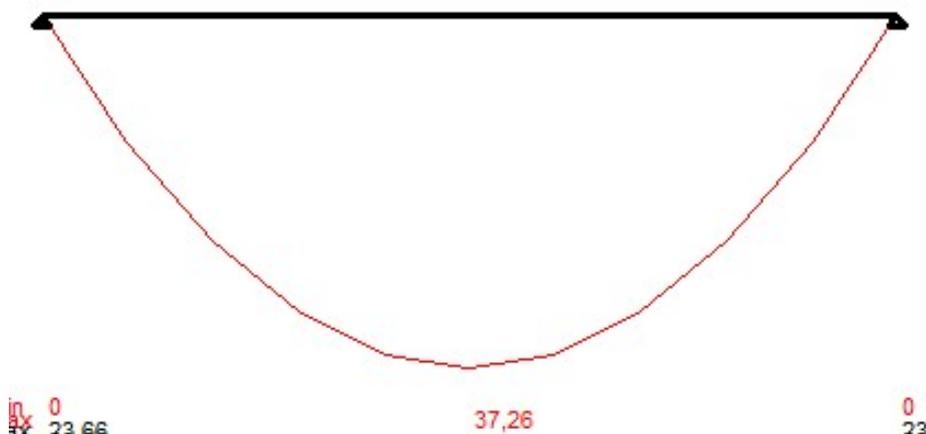
VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Il carico agente sui solai di piano, calcolato agli SLU è:

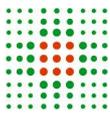
$$q = [1,3 \cdot 3,85 + 1,5 \cdot (2,6 + 3)] \cdot 0,56 = 7,51 \text{ kN/m}$$

- Verifica a flessione in mezzeria:

Lo schema statico utilizzato per la verifica a flessione in mezzeria è di trave su due appoggi, considerando la luce massima.



- Armatura superiore: rete $\Phi 6/15 \times 15$
- Armatura inferiore: $2\Phi 12$ (POS.0) + $1\Phi 20$ (POS.1)



- Momento sollecitante: $M^+_{Ed} = q \cdot l^2 / 8 = 37,26 \text{ kNm}$
- Momento resistente: $M^+_{Rd} = 49,39 \text{ kNm}$ – si veda seguente tabella
- Verifica: $M^+_{Ed} / M^+_{Rd} < 1$ verifica soddisfatta

Titolo : Solaio 24+5 Travetto 14cm - verifica mezzeria

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	42	5
2	14	24

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,13	4
2	5,4	25

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} kN m
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 18,73 ‰
d 25 cm
x 3,936 x/d 0,1574
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

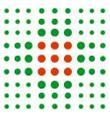
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

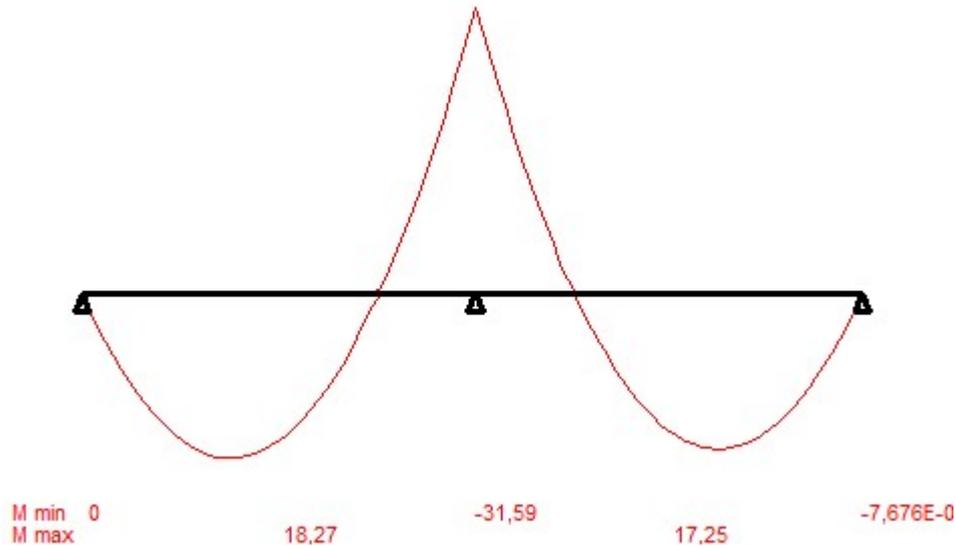
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



- Verifica a flessione in appoggio

Lo schema statico utilizzato per la verifica a flessione in appoggio è di trave su quattro appoggi.



- Armatura superiore: 2Φ20 (POS.2 + rete Φ6/15x15 non considerata nel calcolo)
- Armatura inferiore: 2Φ12 (di conf. POS.0)
- Momento sollecitante: $M_{Ed} = 31,59$ kNm
- Momento resistente: $M_{Rd} = 52,11$ kNm – si veda seguente tabella
- Verifica: $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$ verifica soddisfatta

Titolo : Solaio 24+5 travetto 14cm - verifica appoggio

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	42	5
2	14	24

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	4
2	2,26	25

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

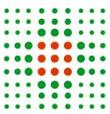
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

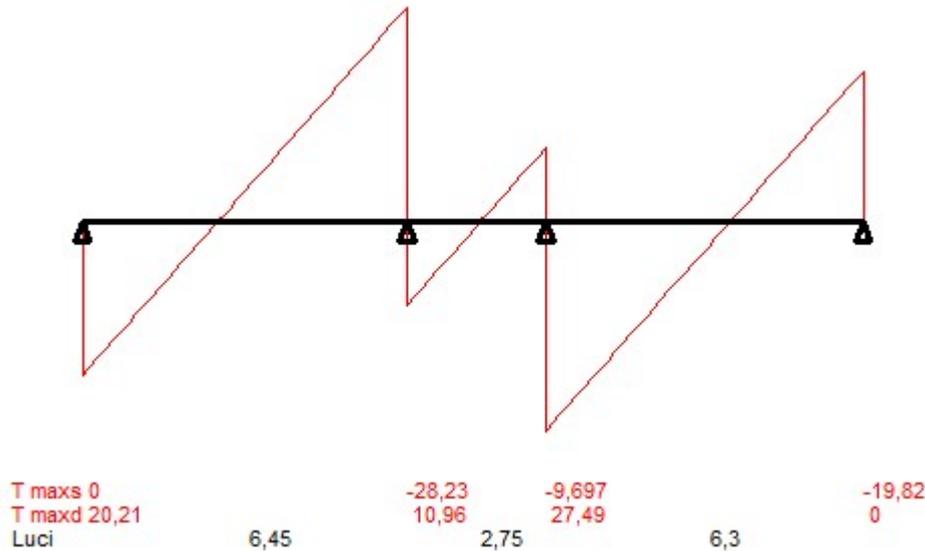
Precompresso

M_{xRd} -52,11 kNm
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 6,394 ‰
d 25 cm
x 8,844 x/d 0,3537
δ 0,8822



- Verifica a taglio in appoggio

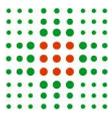
Lo schema statico utilizzato per la verifica a taglio è di trave su quattro appoggi.



- Taglio sollecitante max: $V_{Ed} = 28,23 \text{ kN}/(m)$
- Taglio resistente: $V_{Rd} = 29,36 \text{ kN}/(m)$ – si veda seguente tabella
- Verifica: $V_{Ed} / V_{Rd} = 0,94 < 1$ verifica soddisfatta

Elementi senza armatura a taglio (rif. § 4.1.2.1.3.1 del DM 2008)			
SEZIONE APPOGGIO			
bw	140	mm	
d	250	mm	
γ_c	1,5		
C Rd,c	0,1		
fck	28	N/mm ²	
armatura sup. ϕ	20	mm	
n. ferri	2		
armatura inf. ϕ	12	mm	
n. ferri	2		
A sez	71600	mm	
ρ_x	0,017952		
ρ_l	0,017952	<	0,02
k	1,894427	<	2
v rd,c	0,84	N/mm ²	
v min	0,48	N/mm ²	
V Rd	29,36	KN	

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza inserire armatura a taglio.



VERIFICHE DI DEFORMABILITA' AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- Verifica della freccia massima

La freccia massima del solaio calcolata, considerando a favore di sicurezza, la combinazione caratteristica rara (e non la combinazione caratteristica quasi permanente, come indicato nella Circolare 617/2009 al § C4.1.2.2.2) è riportata nel seguito:

Carichi: $G_1=3,85$ kN/mq; $G_2=2,6$ kN/mq; $Q=3,0$ kN/mq

Area di influenza solaio = 0,56 m

Carico totale $9,45 \cdot 0,56 = 5,29$ kN/mq/area d'influenza

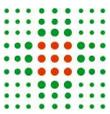
Luce = 6,30 m

Freccia max = 1,11 cm < $L/500 = 1,26$ cm Verifica soddisfatta

- Verifica della snellezza

Nel seguito si riporta la verifica di snellezza del solaio più lungo, così come indicato nella Circolare 617/2009 al § C4.1.2.2.2)

luce	$l = 630$	cm
altezza	$h = 29$	cm
Resistenza caratt. Compressione	$f_{ck} = 28$	N/mm ²
Tensione snervamento caratt.	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Armatura tesa effettivamente presente	$A_{s,eff} = 5,4$	cm ²
Armatura compressa	$A'_{s} = 1,13$	cm ²
Area sezione	$A_c = 616$	cm ²
Momento Sollecitante	$M_{Ed} = 37,26$	kNm
Momento Resistente	$M_{Rd} = 49,39$	kNm
Coefficiente correttivo	$K = 1$	
Rapporto armatura tesa	$\rho = 0,008766234$	
Rapporto armatura compressa	$\rho' = 0,001834416$	
Arm. tesa di calcolo	$A_{s,calc} = 4,073780117$	cm ²
Snellezza	$\lambda = l/h = 21,72$	
Limite Snellezza	22,04	
ESITO VERIFICA:	Verifica soddisfatta	



Nuovo Solaio Bausta 28+5 cm a doppio travetto:

Il solaio in esame è in latero-cemento di spessore 28+5cm a travetti doppi posti ad interasse di 62cm.

VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

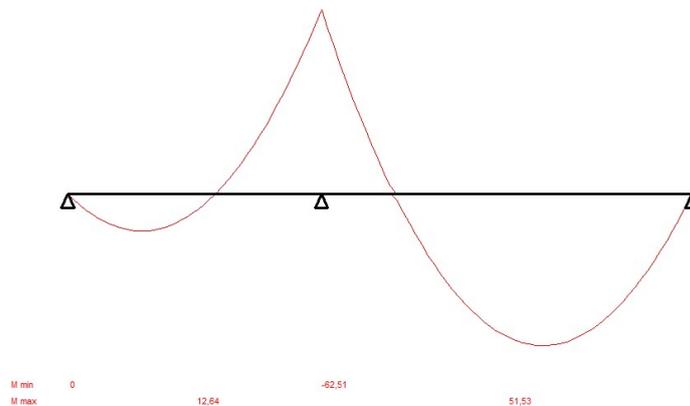
Nelle seguenti verifiche si considera un'area di influenza del solaio di 62cm, pertanto due travetti accoppiati.

Il carico agente sui solai di piano, calcolato agli SLU è:

$$q = [1,3 \cdot 4,75 + 1,5 \cdot (2,6 + 3) \cdot 0,62] = 9 \text{ kN/m}$$

- Verifica a flessione in mezzeria:

Lo schema statico è di trave su due appoggi, nel caso in cui una delle campate abbia come luce 8,40m ed è questa che verrà utilizzata nelle verifiche.



- Armatura superiore: rete $\Phi 6/15 \times 15$
- Armatura inferiore: (2+2) $\Phi 12$ (di conf. POS.0) + (1+1) $\Phi 16$ (POS.1)
- Momento sollecitante: $M^+_{Ed} = 51,53 \text{ kNm}$
- Momento resistente: $M^+_{Rd} = 90,46 \text{ kNm}$ – si veda seguente tabella
- Verifica: $M^+_{Ed} / M^+_{Rd} < 1$ verifica soddisfatta

Titolo: Solaio nuovo 28+5 sez mezzeria

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	62	5	1	1,13	4
2	24	28	2	8,55	29

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 97,2 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{Rd} 90,46 kNm

Materiali B450C C25/30

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

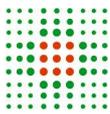
σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5%
 ϵ_s 18,74%
d 29 cm
x 4,563 x/d 0,1573
 δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettagoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

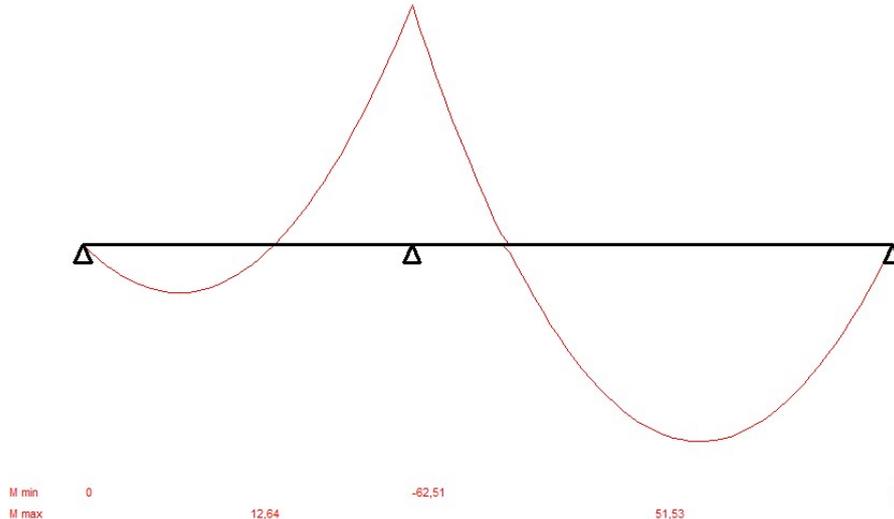
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso



- Verifica a flessione in appoggio

Lo schema statico è sempre di trave su due appoggi, nel caso in cui una delle campate abbia come luce 8,40m ed è questa che verrà utilizzata nelle verifiche.



- Armatura superiore: 3Φ20 (POS.2 + rete Φ6/15x15 non considerata nel calcolo)
- Armatura inferiore: (2+2) Φ12 (di conf. POS.0)
- Momento sollecitante: $M_{Ed} = 62,51$ kNm
- Momento resistente: $M_{Rd} = 93,77$ kNm – si veda seguente tabella
- Verifica: $M_{Ed} / M_{Rd} < 1$ verifica soddisfatta

Titolo: Solaio nuovo 28+5 sez appoggio

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	62	5
2	24	28

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,42	4
2	4,52	29

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

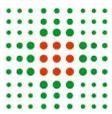
Tipo flessione
Retta Deviata

Calcola MRd **Domino M-N**
L₀ 0 cm Col. modello

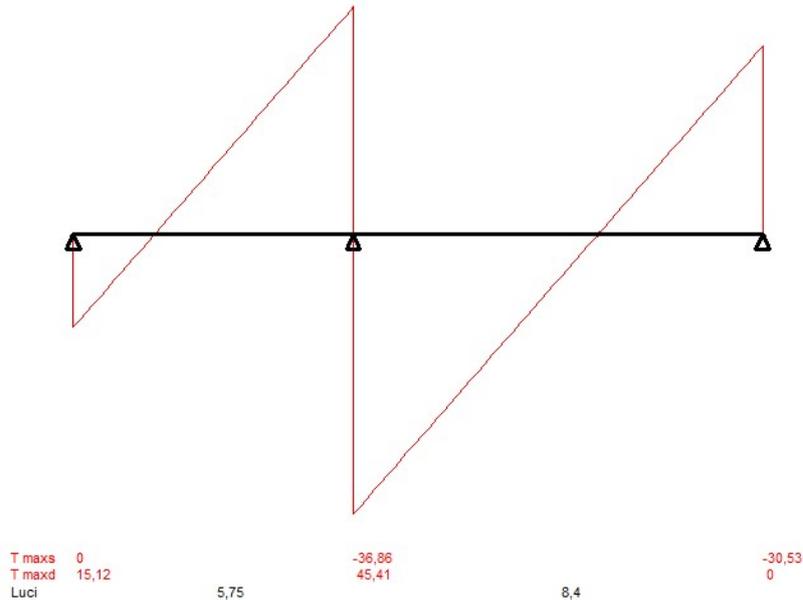
Precompresso

M_{xRd} -93,77 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 %
ε_s 9,525 %
d 29 cm
x 7,793 x/d 0,2687
δ 0,7759

Le verifiche a flessione in mezzera e in appoggio risultano soddisfatte.



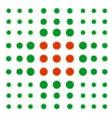
• Verifica a taglio



- Taglio sollecitante max: $V_{Ed} = 45,41 \text{ kN}$
- Taglio resistente: $V_{Rd} = 51,36 \text{ kN}$ – si veda seguente tabella
- Verifica: $V_{Ed} / V_{Rd} < 1$ verifica soddisfatta

Elementi senza armatura a taglio (rif. § 4.1.2.1.3.1 del DM 2008)			
N.B. inserire i valori nei campi gialli			
SEZIONE APPOGGIO			
bw	240	mm	
d	290	mm	
γ_c	1,5		
C Rd,c	0,1		
fck	28	N/mm ²	
armatura sup. ϕ	20	mm	
n. ferri	3		
armatura inf. ϕ	12	mm	
n. ferri	2		
A sez	71600	mm	
ρ_x	0,013541		
ρ_l	0,013541	<	0,02
k	1,830455	<	2
v rd,c	0,74	N/mm ²	
v min	0,46	N/mm ²	
V Rd	51,36	KN	

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza inserire armatura a taglio.



VERIFICHE DI DEFORMABILITA' AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- Verifica della freccia massima

La freccia massima del solaio calcolata, considerando a favore di sicurezza, la combinazione caratteristica rara (e non la combinazione caratteristica quasi permanente, come indicato nella Circolare 617/2009 al § C4.1.2.2.2) è riportata nel seguito:

Carichi: $G1 = 4,75 \text{ kN/mq}$; $G2 = 2,6 \text{ kN/mq}$; $Q = 3,0 \text{ kN/mq}$

Area di influenza solaio = $0,62 \text{ m}$

Carico totale $10,35 \cdot 0,62 = 6,42 \text{ kN/mq/area d'influenza}$

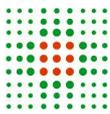
Luce = $8,40 \text{ m}$

Freccia max = $1,09 \text{ cm} < L/500 = 1,68 \text{ cm}$ Verifica soddisfatta

- Verifica della snellezza

Nel seguito si riporta la verifica di snellezza del solaio più lungo, così come indicato nella Circolare 617/2009 al § C4.1.2.2.2)

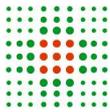
Luce	$l = 840$	cm
altezza	$h = 33$	cm
Resistenza caratt. Compressione	$f_{ck} = 28$	N/mm ²
Tensione snervamento caratt.	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Armatura tesa effettivamente present	$A_{s,eff} = 9,42$	cm ²
Armatura compressa	$A'_{s} = 2,26$	cm ²
Area sezione	$A_c = 982$	cm ²
Momento Sollecitante	$M_{Ed} = 62,51$	kNm
Momento Resistente	$M_{Rd} = 93,77$	kNm
Coefficiente correttivo	$K = 1$	
Rapporto armatura tesa	$\rho = 0,0096$	
Rapporto armatura compressa	$\rho' = 0,0023$	
Arm. tesa di calcolo	$A_{s,calc} = 6,280$	cm ²
Snellezza	$\lambda = l/h = 25,45$	
Limite Snellezza	$\lambda_{lim} = 25,56$	
ESITO VERIFICA:	Verifica soddisfatta	



VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO SOLAIO - MURATURA

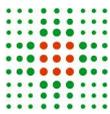
Verifica per travetto 14 cm

PRESSIONE DI CONTATTO TRAVE - MURATURA						
Dati generali muratura		Livello di conoscenza				LC2
		Fattore di confidenza			FC	1,20
		Tipo di muratura		muratura in mattoni pieni e malta di calce		
Parametri meccanici muratura	tabella C8A.2.1 circolare 617 02/02/2009	Resistenza media a compr. muratura		f_m	240,00	N/cm ²
		Resistenza media a taglio muratura		τ_o	6,00	N/cm ²
		Modulo elasticità normale muratura		E	1500,00	N/mm ²
		Modulo elasticità tangenziale muratura		G	500,00	N/mm ²
		Peso proprio della muratura		γ	18,00	kN/mc
Condizioni muratura	tabella C8A.2.2 circolare 617 02/02/2009	coefficiente	utilizzo	valore		
				da applicare a f_m e τ_o		da applicare a E e G
		Utilizzare rigidità fessurate?	no	1	1	
		Fattore parziale del materiale γ_m	si	3	1	
		Fattore di confidenza	si	1,20	1	
		Malta buona	no	1	1	
		Giunti sottili (<10 mm)	no	1	1	
		Ricorsi o listature	no	1	1	
		Connessione trasversale	si	1,3	1	
		Nucleo scadente e/o ampio	no	1	1	
Iniezione di miscele leganti	no	1	1			
Intonaco armato	no	1	1			
Parametri meccanici muratura	Valori di calcolo	Resistenza di progetto a compr. muratura		f_{md}	0,87	N/mm ²
		Resistenza di progetto a taglio muratura		τ_{od}	0,0217	N/mm ²
		Modulo elasticità normale di progetto		E	1500,00	N/mm ²
		Modulo elasticità tangenziale di progetto		G	500,00	N/mm ²
		Peso proprio della muratura		γ	18,00	kN/mc
Piastra di appoggio		Larghezza piastra di appoggio		l	220,00	mm
		Lunghezza piastra di appoggio		h _a	140,00	mm
		Spessore piastra di appoggio		s _a	10,00	mm
		Area base d'appoggio		A	30800,00	mm ²
Pressione di contatto		Reazione vincolare della trave metallica		R	26,00	kN
		Distribuzione uniforme pressione di contatto			si	
		Pressione massima di contatto		p	0,84	N/mm ²
		Verifica della pressione massima di contatto				VERIFICATO



Verifica per doppio travetto 12 + 12 cm

PRESSIONE DI CONTATTO TRAVE - MURATURA						
Dati generali muratura		Livello di conoscenza				LC2
		Fattore di confidenza			FC	1,20
		Tipo di muratura	muratura in mattoni pieni e malta di calce			
Parametri meccanici muratura	tabella C8A.2.1 circolare 617 02/02/2009	Resistenza media a compr. muratura		f_m	240,00	N/cm ²
		Resistenza media a taglio muratura		τ_o	6,00	N/cm ²
		Modulo elasticità normale muratura		E	1500,00	N/mm ²
		Modulo elasticità tangenziale muratura		G	500,00	N/mm ²
		Peso proprio della muratura		γ	18,00	kN/mc
Condizioni muratura	tabella C8A.2.2 circolare 617 02/02/2009	coefficiente	utilizzo	valore		
				da applicare a f_m e τ_o	da applicare a E e G	
		Utilizzare rigidzze fessurate?	no	1	1	
		Fattore parziale del materiale γ_m	si	3	1	
		Fattore di confidenza	si	1,20	1	
		Malta buona	no	1	1	
		Giunti sottili (<10 mm)	no	1	1	
		Ricorsi o listature	no	1	1	
		Connessione trasversale	si	1,3	1	
		Nucleo scadente e/o ampio	no	1	1	
Iniezione di miscele leganti	no	1	1			
Intonaco armato	no	1	1			
Parametri meccanici muratura	Valori di calcolo	Resistenza di progetto a compr. muratura		f_{md}	0,87	N/mm ²
		Resistenza di progetto a taglio muratura		τ_{od}	0,0217	N/mm ²
		Modulo elasticità normale di progetto		E	1500,00	N/mm ²
		Modulo elasticità tangenziale di progetto		G	500,00	N/mm ²
		Peso proprio della muratura		γ	18,00	kN/mc
Piastra di appoggio		Larghezza piastra di appoggio		l	400,00	mm
		Lunghezza piastra di appoggio		h _a	140,00	mm
		Spessore piastra di appoggio		s _a	10,00	mm
		Area base d'appoggio		A	56000,00	mm ²
Pressione di contatto		Reazione vincolare della trave metallica		R	45,40	kN
		Distribuzione uniforme pressione di contatto			si	
		Pressione massima di contatto		p	0,81	N/mm ²
		Verifica della pressione massima di contatto				VERIFICATO



2.5.3.3. VERIFICHE SOLAI DI PROGETTO CONSOLIDATI

Solaio S2 consolidato:

Il solaio S2 costituito da voltine e putrelle è stato rinforzato inserendo dei piatti saldati superiormente e inferiormente al profilo metallico esistente. Le caratteristiche della sezione resistente sono quelle riportate di seguito.

PROFILATO RINFORZATO CON PIATTI SUPERIORI E INFERIORI

Solaio S2 travi INP140

celle dati:

PIATTO SUPERIORE:	
larghezza =	6,00 cm
altezza =	1,00 cm
area =	6,00 cm ²
momento d'inerzia =	0,50 cm ⁴
modulo di resistenza =	1,00 cm ³
distanza baricentro da intradosso:	20,70 cm
distanza baricentro da baric.sezione composta:	10,05 cm

PIATTO INFERIORE:	
larghezza =	6,00 cm
altezza =	1,00 cm
area =	6,00 cm ²
momento d'inerzia =	0,50 cm ⁴
modulo di resistenza =	1,00 cm ³
distanza baricentro da intradosso:	0,50 cm
distanza baricentro da baric.sezione composta:	-10,15 cm

PIATTO V DI COLLEGAMENTO SUPERIORE:	
larghezza =	1,00 cm
altezza =	2,20 cm
area =	2,20 cm ²
momento d'inerzia =	0,89 cm ⁴
modulo di resistenza =	0,81 cm ³
distanza baricentro da intradosso:	19,10 cm
distanza baricentro da baric.sezione composta:	8,45 cm

PIATTO V DI COLLEGAMENTO INFERIORE:	
larghezza =	1,00 cm
altezza =	3,00 cm
area =	3,00 cm ²
momento d'inerzia =	2,25 cm ⁴
modulo di resistenza =	1,50 cm ³
distanza baricentro da intradosso:	2,50 cm
distanza baricentro da baric.sezione composta:	-8,15 cm

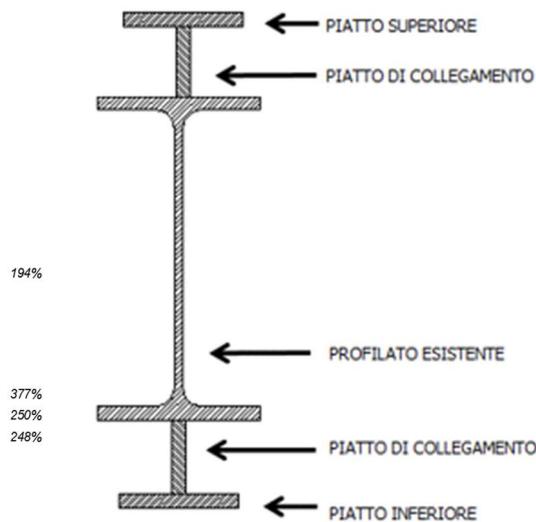
PROFILATO ESISTENTE:	
tipo:	IPN 140
altezza =	14,00 cm
base =	6,60 cm
area =	18,30 cm ²
momento d'inerzia elastico principale =	573,00 cm ⁴
modulo di resistenza elastico principale =	81,86 cm ³
momento d'inerzia elastico secondario =	35,20 cm ⁴
modulo di resistenza elastico secondario =	10,67 cm ³
distanza baricentro da intradosso:	11,00 cm
distanza baricentro da baric.sezione composta:	0,35 cm

SEZIONE COMPOSTA:	
altezza totale =	21,20 cm
base per il calcolo =	6,00 cm
area totale =	35,50 cm ²
Area resistente a taglio =	35,50 cm ²
Coefficiente moltiplicativo Wpl =	1,15

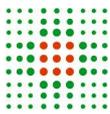
DIREZIONE PRINCIPALE	
momento d'inerzia principale elastico totale =	2159,88 cm ⁴
modulo di resistenza elastico lembo superiore =	204,70 cm ³
modulo di resistenza elastico lembo inferiore =	202,84 cm ³
distanza baricentro da intradosso:	10,65 cm
modulo di resistenza minimo =	202,84 cm ³
modulo di resistenza Min. principale plastico =	233,26 cm ³

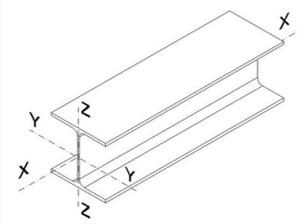
DIREZIONE SECONDARIA	
momento d'inerzia secondario elastico totale =	71,63 cm ⁴
modulo di resistenza elastico minimo =	21,71 cm ³
modulo di resistenza Min. principale plastico =	24,96 cm ³

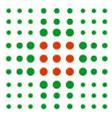
VERIFICA DI RESISTENZA DM'96:	
luce trave:	4,80 ml
carico distribuito solaio:	826,00 kg/m ²
interasse profilati:	1,00 ml
Peso parete sovrastante:	0,00
peso proprio profilato:	28,00 kg/ml
Carico totale:	854,00 kg/ml
Momento flettente massimo:	2459,52 kgm
Tensione normale lembo superiore:	1202 kg/cm ²
Tensione normale lembo inferiore:	1213 kg/cm ²
Tensione normale massima:	1213 kg/cm ²



Piatti pensati disposti simmetricamente rispetto
l'asse passante per l'anima del profilo



Solaio S2 travi INP140			
Verifica travi in acciaio di classe 1 e 2 e sezione ad I o H secondo DM 14.01.08 e Circolare 02/02/09 n°617/C.S.LL.PP.			
Tipologia Acciaio		S235	
Profilato		Rinforzato	
Parametri geometrici di calcolo			
Luce di calcolo:	L =	480	cm
Interasse travi principali:	i =	100	cm
α (gradi)	=	0	°
Elementi strutt.: Solai in generale			
Freccia totale	L /	250	
Freccia ammissibile sovraccarico	L /	300	
Parametri geometrici profilo		Sollecitazioni di calcolo SLU	
Base profilo	B =	60	mm
Altezza sez. trave:	H =	212	mm
Area sezione di calcolo	A =	35,5	cm ²
Modulo res. ELASTICO dir. Y	W _y =	203	cm ³
Modulo res. PLASTICO dir. Y	W _{py} =	233	cm ³
Modulo res. ELASTICO dir. Z	W _z =	22	cm ³
Modulo res. PLASTICO dir. Z	W _{pz} =	25	cm ³
Modulo inerzia	J _y =	2160	cm ⁴
Modulo inerzia	J _z =	72	cm ⁴
SLU: Verifica delle tensioni		SLE: Verifica di deformabilità	
flessione retta	0,719	ok	[rif. 4.2.12]
taglio	0,068	ok	[rif. 4.2.1.7]
Verifica in campo elastico	0,685	ok	[rif. 4.2.5]
<i>(contemporanea presenza T ed M non supportata)</i>			
Contemporanea pres. di T ed M	no		
SLU: Verifica instabilità		Freccia per carichi totali	
Distanza ritegni torsionali:	L /	1,0	
	L _{rit} =	480	cm
Momenti agli estremi	M _A	0	KNm
	M _B	0	KNm
Coefficients per il calcolo dell'instabilità di travi inflesse:			
coeff. di snellezza adim.:	λ_{LT} =	#DIV/0!	[rif. 4.2.52]
Sez. laminata o comp. saldata	λ_{LT0} =	0,40	
	β =	0,75	
Sezione laminata a I	α_{LT} =	0,49	(curva c)
	N _{crit} =	1942,97	KN
	λ =	0,655	[rif. 4.2.46]
Diagramma M:	Φ_{LT} =	#DIV/0!	
parabolico (app.-app.)	K _c =	0,940	[tab 4.2.VIII]
	f =	#DIV/0!	[rif. 4.2.53]
	χ_{LT} =	#DIV/0!	[rif. 4.2.51]
<i>(Verifica instabilità non supportata)</i>			
Verifica instabilità	0,000	ok	[rif. 4.2.49]
		Carico perm compiutamente def. 3,06 KN/m ² $\gamma_{G1} = 1,3$	
		Carico permanente non strut. 2,80 KN/m ² $\gamma_{G2} = 1,5$	
		Sovraccarico variabile di esercizio 3,00 KN/m ² $\gamma_{Q} = 1,5$	
		Totale = 8,86 KN/m ²	
		Peso parete sovrastante 0,00 KN/m $\gamma_{G2} = 1,5$	
		Peso proprio 0,28 KN/m $\gamma_{G1} = 1,3$	
		Carico distrib. sulla trave: q = 13,04 KN/m	
		Momento flettente : $q \cdot L^2 / 8$ 8,0	
		M = 37,56 KNm	
		M _y = 37,56 KNm	
		M _z = 0,00 KNm	
		Taglio : $q \cdot L / 2$ 2,0	
		T = 31,30 KN	
		Sforzo normale: N = 0,0 KN	
		Controfreccia $\delta_1 = 0$ cm	
		freccia max: $1/EJ \cdot q \cdot L^4$ 5/384	
		Carico distrib. sulla trave:	
		Totale q = 9,14 KN/m	
		Sovraccarico var. di esercizio q = 3,00 KN/m	
		Freccia per carichi totali 1,39 cm ok	
		L / 345	
		Freccia ammissibile 1,92 cm	
		Freccia per carichi variabili 0,46 cm ok	
		L / 1050	
		Freccia ammissibile 1,60 cm	
SINTESI CONCLUSIVA			
Solaio S2 travi INP140			
		PROFILATO: Rinforzato	
		ACCIAIO: S235	
		SFRUTTAMENTO: 73%	
		RESISTENZA	72%
		STABILITA'	0%
		DEFORMABILITA'	73%

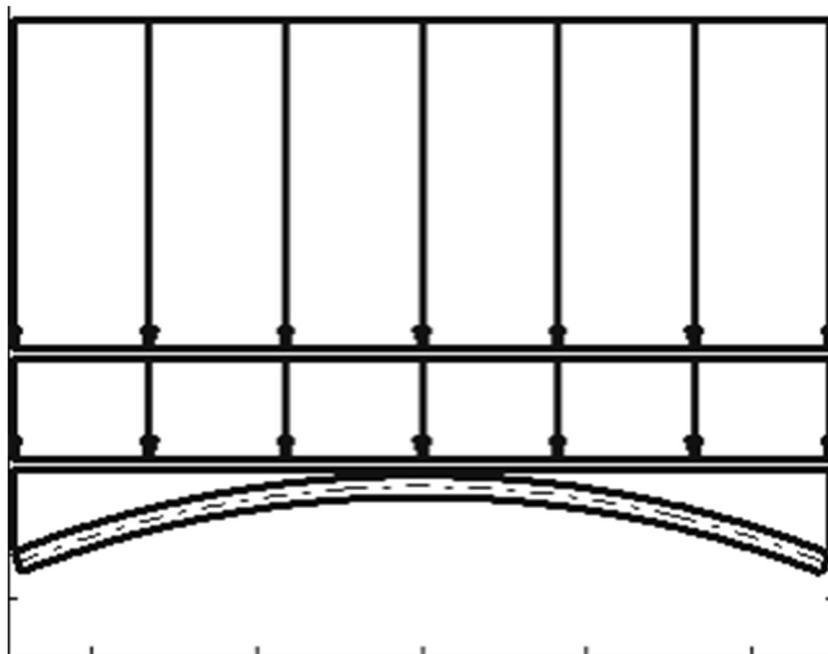


Solaio S3 consolidato:

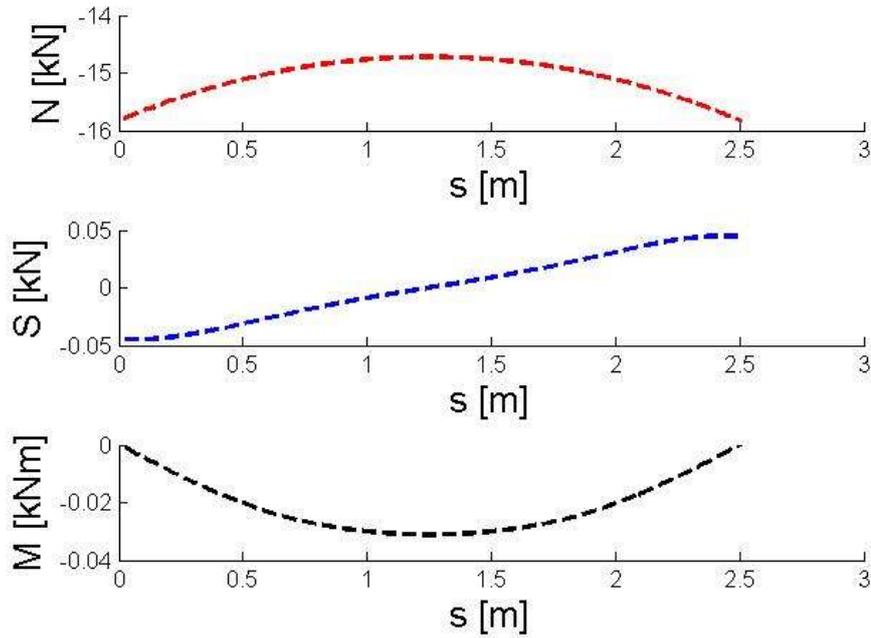
Il solaio S3 è costituito da una volta a botte. La volta è realizzata in mattoni pieni e l'arco d'imposta è in foglio. Le caratteristiche geometriche della volta sono riassunte di seguito:

FRECCIA (h)	0,235 m
RAGGIO (r)	3,34 m
LUCE (L)	2,45 m
SPESSORE MASSIMO RIEMPIMENTO	0,23 m
SPESSORE MINIMO RIEMPIMENTO	0 m
SPESSORE ARCO D'IMPOSTA (s)	0,065 m
SPESSORE TOTALE IN CHIAVE	0,05 m
ANGOLO (2α)	43°

La volta in esame può essere considerata come un insieme di archi accostati per cui, lo studio della struttura si sviluppa considerando lo schema statico di un arco di lunghezza trasversale pari ad 1 m. L'analisi è stata eseguita utilizzando il programma "Arcnurbs" derivante da uno script di Matlab. La struttura è stata esaminata sotto l'azione dei carichi gravitazionali, ipotizzando l'arco appoggiato alla base.

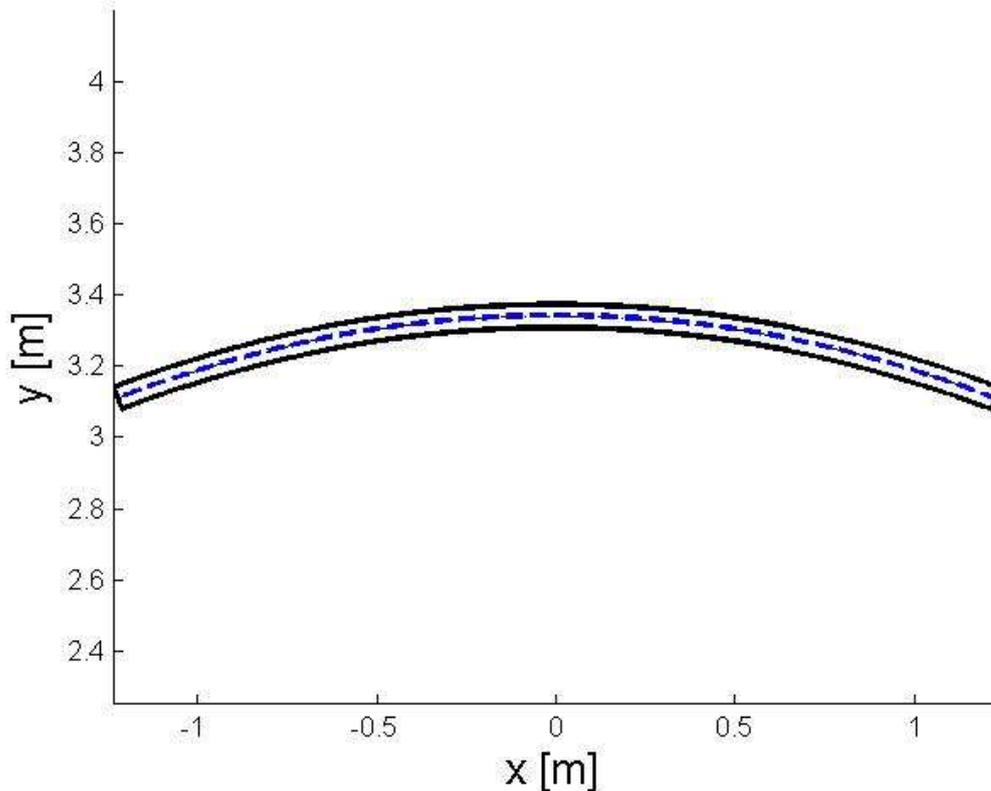


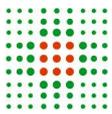
L'Andamento delle sollecitazioni di Sforzo assiale (N), Taglio (S) e Momento Flettente (M) è rappresentata di seguito con i valori massimi in tabella:



N_{MAX}	16 kN
T_{MAX}	0,05 kN
M_{MAX}	0,03 kNm

L'andamento della curva delle pressioni è il seguente. Non risultano punti in cui si creano cerniere.





VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si procede alla verifica della volta considerando la volta in mattoni come elemento resistente. Secondo le NTC08 si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione della muratura pari a:

$$f_{bk} = 0.75 \cdot f_{bm}$$

dove f_{bm} rappresenta la resistenza a compressione media riportata in tabella C8A.2.1 della circolare applicativa.

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d) e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

dove:

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura preso pari a 3 per la verifica a stato limite ultimo;

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura precedentemente determinata;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n$$

in cui:

f_{vko} , nel caso in esame, è preso pari alla tensione tangenziale media τ riportato in tabella C8A.2.1

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

Dall'analisi statica lineare la quota parte di momento flettente risulta molto piccola per cui, si trascura la verifica a pressoflessione. Le verifiche eseguite saranno nei confronti delle sollecitazioni di compressione e taglio.

- Verifica a Compressione

Deve risultare soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_n \leq f_d$$

dove:

σ_n è la massima tensione normale sollecitante;

f_d è la corrispondente resistenza di calcolo.

f_{bm} (N/cm ²)	f_{bk} (N/ cm ²)	γ_m	f_d (N/cm ²)
320	240	3	80

Calcolando $\sigma_n = N / A = 16000 / 650 = 24,6$ N/cm²

la verifica risulta soddisfatta: $24,6$ N/cm² \leq 80 N/cm² $\rightarrow \sigma_n \leq f_d$



- Verifica a Taglio

Per la verifica a taglio dovrà essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{soll} \leq f_{vd}$$

dove:

τ_{soll} è la tensione massima tangenziale di calcolo

f_{vd} è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

τ_o (N/ cm ²)	f_{vk} (N/ cm ²)	γ_m	f_{vd} (N/ cm ²)
7,6	17,44	3	5,81

Calcolando $\tau_{soll} = T / A = 50 / 650 = 0,077$ N/ cm²

La verifica risulta: $0,077$ N/ cm² \leq $5,81$ N/ cm² $\rightarrow \tau_{soll} \leq f_{vd}$

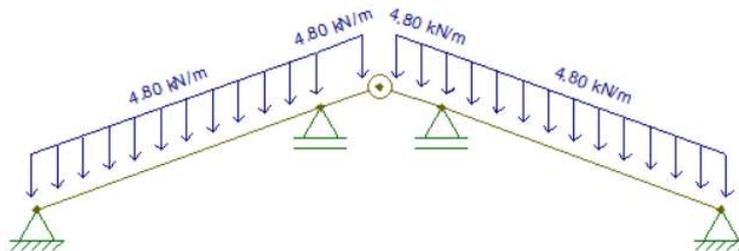
2.5.3.4. ELIMINAZIONE DELLA SPINTA IN COPERTURA

Verifiche catena e composto saldato fissato a parete

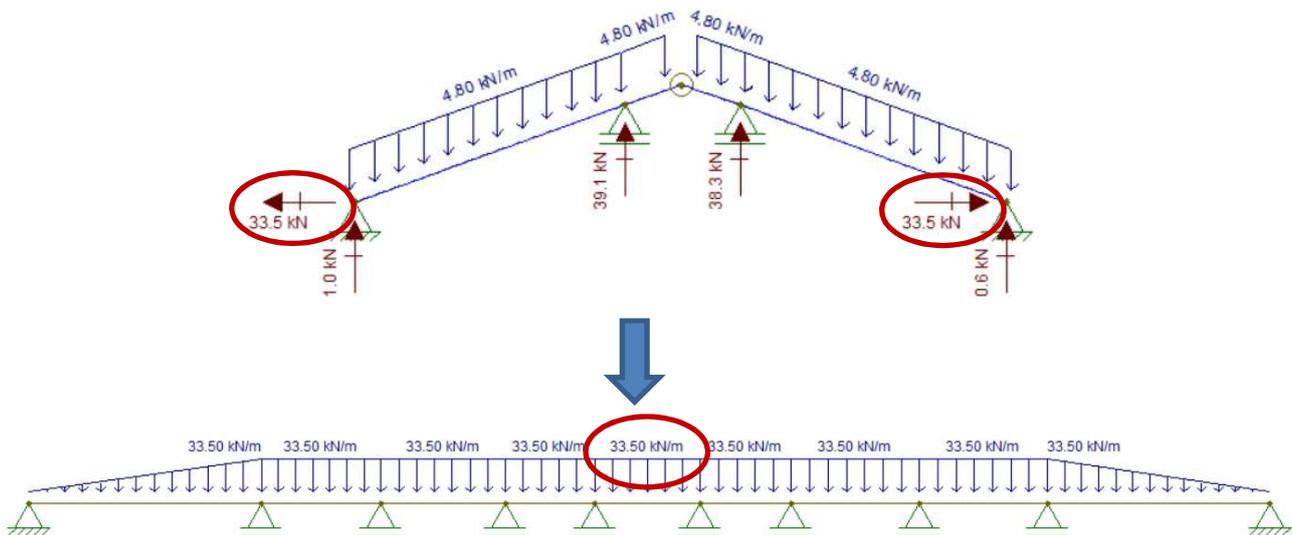
SCHEMA STATICO COPERTURA

Carico verticale in copertura allo SLU per una porzione larga 1 m:

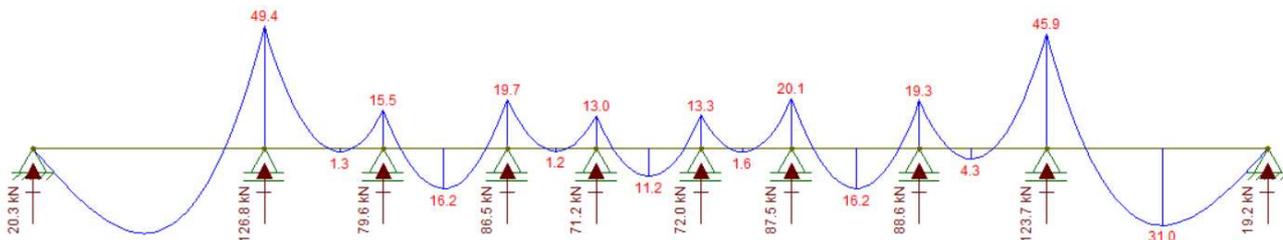
$$q_{SLU} = (1.3 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 1.1 + 1.5 \cdot 0.8) \cdot 1 = 4.8 \text{ kN/m}$$



SPINTA ORIZZONTALE AL METRO LINEARE SUL COMPOSTO SALDATO

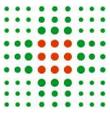


TRAZIONE SULLE CATENE E MOMENTO FLETTENTE SUL COMPOSTO SALDATO



CATENA: Trazione sulla catena maggiormente sollecitata: $N_{Ed} = 126.8 \text{ kN}$

COMP. SALDATO: Massimo momento flettente sul composto saldato: $M_{Ed} = 49.4 \text{ kNm}$



RESISTENZE

CATENA: Resistenza a trazione della catena $\Phi 26$:

$$N_{Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_S \cdot 10^3} = \frac{275 \cdot 531}{1.15 \cdot 10^3} = 127 \text{ kN}$$

COMP. SALDATO: Momento resistente plastico composto saldato:

$$M_{p,Rd} = 54.9 \text{ kNm}$$

VERIFICHE

CATENA: Verifica a trazione della catena $\Phi 26$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{126.8}{127} = 0.99 < 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

COMP. SALDATO: Verifica a flessione composto saldato:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{e,Rd}} = \frac{49.4}{54.9} = 0.90 < 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

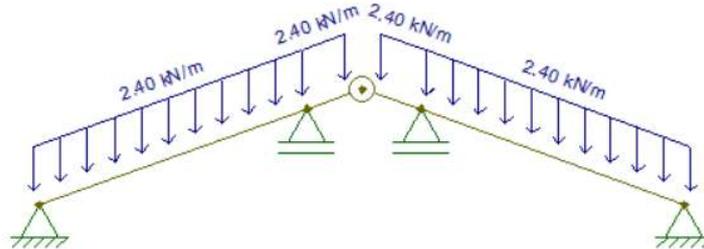


Verifica tasselli M12 travetto-composto saldato

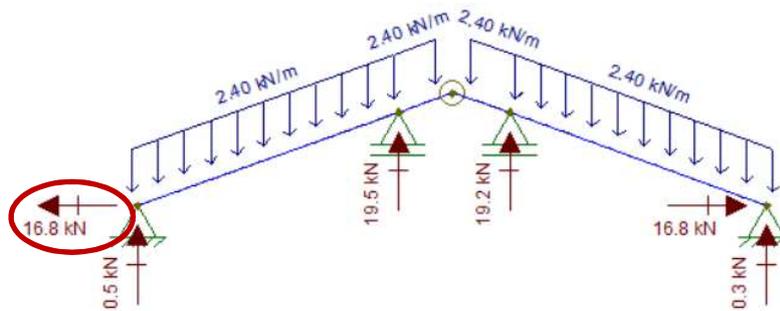
SCHEMA STATICO

I travetti sono ad interasse $i = 0.5 \text{ m}$, per cui per il calcolo del taglio sul tassello considero il carico verticale in copertura allo SLU per una porzione larga 0.5 m :

$$q_{SLU} = (1.3 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 1.1 + 1.5 \cdot 0.8) \cdot 0.5 = 2.4 \text{ kN/m}$$



TAGLIO SUL TASSELLO



$$V_{Ed} = 16.8 \text{ kN}$$

RESISTENZA A TAGLIO DEL TASSELLO M12 CLASSE 8.8

Considero un tassello M12 classe 8.8 inserito per almeno $h = 150 \text{ mm}$ all'interno del travetto:

Rottura a taglio del tassello M12	$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 113}{1.25 \cdot 1000} = 43.4 \text{ kN}$
Rottura a rifollamento del calcestruzzo	$P_{c,Rd} = \frac{d \cdot h \cdot f_{cd}}{1000} = \frac{12 \cdot 150 \cdot 14.1}{1000} = 25.4 \text{ kN}$



RESISTENZA COLLEGAMENTO = MINIMO	$V_{Rd} = 25.4 \text{ kN}$
----------------------------------	----------------------------

VERIFICA

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{16.8}{25.4} = 0.66 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA



2.5.3.5. ELEMENTI SECONDARI E NON STRUTTURALI

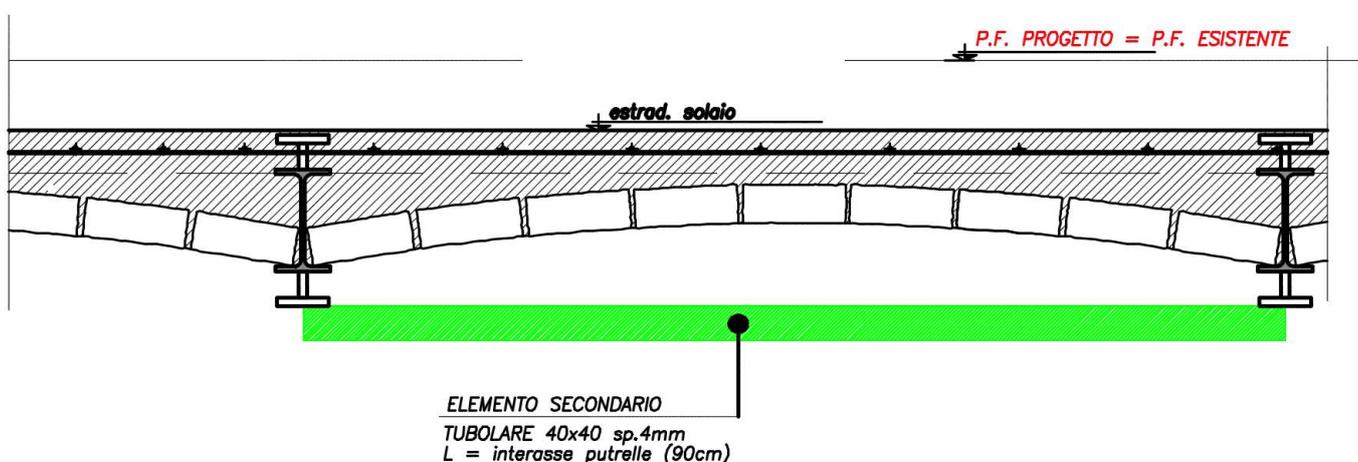
Presidi antisismici per impianti

Al fine di evitare danneggiamenti agli impianti si devono prevedere sistemi di sostegno antisismici e antivibranti come di seguito descritti:

- giunzioni eseguite con raccordi flessibili e snodi opportunamente dimensionati in grado di assorbire gli spostamenti differenziali.
- controventature trasversali per le condotte sospese realizzate mediante un elemento rigido agente sia in tensione che in compressione.
- trapezi di rinforzo con controventatura laterale flessibile per tubazioni staffate a solaio.

Si precisa che è onere a carico dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto per la realizzazione degli impianti, laddove non diversamente esplicitato, la messa in opera di tutti gli elementi funzionali a conferire resistenza contro gli eventi sismici agli elementi strutturali che sostengono e collegano tutti gli elementi degli impianti, secondo il calcolo costruttivo ai sensi del DM 14.01.2008 a firma di tecnico abilitato per tutte le tipologie di struttura a servizio degli impianti effettivamente realizzate in fase di esecuzione. Tale relazione deve essere sottoposta ad approvazione del Direttore dei Lavori prima della realizzazione delle strutture stesse.

Per l'attacco di tali elementi ai solai in voltine e putrelle (S2 consolidato) si prevede l'inserimento di profili metallici di sezione tubolare 40x40 sp. 4mm ad interasse 1m da saldare al composto saldato a rinforzo delle putrelle metalliche nelle zone in cui è previsto il passaggio degli impianti.



Pertanto si procede con la verifica di tali elementi.

Carichi:



Peso tubolare	0.035 kN/m ²
Impianti	0.50 kN/m ²
Controsoffitto	0.25 kN/m ²
Controsoffitto REI	0.45 kN/m ²

$$q = [1,3 \cdot 0,035 + 1,5 \cdot (0.5 + 0.25 + 0.45) \cdot 1] = 1.85 \text{ kN/m}$$

Momento sollecitante: $M_{Ed}^+ = q \cdot l^2 / 8 = 0.19 \text{ kNm}$

Momento resistente: $M_{Rd} = \frac{f_{yk} \cdot W}{\gamma_S \cdot 10^3} = \frac{235 \cdot 5100}{1.05 \cdot 10^6} = 1.14 \text{ kN}$

Verifica: $M_{Ed}^+ / M_{Rd}^+ < 1$ **Verifica soddisfatta**

Struttura antisismica del controsoffitto

Di seguito si riporta a titolo puramente esemplificativo il calcolo dei presidi antisismici da prevedere negli elementi di controsoffitto.

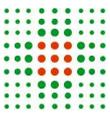
Si precisa che tale calcolo dovrà essere fornito e aggiornato dall'impresa esecutrice in funzione del modello e marca effettivamente utilizzata.

Al fine di assorbire le azioni sismiche agenti sul piano del controsoffitto si ipotizza l'inserimento di controventi incrociati, uno ogni 5 mq, realizzati con profili tondi $\phi 4$ disposti nelle due direzioni ortogonali, i quali saranno in grado di trasmettere l'azione sismica sul solaio di piano considerato infinitamente rigido. I suddetti controventi per essere in grado di lavorare come appena descritto dovranno essere collegati in modo opportuno agli elementi longitudinali e trasversali del controsoffitto.

▪ Calcolo Azione sismica Sollecitante

Per il calcolo della forza sismica si considera peso proprio del controsoffitto pari a 0,2 kN/mq e a favore di sicurezza si impone $H = Z$:

Altezza totale edificio da estradosso fondazione	H	2500	cm
Rapporto tra accelerazione orizz.max dell'edificio e l'accelerazione di gravità	$\alpha = ag/g$	0,13	
Fattore dipendente dal tipo di suolo S		1,37	
Periodo di vibrazione fondamentale della costruzione nella direzione considerata	T_1	0,56	s
Altezza baricentro tamponamento da estradosso fondazione	Z	2500	cm



Accelerazione massima	S_a	0,980	>	0,1781
Peso	W_a	20	daN/mq	
Fattura di struttura	q_a	2	(rif. Tab.7.2.I)	
Forza sismica	F_a = S_a · W_a / q_a	9,8	daN/mq	

Considerando un mq di controsoffitto si avrà:

$$F_a = 0,10 \cdot 1 \cdot 1 = 0,10 \text{ kN.}$$

Ipotizzando che i tondini siano inclinati di 45° rispetto l'orizzontale, per determinare lo sforzo assiale agente sul controvento, la forza F_a si scompone come segue:

$$N_{\text{soll}} = F_a / \cos\alpha = 0,10 / \cos 45^\circ = 0,14 \text{ kN}$$

Tale sollecitazione può essere maggiorata tenendo conto, a favore di sicurezza, di un coefficiente dinamico di amplificazione del carico pari a 2, da cui:

$$N_{\text{soll}} = 0,14 \cdot 2 = 0,28 \text{ kN}$$

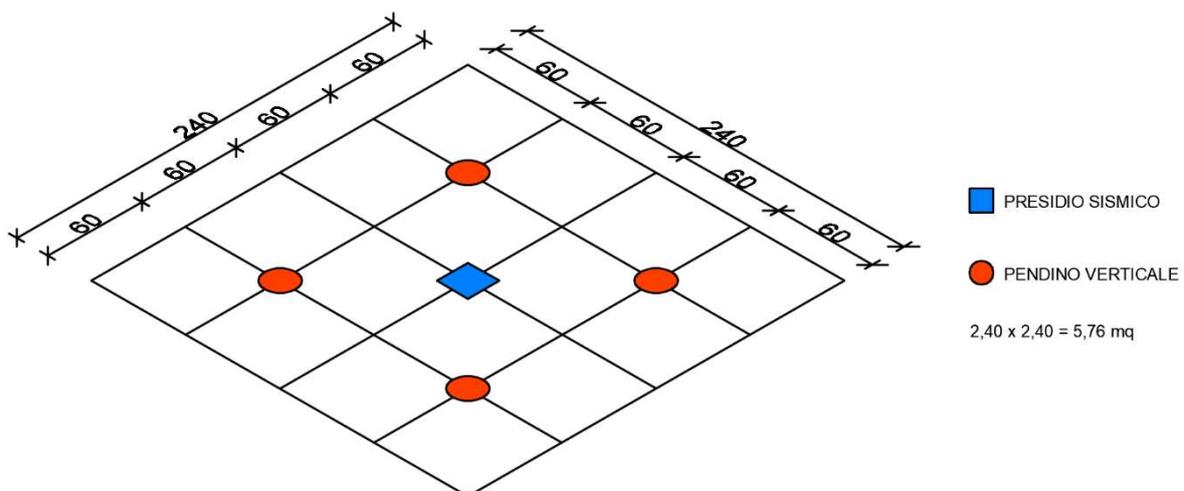
▪ Calcolo del n° minimo di presidi sismici

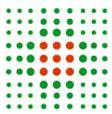
Di seguito si riporta il calcolo eseguito per determinare il numero dei controventi minimi da inserire per ogni mq di controsoffitto:

$$N_{\text{res}} \text{ singolo tondino } \phi 4: N_{\text{res}} = f_{yd} \cdot A_s = (235/1,05) \cdot 12,57 = \mathbf{2,81 \text{ kN}}$$

per cui dovrà essere disposto un numero di controventi pari a $0,28/2,81 = 0,10$ /mq.

A favore di sicurezza si può considerare 1 controvento ogni 5 mq.

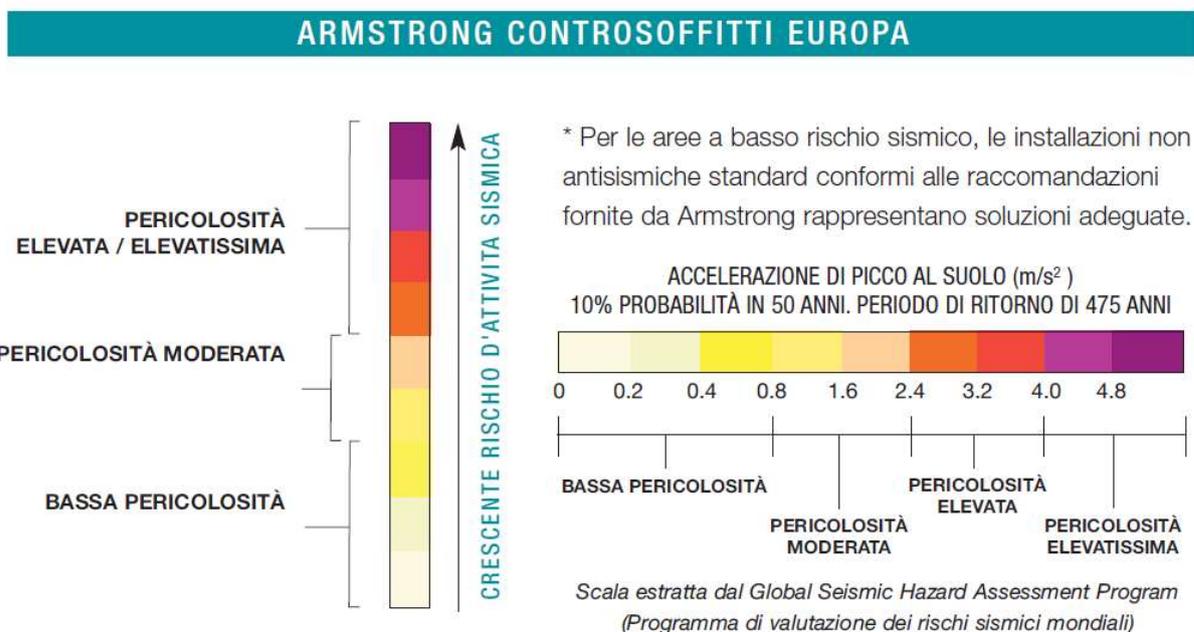




In sostituzione alla soluzione proposta si riporta in appendice (APPENDICE A) al presente documento la documentazione relativa ad un controsoffitto della ditta ATENA tipo "lamelle ECO". La struttura portante del controsoffitto è costituita da:

- pendini in profili tondi diametro 4mm con staffa di regolazione S235
- profili longitudinali portanti di sezione a T rovesciato S235
- profili trasversali portati di sezione a T rovesciato S235
- controventi in profilo a C forato S235 (presidi sismici).

In alternativa si propone un controsoffitto tipo ARMSTRONG Seismic Rx, già calcolato e testato per essere utilizzato in zone sismiche di media, elevata ed elevatissima intensità. L'intensità sismica può essere determinata tramite lo schema riportato di seguito:



Poiché l'edificio in oggetto è di Tipo II e Classe d'Uso III, si considera l'utilizzo del prodotto per zone ad elevata pericolosità sismica. Il sistema Seismic Rx è stato studiato per garantire che i movimenti orizzontali e verticali (accelerazione) dell'edificio non provochino il crollo del sistema di controsoffittatura. Per ottenere questo obiettivo si consente un certo grado di movimento tra gli elementi del sistema, pur mantenendo l'integrità della struttura e dei pannelli. La scheda tecnica del controsoffitto ARMSTRONG Seismic Rx è riportata nell'Appendice B della presente relazione.



3. RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1. ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI E LORO MODALITÀ DI POSA IN OPERA

3.1.1.1. Conglomerato Cementizio Armato

- Calcestruzzo:

Caratteristiche Strutture	Classe esposizione ambientale e rif. UNI 11104:2004	Cl. di resist. f_{ck}/R_{ck} [N/mm ²] rif. D.M. 14/01/08	Classe di consisten- za rif. UNI EN 206-1:06	Diametro max aggregati rif. UNI EN 12620	Rapporto a/c rif. UNI 1104:2004
- Fondazioni:	XC2	C25/30	S4	32	0.60
- Elevazione:	XC3	C28/35	S4	32	0.55
- Elevazione:	XC3	C28/35	S4	19	0.55

- Armatura per c.c.a.:

B450C

- Prescrizioni
- $1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$
 - $(f_t/f_{yNOM})_k \leq 1.25$
 - Posa delle armature con distanziatori in plastica o fibrocemento

Prescrizioni costruttive:

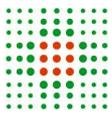
(Rif. UNI EN 13670-1 e LINEE GUIDA PER LA MESSA IN OPERA DEL CLS STRUTTURALE)

PRESCRIZIONI PER IL CONFEZIONAMENTO DEL CLS.:

Si vedano le indicazioni contenute nelle vigenti norme tecniche (e relative norme UNI, UNI EN, Linee Guida in esse richiamate), oltre che le specifiche tecniche di Capitolato.

PRESCRIZIONI PER LA MESSA IN OPERA DEL CLS.:

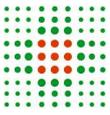
- utilizzare aggregati non gelivi;
- verificare la corrispondenza al progetto della posizione delle casseforme e dei ferri d'armatura;
- verificare la posizione di eventuali inserti (giunti, water-stop, ecc.);
- verificare la corretta organizzazione ed esecuzione delle operazioni di getto, di protezione e di stagionatura del calcestruzzo;
- l'uso di additivi fluidificanti è consentito purché siano garantite le resistenze prescritte.



3.1.1.2. Acciaio per carpenteria

S275JR rif. UNI EN 10025 / UNI EN 10210

- Saldature: Realizzate secondo le disposizioni normative vigenti:
- A piena penetrazione, a completo ripristino delle sezioni resistenti (con coefficiente di sovrarresistenza secondo la normativa vigente)
 - A parziale penetrazione, solo ove specificatamente indicato negli elaborati di progetto
 - A cordoni d'angolo, utilizzando i coefficienti di sovrarresistenza secondo la normativa vigente
- Bullonerie: - Viti classe 8.8, dadi classe 8, rosette e piastrine (rif. UNI EN 14399)
- Ove non indicate definire le distanze dai bordi e fra bulloni secondo la normativa vigente: in ogni caso la distanza minima asse foro – bordo piatto deve essere $\geq 2\Phi$ bullone
 - Protezione superficiale mediante zincatura (elettrolitica)
 - Tratto filettato esterno ai piatti da serrare
- Prescrizioni: - Devono essere rispettate le regole pratiche di progettazione ed esecuzione secondo la normativa vigente e le norme UNI in esso citate



3.1.1.3. Legno

Legno massiccio di conifera:

- Classe di selezione:

C24 (EN 338) S-10 (DIN 4047)

Prescrizioni costruttive:

- Impregnazione di tutti gli elementi in legno a pennello eseguita con impregnante antitarlo antimuffa ad azione insetticida nel colore specificato dal progetto architettonico
- Incastri e giunti da eseguire a perfetta regola d'arte
- Bulloni e perni calibrati (unione acciaio-legno): vite classe 4.6, dado cl. 4A
- Lamiere d'acciaio: S355JR (Fe510B)
- Bulloni per unioni acciaio-acciaio: vite classe 10.9, dado classe 10

3.1.1.4. Muratura portante

- Laterizi:

Categoria I (rif. UNI 771, sistema di attestazione della conformità 2+)

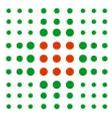
Pieni ($\Phi \leq 15\%$; spessore $\geq 15\text{cm}$) $f_{bk} \geq 14 \text{ N/mm}^2$

- Malta:

M5, a prestazione garantita (rif. UNI EN 1015-11)

Prescrizioni costruttive:

- i muri ortogonali devono essere ammorsati fra loro con continuità anche in presenza di laterizi con forme diverse (oppure deve essere inserito un traliccio d'acciaio zincato con sovrapposizioni adeguate);
- i giunti di malta (verticali e orizzontali) devono avere spessore compreso tra 5 e 15 millimetri.



3.2. VALORI DI CALCOLO

Calcestruzzo:

Classe:	C25/30
Resistenza caratteristica	$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_m = 1,5$
Fattore riduttivo per resistenza di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di progetto	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

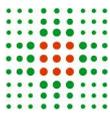
Classe:	C28/35
Resistenza caratteristica	$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_m = 1,5$
Fattore riduttivo per resistenza di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di progetto	$f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da cemento armato normale:

Tipo	B 450 C
Resistenza caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_m = 1.15$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da carpenteria:

Tipo	S275JR
Resistenza caratteristica	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale del materiale	$\gamma_{m0} = 1.05$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$



Muratura portante (esistente)

Tipologia di muratura (esistente): mattoni pieni e malta di calce

Muratura (esistente): resistenze e moduli elastici medi tratti dalla Tabella C8A.2.1 della CIRC. 02-02-2009, n. 617 C.S.LL.PP.:

$$f_m = 2,40 \text{ N/mm}^2 \quad (240 \text{ N/cm}^2)$$

$$\tau_0 = 0,06 \text{ N/mm}^2 \quad (6,0 \text{ N/cm}^2)$$

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Livello di Conoscenza: LC = 2

Fattore di Confidenza: FC = 1.20

Coeff. parziale di sicurezza: - in condizioni statiche: $\gamma_m = 3$

(muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta)

- in condizioni sismiche: $\gamma_m = 1$

(analisi non lineare come da par. C8.7.1.5 circolare 617/09)

Resistenze di progetto: - in condizioni statiche: $f_d = f_m / FC \gamma_m = 0,247 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = \tau_0 / FC \gamma_m = 0,005 \text{ N/mm}^2$
- in condizioni sismiche: $f_d = f_m / FC \gamma_m = 0,741 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = \tau_0 / FC \gamma_m = 0,015 \text{ N/mm}^2$

Moduli fessurati: $E = 435 \text{ N/mm}^2$
 $G = 145 \text{ N/mm}^2$

Nuova Muratura portante

Laterizi: $f_{bk} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

Malta: tipo M5 a prestazione garantita

Muratura: resistenze e moduli tratti da scheda tecnica prodotto:

$$f_m = 9,57 \text{ N/mm}^2 \quad (957 \text{ N/cm}^2)$$

$$\tau_0 = 0,29 \text{ N/mm}^2 \quad (28,57 \text{ N/cm}^2)$$

$$E = 6700 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 2680 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$$

Calcestruzzo esistente

Calcestruzzo C20/25 LC1

$$f_{cm} = 28,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 20,0 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 29962 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 12848 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$



Acciaio d'armatura esistente (esistente)

Acciaio tipo FeB38k LC1

$$f_{ym} = 277,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 375,0 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 206000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 79231 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 79 \text{ kN/m}^3$$

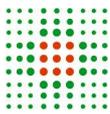
Legno massiccio di conifera:

Classe del materiale: **C24 (EN 338) S-10 (DIN 4074)**

Resistenza caratteristica (a flessione, parallela alle fibre): **24 N/mm²**

Fattore parziale del materiale: **$\gamma_m = 1,5$**

Resistenza di progetto: **16 N/mm²**



4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

L'elenco generale degli elaborati grafici esecutivi del progetto strutturale, comprensivi dei particolari costruttivi, è riportato all'inizio del presente fascicolo.

4.1. ES RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Il rilievo geometrico-strutturale dell'unità immobiliare oggetto degli interventi localizzati di progetto è stato eseguito in coordinamento e collaborazione con il rilievo geometrico architettonico, al quale si rimanda per quanto riguarda le caratteristiche dimensionali della costruzione in esame.

Per le zone oggetto d'intervento sono stati eseguiti rilievi localizzati riguardanti le strutture portanti, sulla base dei quali sono stati sviluppati i particolari esecutivi delle opere strutturali. Si rimanda alla documentazione presente nell'elaborato RS03-Relazioni delle indagini Life.

4.2. ES DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Si rimanda alla documentazione presente nell'elaborato RS05. Relazione fotografica

4.3. ES QUADRO FESSURATIVO E/O DI DEGRADO

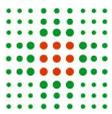
Si rimanda a paragrafo 2.2.3 e alla documentazione presente nell'elaborato RS05 - Relazione fotografica.

4.4. ELABORATI GRAFICI GENERALI

L'elenco degli elaborati grafici esecutivi del progetto strutturale, comprensivi dei particolari costruttivi, è riportato all'inizio del presente fascicolo.

4.5. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

L'elenco degli elaborati grafici esecutivi del progetto strutturale, comprensivi dei particolari costruttivi, è riportato all'inizio del presente fascicolo.



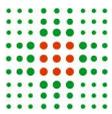
5. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE

5.1. RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

In considerazione del fatto che il fabbricato è ricadente in una zona nota, non si è ritenuto necessario effettuare indagini e redigere una relazione geologica specifica, ma le caratteristiche del terreno di fondazione sono state dedotte sulla base di indagini geognostiche effettuate su aree adiacenti a quella interessata dall'intervento.

I relativi risultati e la loro interpretazione sono riportati nel documento "RS04 – Relazione geologica-geotecnica-sismica", redatto dal Dott. Geol. Andrea Garbellini

Per tutto quel che concerne la modalità delle prove effettuate e della stima dei parametri geotecnici, nonché il rilevamento delle stratigrafie, si rimanda interamente al suddetto documento.

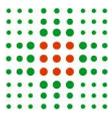


5.2. RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

In considerazione del fatto che il fabbricato è ricadente in una zona nota, non si è ritenuto necessario effettuare indagini e redigere una relazione geologica specifica, ma le caratteristiche del terreno di fondazione sono state dedotte sulla base di indagini geognostiche effettuate su aree adiacenti a quella interessata dall'intervento.

I relativi risultati e la loro interpretazione sono riportati nel documento "RS04 – Relazione geologica-geotecnica-sismica", redatto dal Dott. Geol. Andrea Garbellini

Per tutto quel che concerne la modalità delle prove effettuate e della stima dei parametri geotecnici, nonché il rilevamento delle stratigrafie, si rimanda interamente al suddetto documento.



5.3. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

In relazione alle opere in esame, lo stato di sollecitazione delle fondazioni e del terreno non viene modificato in modo significativo.

Inoltre, si rileva anche che:

- nella costruzione non sono presenti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni;
- gli interventi previsti non comportano rilevanti modificazioni dei pesi e dei sovraccarichi dell'edificio;
- non sono in atto modificazioni sensibili dell'assetto idrogeologico della zona che possano influenzare la stabilità delle fondazioni.

Per le considerazioni precedenti ed in base all'assenza di lesioni, all'avvenuto consolidamento del terreno sotto l'azione permanente di carichi esistenti da molti anni, alla natura del terreno e al tipo di intervento previsto si ritiene che non sia necessario alcun provvedimento tecnico di fondazione.

Peraltro, gli interventi di progetto mantengono sostanzialmente inalterati sia i carichi sia la loro distribuzione sulle fondazioni esistenti.

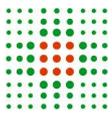
Per i motivi suddetti, inoltre, non si è ritenuto necessario effettuare indagini e redigere una relazione geologica e geotecnica.

Le nuove travi di fondazione trasferiscono carichi coerenti con il terreno.



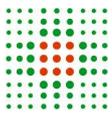
6. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

L'elenco degli elaborati grafici esecutivi del progetto strutturale, comprensivi del rilievo geometrico-strutturale necessario per la definizione del presente progetto, è riportato all'inizio del presente fascicolo.



7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per gli interventi di nuova costruzione la valutazione globale e locale della sicurezza delle opere strutturali è riportata al precedente paragrafo 2.5.



8. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Nel seguito è riportata la documentazione fotografica utile per l'individuazione della zona oggetto del presente intervento strutturale. Per la documentazione fotografica relativa al danno si veda l'elaborato RS05 – Relazione fotografica.

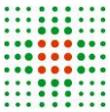






ELENCO ALLEGATI (FASCICOLATI A PARTE, RISPETTO ALLA PRESENTE RELAZIONE)

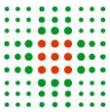
- Elaborati grafici: vedi par. 1.2 Elenco documenti del progetto opere strutturali



ELENCO APPENDICI (RIPORTATE NEL SEGUITO)

- **APPENDICE A: Controsoffitto antisismico ATENA**
- **APPENDICE B: Sistema Seismic Rx – ARMSTRONG**
- **APPENDICE C: Verifiche dei meccanismi locali**

IL PROGETTISTA DELLE OPERE STRUTTURALI



APPENDICE A: CONTROSOFFITTO ANTISISMICO ATENA

PROGETTISTI

COORDINAMENTO / ARCHITETTONICO EDILE
ARCH. MARCO RIZZOLI
STRUTTURE
STUDIO ENARCO SRL

IMPIANTI MECCANICI ED ELETTRICI
STEP ENGINEERING srl
SICUREZZA
ARCH. ANTONELLA ZENI



atena®

ATENA ANTISISMICA

SOLUZIONI A PROVA DI SISMA





LA PROGETTAZIONE ANTISISMICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

IL CONTROSOFFITTO ANTISISMICO

Ogni attività di progettazione richiede sempre più un approccio olistico, capace di considerare in modo sinergico il diverso ruolo che i vari elementi svolgono all'interno di un progetto. Siano essi elementi strutturali, elementi non strutturali (ovvero che non fanno parte dell'organismo vero e proprio dell'edificio) o aspetti funzionali, stilistici e di design. Considerazione questa ancora più stringente, per la progettazione degli edifici in zone sismiche. Dove anche gli elementi non strutturali devono rispondere ai requisiti cogenti, essere verificati e progettati congiuntamente alle loro connessioni alla struttura per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limiti considerati. Fattori questi fondamentali per garantire la sicurezza delle persone che fruiscono gli edifici in zone sismiche.

Tra gli elementi non strutturali il **CONTROSOFFITTO** gioca sicuramente un ruolo importante, perché la sua caduta anche parziale può provocare seri danni all'incolumità delle persone.

Negli edifici ad uso pubblico quali ospedali, sale operative, palestre, scuole, ma anche stazioni, centri commerciali, aeroporti, particolare attenzione deve essere posta all'esecuzione dei collegamenti tra i controsoffitti e la parte strutturale dell'edificio, ai controventamenti e alla vulnerabilità intrinseca dei diversi componenti.

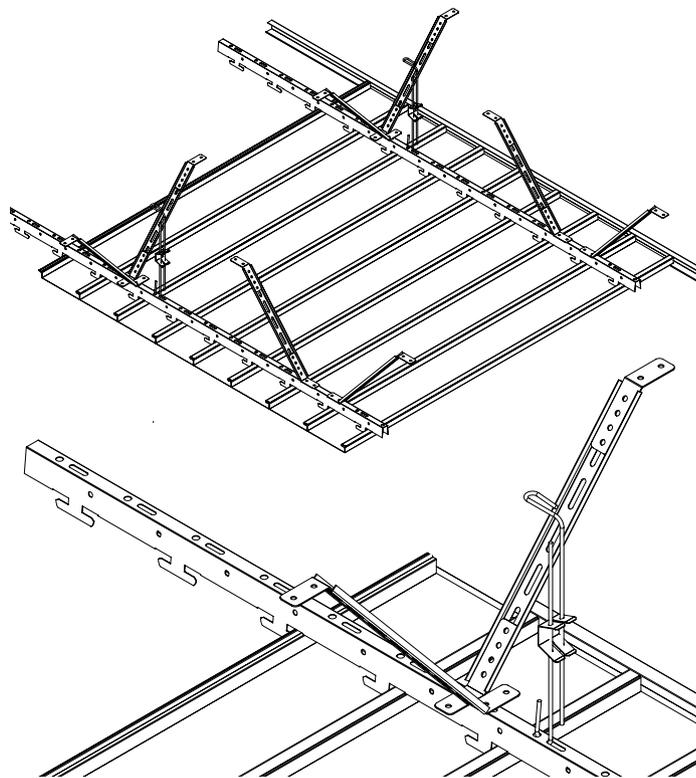
A seguito dell'entrata in vigore della NTC 14/01/2008, gli aspetti antisismici sono stati resi più stringenti per gli elementi strutturali e particolare attenzione è stata posta a quelli non strutturali che devono essere considerati, progettati e verificati alla stessa stregua. A questo scopo nel 2009 a seguito degli eventi sismici verificati in Abruzzo, la Presidenza del Consiglio dei Ministri dipartimento Protezione Civile ha emesso le linee guida proprio per la riduzione della vulnerabilità degli elementi non strutturali quali controsoffitti impianti e arredi. Il sistema **KIT ANTISISMICO ATENA** coperto da brevetto internazionale si inserisce proprio in questo contesto normativo. Il sistema, infatti, è stato concepito per rispondere alle esigenze di sicurezza e di elevata stabilità del controsoffitto in tutte le aree in cui vi è un marcato rischio sismico. In sintesi, grazie ad un sistema testato di controventature e componenti accessori, al progettista si garantisce il rispetto dei requisiti cogenti in materia, l'elevata personalizzazione di un soffitto metallico, eccellenti performance tecnico funzionali unite alla facilità di installazione.

IL CONTROSOFFITTO ANTISMICO ATENA

UN SOFFITTO ANTISMICO PER OGNI SITUAZIONE

Tutti i controsoffitti Atena in **DOGHE**, **GRIGLIATI** e **PANNELLI** con struttura a vista e nascoste possono essere resi antisismici mediante l'applicazione di opportune controventature e adeguate pendinature.

I **CONTROSOFFITTI ANTISMICI** di Atena S.p.A. sono, infatti, forniti con relativa relazione antisismica, nella quale vengono indicate le controventature da applicare al sistema in funzione della zona sismica e della tipologia di controsoffitto da installare. L'orditura viene, quindi, dimensionata al fine di dissipare correttamente l'energia sismica ed impedirne la caduta. A maggior ragione, si ricorda che gli elementi accessori quali corpi illuminanti, impianti di areazione ad altro, devono essere autonomamente fissati al solaio e non gravare mai sul sistema controsoffitto.

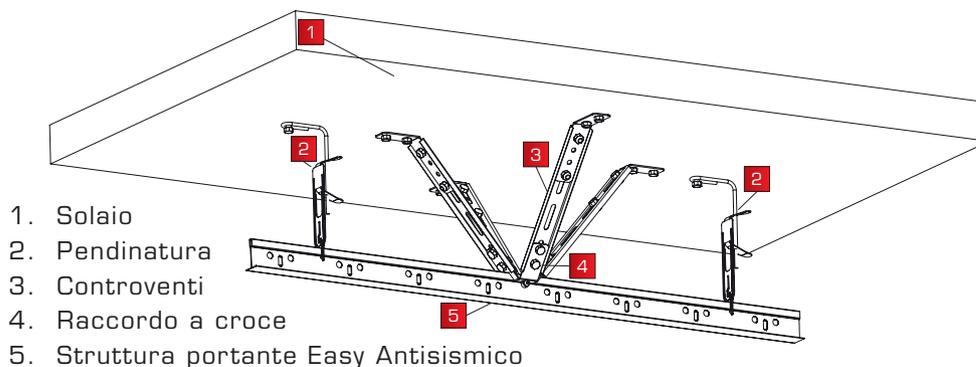


E POSSIBILE RENDERE ANTISMICA UNA STRUTTURA ESISTENTE?

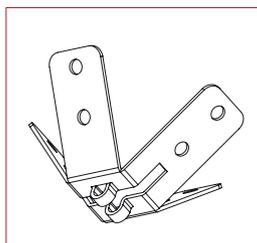
Per rendere Antisimica una struttura Atena già installata, Atena S.p.A. mette a disposizione un servizio di consulenza tecnica specializzata, alla quale ci si può rivolgere per dimensionare e stabilizzare il sistema, mediante l'applicazione delle soluzioni Atena più idonee in funzione della zona sismica in cui è ubicato l'edificio. La relazione fornita da Atena è conforme alle norme tecniche, ai fini del collaudo e della certificazione antisismica dell'edificio.

IL KIT ANTISISMICO ATENA

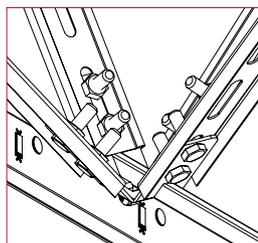
UN SISTEMA SICURO E DI FACILE INSTALLAZIONE



1. Solaio
2. Pendinatura
3. Controventi
4. Raccordo a croce
5. Struttura portante Easy Antisismico



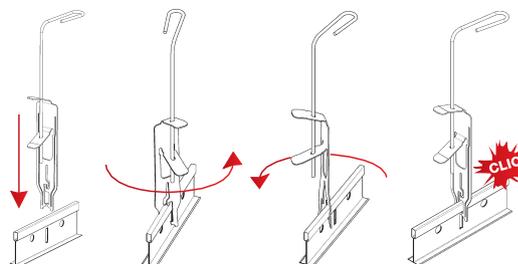
RACCORDO A CROCE CON
BARRA ASOLATA



CONNESSIONE DEL RACCORDO A
CROCE CON I CONTROVENTI

Il controsoffitto antisismico Atena viene realizzato sfruttando l'azione sinergica di diversi elementi quali: la struttura Easy Antisismico, il raccordo a croce, il sistema di controventi, la specifica pendinatura, le staffe di ancoraggio e gli appositi profili perimetrali.

Il **PENDINO TWISTER** da agganciare ai profili mediante la sola pressione delle dita. Resistente e Sicuro, il pendino twister sottoposto a test di trazione con una forza di 617N, ha dimostrato una resistenza allo sganciamento o alla rottura superiore ai 60Kg.



KIT ANTISMICO ATENA

EASY ANTISMICO

IL MASSIMO DELLA SICUREZZA E LA PIÙ ALTA VELOCITÀ DI POSA.

Il sistema **EASY ANTISMICO** con **GANCIO IN ACCIAIO INOX**, rappresenta la migliore soluzione tecnica per realizzare un controsoffitto antisismico a regola d'arte. Il gancio brevettato Easy Antisismico, infatti, grazie alla sua particolare forma permette di raggiungere eccellenti risultati in **TRAZIONE PARI A (240N)**.

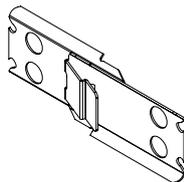
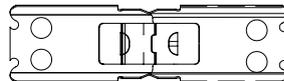
L'utilizzo di questo gancio ad elevata capacità di trazione consente di ridurre la controventatura da applicare velocizzando i tempi di posa.

IL SISTEMA EASY ANTISMICO È COPERTO DA BREVETTO INTERNAZIONALE.

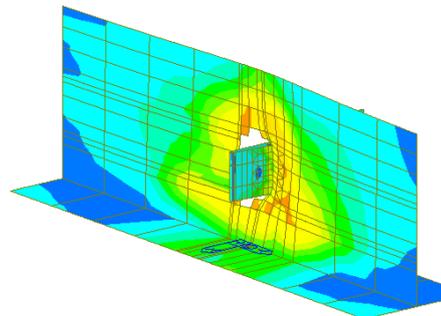


EASY ANTISMICO IL GANCIO CON LA PIÙ ALTA CAPACITÀ DI TRAZIONE

GANCIO ANTISMICO



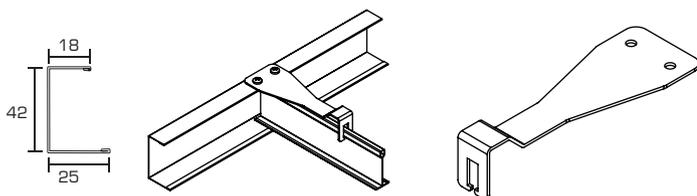
STATO DI SOLLECITAZIONE PER
UN'AZIONE DI 240N.



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLN STS/PLT STPS	
SIG-EFF TOP	
SCALE FACTOR=	3.3302E+000
ST: UNICA	
Step: 4 S.F:4.000	
MAX : 221	
MIN : 72	
FILE: GANCIO 05_	
UNIT: N/mm^2	
DATE: 06/05/2009	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.602	
Y: 0.743	
Z: 0.292	

PERIMETRALE CONSIGLIATO

PER UNA MAGGIORE TENUTA DEL SISTEMA, PER LE ORDITURE A VISTA EASY ANTISMICO (BASE 24) SI CONSIGLIA L'UTILIZZO DEL PERIMETRALE A "C" 18x42x25mm CON **"STAFFE EASY ANTISMICO"** DI FISSAGGIO DEI PROFILI.



Profilo a "C" 18x42x25mm - L=4000mm

DOCUMENTAZIONE DA PRESENTARE PER RICHIEDERE LA RELAZIONE ANTISMICA

Per rilasciare l'analisi tecnica propedeutica all'installazione di un controsoffitto antisismico sono richieste da Atena S.p.A. le seguenti informazioni:

1. Ubicazione e destinazione d'uso della struttura oggetto di verifica;
2. Tipologia costruttiva dell'edificio e dei solai (muratura, c.a...) oggetto di controsoffittatura;
3. Piante e sezioni in scala 1:100 aggiornate (formato cartaceo o Cad) delle aree oggetto di calcolo;
4. Relazione geologica, se disponibile;
5. Disposizioni particolari se richieste;

La dichiarazione che Atena S.p.A. emette per l'installazione in aree sismiche, include la procedura per il montaggio del controsoffitto, delle lampade e degli impianti.

Atena S.p.A. mette a disposizione dei propri clienti un servizio di consulenza tecnica specializzata sui controsoffitti con sistema antisismico e sulle diverse problematiche che si possono verificare in cantiere.

CONTROSOFFITTI A PROVA DI SISMA





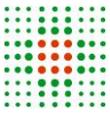
atena

Atena S.p.A.

Via A. De Gasperi, 52 - 30020 Gruaro (VE) Italia

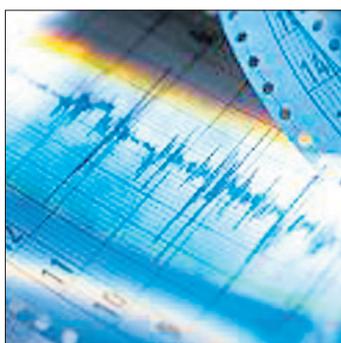
Tel: +39 0421 75526 Fax: + 39 0421 75692

atena-it.com | info@atena-it.com



APPENDICE B: Sistema Seismic Rx – ARMSTRONG

ISTRUZIONI PER L'INSTALLAZIONE IN APPLICAZIONI ANTISISMICHE



Quali sono le cause dell'attività sismica?

La superficie terrestre è formata da una serie di placche (tettoniche) che si muovono l'una rispetto all'altra. Le linee di intersezione delle placche sono definite linee di faglia. Il movimento e le sollecitazioni in corrispondenza di tali punti possono trasmettere onde d'urto che si propagano nel terreno. Le onde d'urto, meglio note come onde sismiche, generano vibrazioni che nei casi più intensi possono causare considerevoli danni agli edifici e alle loro strutture e naturalmente mettere in pericolo le vite umane.

Il **sistema Seismic Rx®** di Armstrong è il risultato di un approccio basato su prove complete e indipendenti che consentono di ottenere installazioni di soffitti in grado di resistere alle forze associate ad attività sismiche di forte intensità o ad altri eventi gravi.



APPLICAZIONI PIÙ COMUNI

Oltre ai terremoti, in numerosi altri settori con rischi associati, come l'esplosione, l'uso del sistema **Seismic Rx®** garantisce un'ulteriore protezione per il soffitto, come ad esempio in:

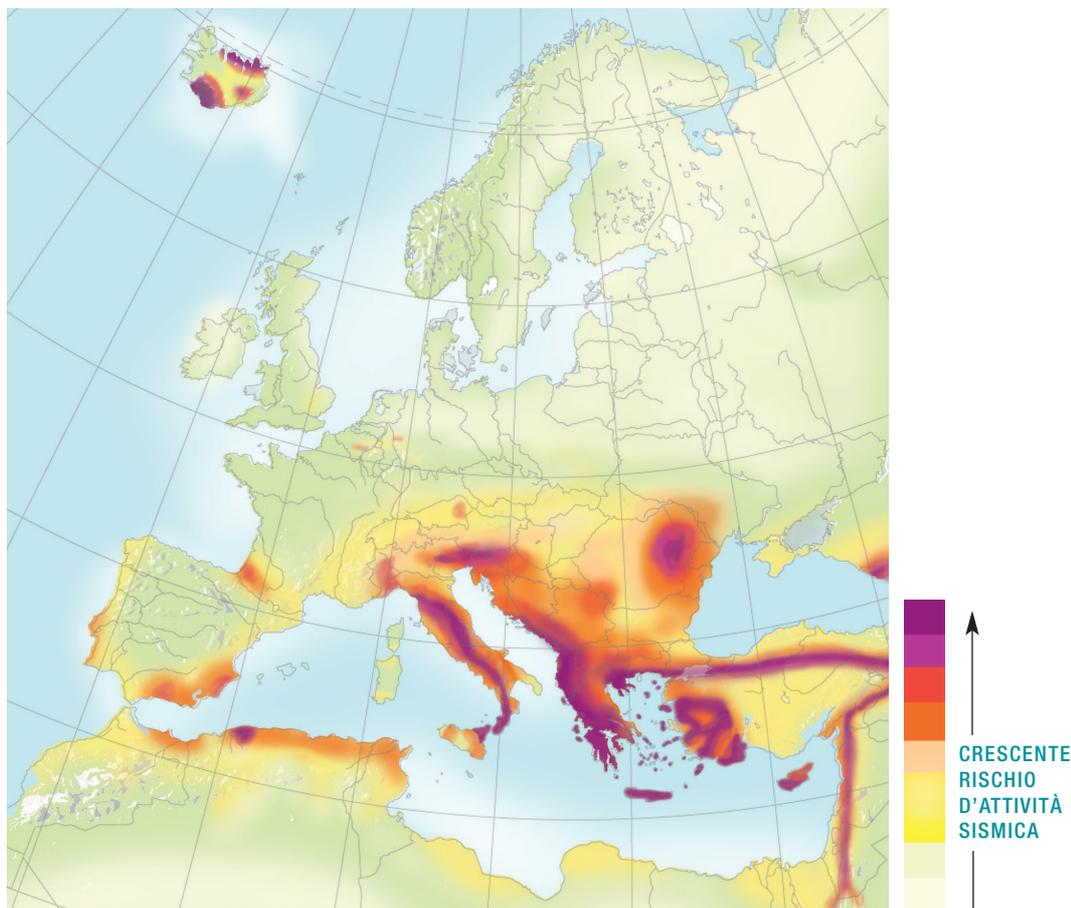
- **Impianti nucleari**
- **Strutture di difesa**
- **Impianti chimici**
- **Impianti di trasporto** (con vibrazioni intermittenti)



Un'ulteriore area di applicazione importante è rappresentata da **ospedali e strutture di gestione delle emergenze (vigili del fuoco, stazioni di polizia ecc.)**. In questi impianti risulta molto importante che la struttura sia totalmente operativa dopo un terremoto o altro evento grave.

Il **sistema Seismic Rx®** potenzia la protezione necessaria per la resistenza sismica utilizzando elementi progettati appositamente per ridurre le complessità dell'installazione con il massimo delle prestazioni.

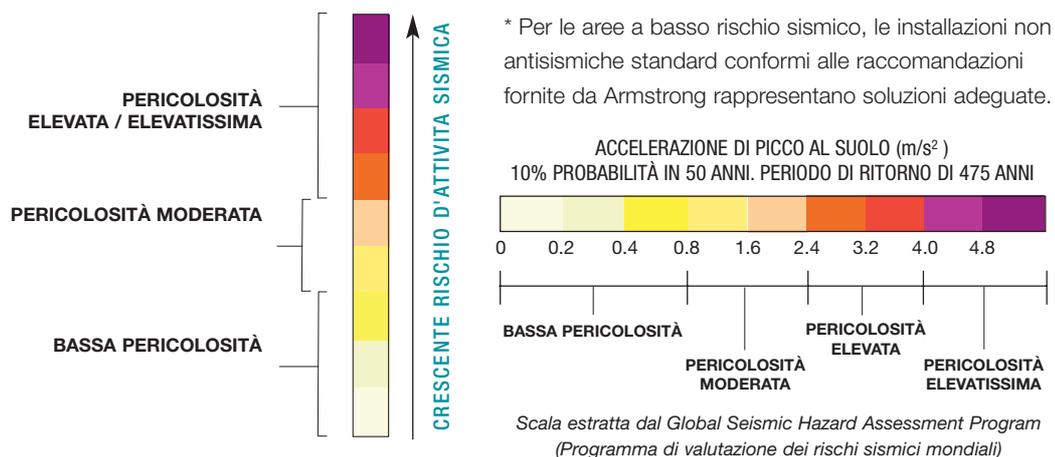
Mappa dei rischi sismici nella regione Europeo-Mediterranea



Per i controsoffitti, i requisiti di resistenza (per quanto possibile) alle forze associate agli eventi sismici richiedono la classificazione dei livelli di rischio associati. Armstrong è quindi in grado di offrire soluzioni adeguate per ridurre il rischio caduta del controsoffitto per ciascuno dei seguenti livelli di pericolosità sismica potenziali:

- **BASSA PERICOLOSITÀ**
- **PERICOLOSITÀ MODERATA**
- **PERICOLOSITÀ ELEVATA / ELEVATISSIMA**

ARMSTRONG CONTROSOFFITTI EUROPA



Come sappiamo che funziona?

SISTEMA SOTTOPOSTO A PROVE ANTISISMICHE IN SCALA REALE – UNIVERSITÀ DELLO STATO DI NEW YORK, UNIVERSITÀ DI BUFFALO

Armstrong collabora con l'Università di Buffalo per l'esecuzione delle prove delle prestazioni antisismiche dei propri prodotti standard e non standard mediante:

- **Prove dinamiche** – Qualificazione sismica mediante analisi sismica su tavola vibrante
- **Prove statiche** – Carichi verticali, di compressione e di trazione

Il laboratorio di progettazione strutturale e di simulazione sismica (Structural Engineering and Earthquake Simulation Laboratory -SEESL) dell'Università di Buffalo svolge servizi di ricerca per il George E. Brown, Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES), il Multidisciplinary Centre for Earthquake Engineering Research (MCEER), il Department of Civil, Structural and Environmental Engineering (CSEE) nonché servizi di ricerca e sviluppo per l'industria: Sistema **Seismic Rx**®.

L'ICC-ES (International Code Council – Evaluation Service), la sezione dedicata alla progettazione tecnica e alla valutazione dell'International Code Council, l'ente di regolamentazione edilizia statunitense, ha dichiarato che il sistema di sospensione **Seismic Rx**® di Armstrong è una soluzione conforme al regolamento degli Stati Uniti per eventi sismici a rischio grave (secondo quanto pubblicato in ESR-1308). Le prove sono state eseguite secondo le procedure descritte nei criteri di accettazione dell'ICC-ES per le prove di qualificazione sismica dei componenti non strutturali, AC 156.

La simulazione sismica si basava sulle accelerazioni spettrali mappate (tratte dall'International Building Code, ed. 2006) in brevi lassi di tempo fino a 300% di gravità.



Laboratorio di progettazione strutturale e di simulazione sismica - SEESL



SEESL: Analisi Sismica su tavola vibrante.

Sistema Seismic RX® di Armstrong

UTILIZZANDO UNA STRUTTURA PRELUDE STANDARD DA 24 XL² E SPECIFICI ACCESSORI ANTISISMICI

Esistono due raccomandazioni per il sistema **Seismic Rx®**:

1. La prima riguarda i problemi legati alle aree a Pericolosità Moderata che include l'uso del Profilo Perimetrale BPT 3024 H, di controventi e di clip perimetrali BP BERC2.
2. Per le aree ad Elevata / Elevatissima pericolosità la raccomandazione prevede l'uso del Profilo Perimetrale BPT 3024 H, delle clip perimetrali BP BERC2, di controventi, di giunti di separazione e disposizioni particolari per le luci e le griglie di ventilazione.

Il sistema **Seismic Rx®** soddisfa i requisiti di entrambe le aree, ma con un costo di installazione molto più basso rispetto ai sistemi classici.

Tutti questi sistemi hanno dimostrato la loro resistenza alle prove antisismiche in scala reale e sono adatti per tutta la gamma di pannelli con dettagli bordo Board, Tegular e Vector* di Armstrong.

*Due Clip Vector, cod. art. BP 442, per pannello (vedi pagina 11)

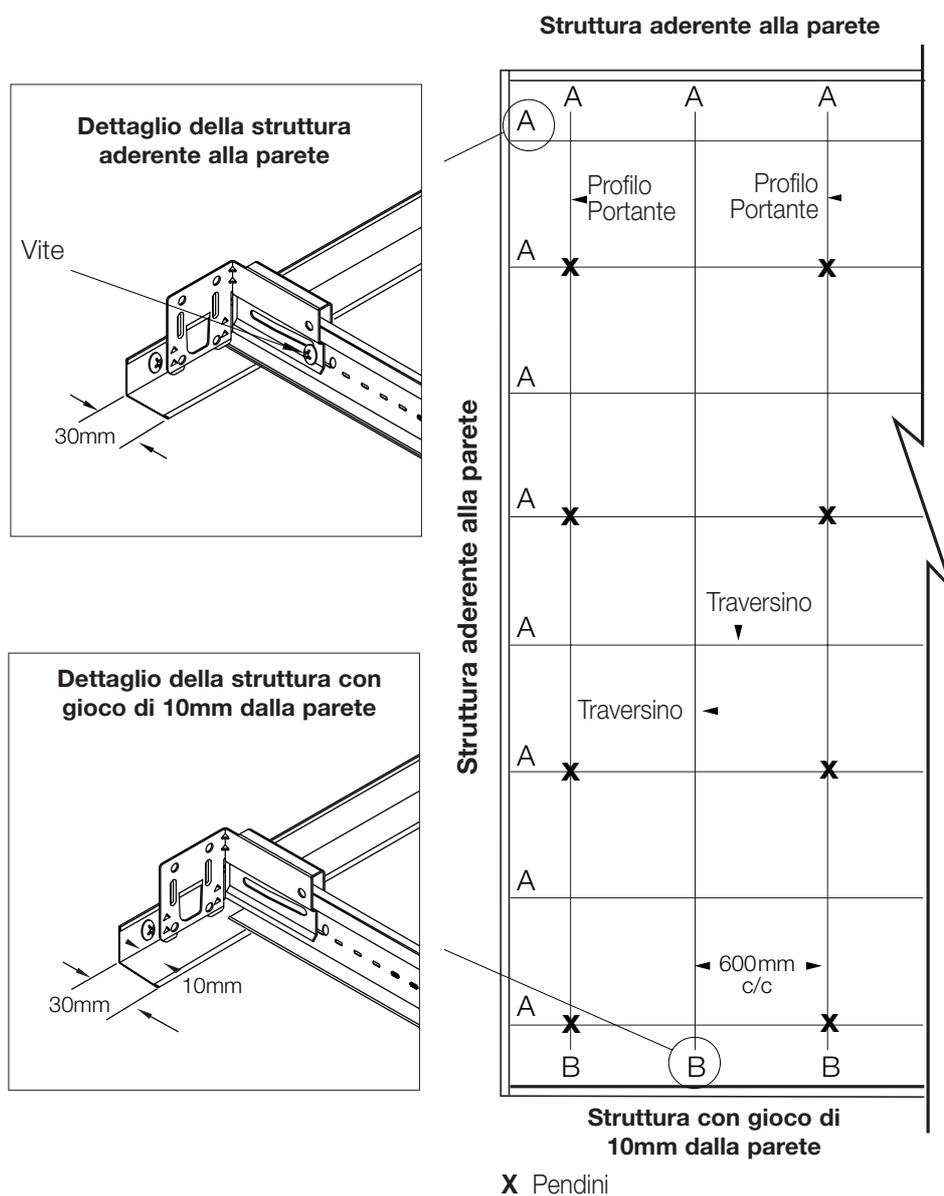
ELEMENTO	SISTEMA PER AREE A PERICOLOSITÀ MODERATA	SISTEMA PER AREE A PERICOLOSITÀ ELEVATA/ELEVATISSIMA
PROFILO PERIMETRALE	BPT 3024H	
PENDINATURA DEI PROFILI PORTANTI	Cavi di sospensione o pendini rigidi* ogni 1200 mm sui Profili Portanti Primo e ultimo pendino a una distanza <200mm dalle pareti	
PENDINATURA DEI TRAVERSINI PERIMETRALI	Non necessario se si utilizzano clip BP BERC2	Pendini facoltativi <200mm dal perimetro su tutti i traversini se si utilizzano clip BP BERC2
CONTROVENTI A 4 VIE	Ogni 15m ²	
CLIP PERIMETRALI	BP BERC2 <ul style="list-style-type: none"> • Fissata con viti alla struttura su due pareti con struttura in aderenza • Struttura perimetrale con gioco di 10 mm senza vite sulle altre due pareti 	BP BERC2 <ul style="list-style-type: none"> • Fissata con viti alla struttura su due pareti con struttura in aderenza • Struttura perimetrale con gioco di 20 mm, con vite facoltativa sul BP BERC 2, sulle altre due pareti
TRAVERSINI E PROFILI PORTANTI	Tagliare a filo su due pareti adiacenti e lasciare un gioco di 10mm nelle altre due pareti	Tagliare a filo su due pareti adiacenti e lasciare un gioco di 20mm nelle altre due pareti
GIUNTI ANTISISMICI	Non richiesto	Per aree >250m ² BP SJMR / BP ES4 / BP SJCG

* I pendini regolabili con gancio dovranno essere ristretti per evitare la caduta dei Profili Portanti. Tutti i pendini devono essere installati con un angolo <10 gradi dalla verticale.

Il sistema **Seismic Rx®** è stato studiato per garantire che i movimenti orizzontali e verticali (accelerazione) dell'edificio e degli elementi edilizi non provochino il crollo del sistema di controsoffittatura. Per ottenere questo obiettivo si consente un certo grado di movimento tra gli elementi del sistema, pur mantenendo l'integrità della struttura e dei pannelli.

Sistema Seismic RX® per aree a Pericolosità Moderata

- Profilo perimetrale BPT 3024 H
- L'uso delle clip BP BERC2 su tutti (e quattro) i lati della stanza impedisce alle estremità dei Traversini e dei Profili Portanti di separarsi
- Gioco di 10 mm sui due lati adiacenti



CLIP BP BERC2

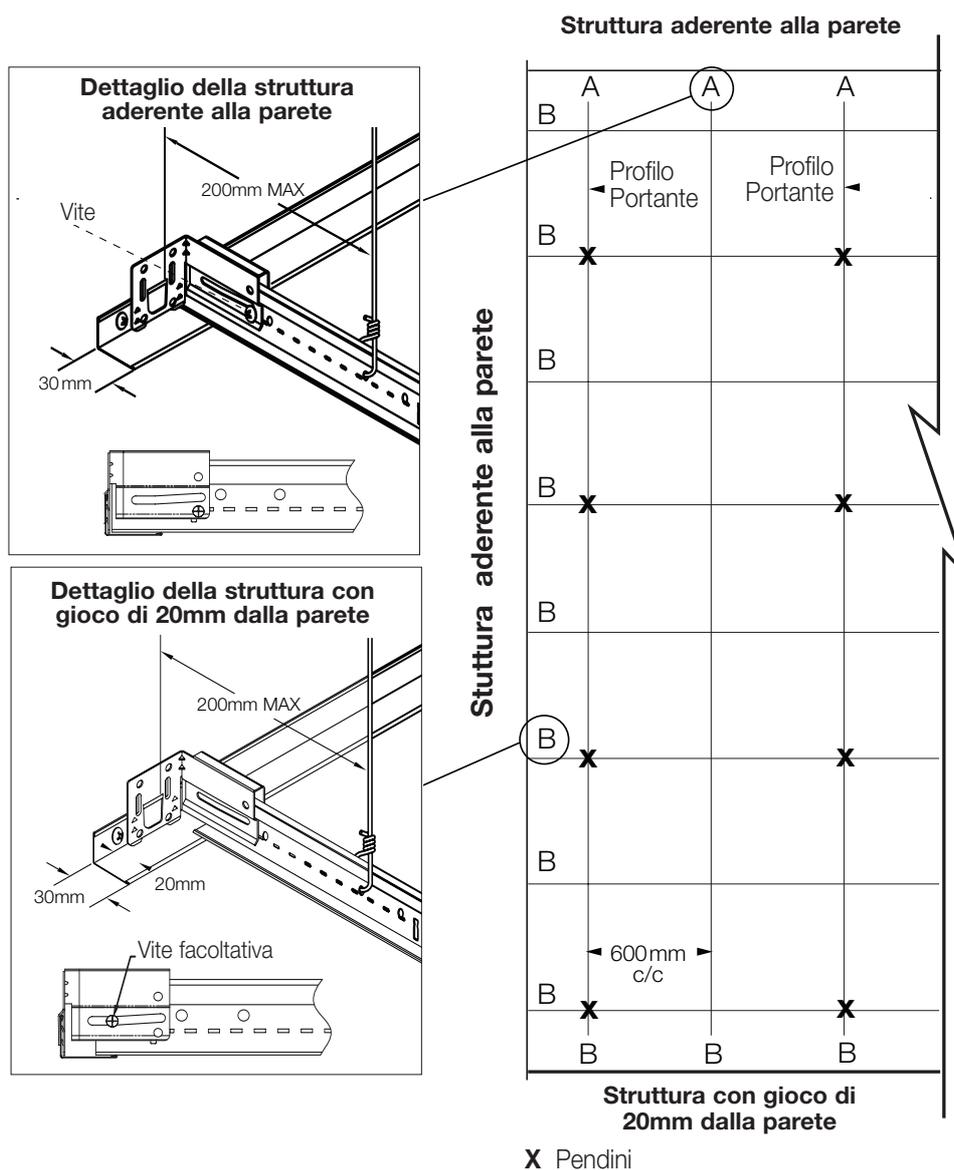
Sviluppate appositamente da Armstrong con ricerche avanzate, le clip BP BERC2 si agganciano al Profilo Perimtrale, sui Traversini e sui Profili Portanti. Il tutto consente di sostenere le estremità della struttura impedendone la separazione in caso di evento sismico.

I sistemi equivalenti senza clip BP BERC2 richiedono:

- pendini aggiuntivi su tutti i traversini perimetrali
- barre distanziatrici intorno al perimetro per evitare la separazione degli elementi della struttura
- gioco di 8-10 mm sui tutti e quattro i lati

Sistema Seismic RX® per aree ad Elevata / Elevatissima pericolosità

- Profilo perimetrale BPT 3024 H
- L'uso di clip BP BERC2 su tutti e quattro i lati della stanza impedisce alle estremità dei Traversini e ai Profili Portanti di separarsi
- Gioco di 20 mm su due lati adiacenti e sovrapposizione di 10mm della struttura sul Profilo Perimetrale



Nota: Alcune raccomandazioni / linee guida richiedono l'uso di ulteriori pendini sui Traversini Perimetrali < a 200 mm del perimetro. Questo requisito non riguarda la soluzione **Seismic Rx®** che utilizza clip BP BERC2, ma può essere aggiunto per rafforzare ulteriormente il sistema in aree ad elevatissima pericolosità, ad esempio nei centri di controllo dei servizi di emergenza dove è prevista la completa funzionalità post-evento.

Dettaglio del Controvento

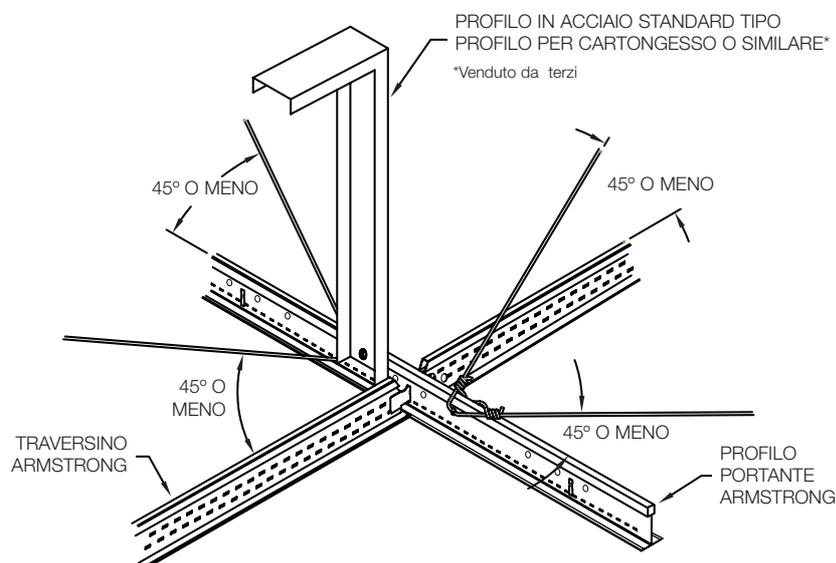
I controventi diventano necessari in un'installazione antisismica perché offrono un ulteriore sistema di contenimento delle forze dinamiche laterali (e verticali) esercitate dalle onde sismiche. I controventi devono essere installati ogni 15 m².

In corrispondenza di ogni controvento vengono fissati quattro cavi di sospensione di 2 mm di diametro a 45° rispetto al piano orizzontale e perpendicolari l'uno all'altro.

I controventi devono essere installati a una distanza di 50 mm del pendino rigido e fissati direttamente al Profilo Portante.

Inoltre, come alternativa al filo di ferro, è possibile utilizzare profili a "L".

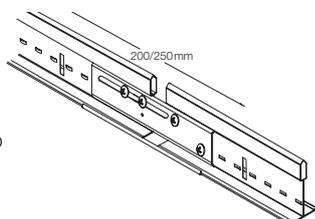
Note: Per i sistemi in aree a rischio sismico Moderato, è possibile utilizzare una barra filettata nei punti di controventatura.



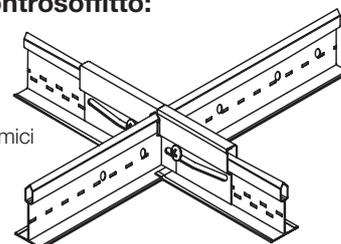
Configurazioni dei Giunti di Separazione

Per aree ad Elevata / Elevatissima pericolosità con una superficie superiore a 250 m², è necessario installare giunti di separazione antisismici nel controsoffitto:

Clip per Giunti Antisismici – Profilo Portante (SJMR)



Clip per Giunti Antisismici – Traversino (SJCG)



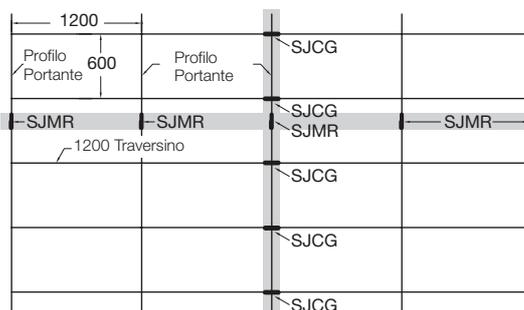
CLIP PER GIUNTI ANTISISMICI-PROFILO PORTANTE (SJMR)

- Il coprigiunto BPES4 consente ad architetti e a progettisti di ottenere un'installazione dall'aspetto pulito
- Consente agli installatori di risparmiare tempo con un sistema di installazione affidabile
- Può essere installata in pochi minuti
- Elimina la necessità di utilizzare altri cavi di sospensione
- Preserva l'integrità del modulo del soffitto contrariamente ad altri metodi alternativi
- Consente di mantenere la squadratura del controsoffitto

CLIP PER GIUNTI ANTISISMICI - TRAVERSINO (SJCG)

- Consente ad architetti e a progettisti di ottenere un'installazione dall'aspetto pulito
- Consente agli installatori di risparmiare tempo con un sistema di installazione affidabile
- Può essere installata facilmente in pochi minuti
- Preserva l'integrità del modulo del soffitto contrariamente ad altri metodi alternativi
- Consente l'installazione di pannelli interi
- Compatibile con la nostra struttura Prelude 24 XL²

Profilo Portante / Traversino Modulo 1200 x 600 mm



Clip per Giunti Antisismici per Profili Portanti

Installazione delle Clip per Giunti Antisismici per Profili Portanti

Facili da installare seguendo le seguenti istruzioni:

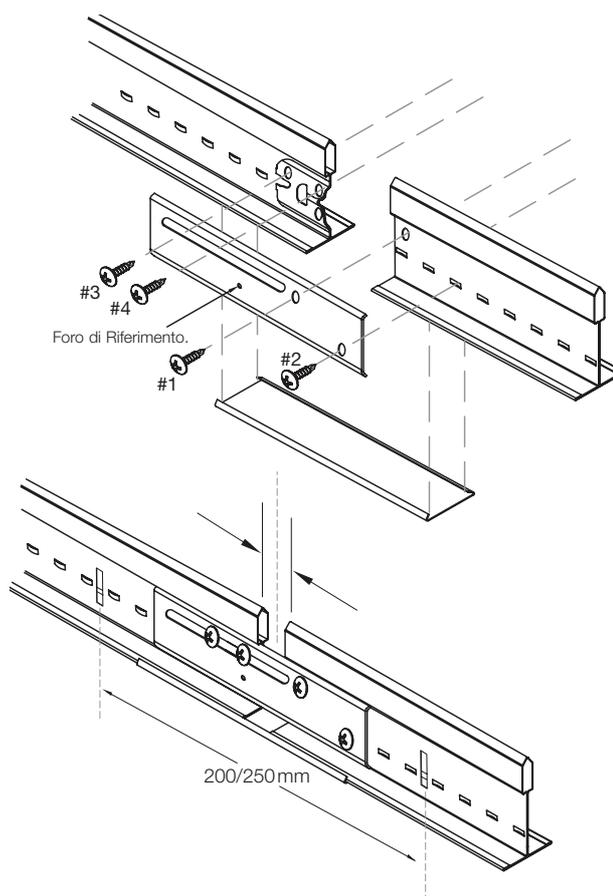
Fase 1: Installare completamente il sistema di sospensione nel modo classico. Tutti i giunti antisismici devono essere allineati.

Fase 2: Tagliare la Clip Superlock del Profilo Portante di sinistra e tagliare circa 20 mm del Portante di destra.

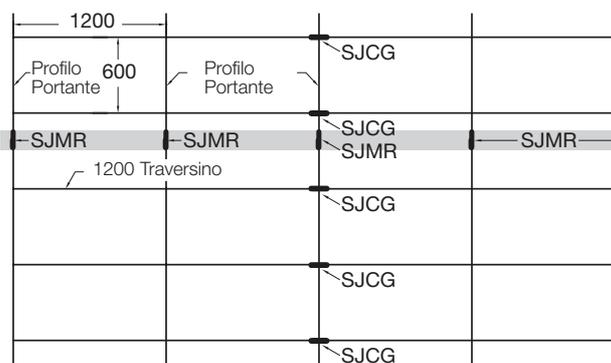
Fase 3: Installare la Clip per Giunto Antisismico con le apposite viti incluse, la vite #1 e #2 dovranno essere avvitate negli appositi fori sul Profilo Portante di destra.

Fase 4: Allineare il foro di riferimento al foro di destra #2 e avvitare le viti #3 e #4 nei rivetti della clip Superlock.

Fase 5: Inserire il coprigiunto BPES4 sulla faccia a vista dei Portanti e piegare l'orlatura del coprigiunto.



Profilo Portante / Traversino Modulo 1200 x 600mm



Clip per Giunti Antisismici per Traversini

Installazione delle Clip per Giunti di Separazione Antisismici.

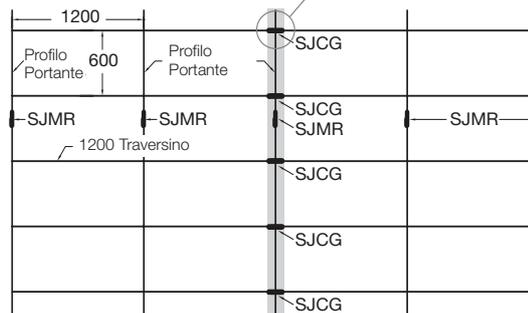
Facili da installare seguendo le seguenti istruzioni:

Fase 1: Installare completamente il sistema di sospensione nel modo classico.

Fase 2: Decidere su quale lunghezza di Profili Portanti creare la separazione antisismica.

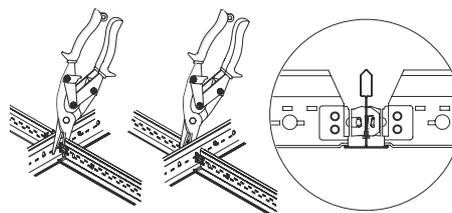
NOTA: la Clip per Giunto Antisismico consente ai Traversini di muoversi lungo l'asse dei Traversini.

Profilo Portante / Traversino modulo 600 x 1200mm

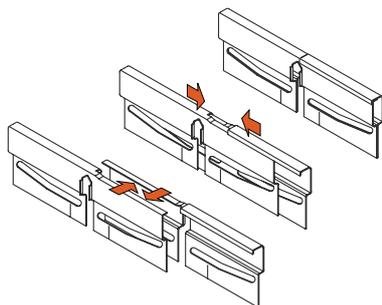


Fase 3: Tagliare la clip XL² fino ai dettagli delle estremità dei Traversini inseriti nel Profilo Portante prescelto per la separazione antisismica.

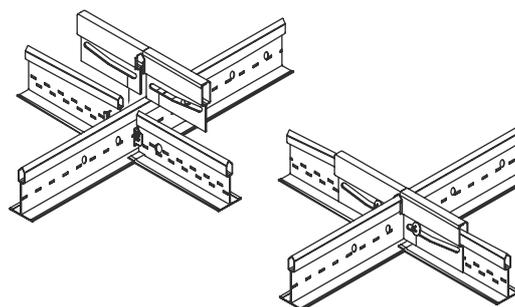
NOTA: È necessario procedere con un'intersezione alla volta per evitare il cedimento della struttura.



Fase 4: Montare i due lati della Clip per giunto Antisismico in un unico pezzo.

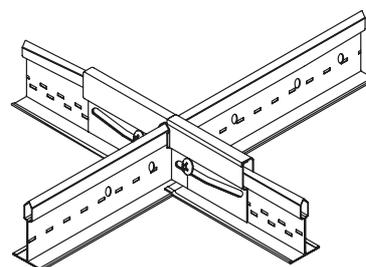


Fase 5: Fissare completamente con uno scatto la Clip sul bulbo del Profilo Portante in corrispondenza dell'intersezione dei Traversini.



Fase 6: Inserire una vite n.10 da 6mm di diametro attraverso l'asola della clip, nel foro superiore della clip XL². Utilizzare il contrassegno verticale stampato sotto l'asola orizzontale per posizionare correttamente la vite all'interno della clip. Installare una vite su ogni lato della clip assemblata per mantenere la forma corretta.

Prestare attenzione a non danneggiare il foro con le filettature delle viti.



Elementi di servizio / Elementi penetranti del soffitto

Tutti gli elementi di servizio come corpi illuminati, griglie di ventilazione, ecc. dovranno essere indipendentemente pendinati al solaio.

NOTE GENERALI:

Il sistema antisismico Rx® utilizza solo la struttura Prelude 24mm XL².

I dispositivi di fissaggio superiori dei pendini devono avere una resistenza alla trazione minima di 46kg.

Il sistema **Seismic Rx**® può essere applicato solo ad installazioni per soffitti orizzontali.

Oltre ai perimetri delle stanze, è necessario tenere conto anche del movimento del soffitto per tutti gli elementi penetranti strutturali, ad esempio le colonne dovranno avere una Cornice Perimetrale di 30mm di larghezza con un gioco che vada nella stessa direzione delle Pareti Perimetrali.

Tutti i pannelli del soffitto ad alta densità (ad esempio metallo, legno) devono essere saldamente fissati alla struttura o fissati direttamente all'intradosso con due cavi di sospensione laschi nelle aree ad elevata/elevatissima pericolosità sismica per evitare infortuni in caso di caduta durante un evento sismico di elevata intensità.

Armstrong ha condotto prove e ricerche approfondite sulle installazioni antisismiche per i controsoffitti standard e per quelli non standard ed è in grado di fornire i dati delle prove e ulteriore consulenza su richiesta.

RIFERIMENTI NORMATIVI/PROCEDURALI:

Eurocode 8: EN1998-1 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

EN13964 – Controsoffitti – Requisiti e metodi di prova NF DTU 58.1 P1-1 (Clausola 6.10) –

Norma francese relativa ai controsoffitti ASTM E580 / E580M – Standard Practice for Application of Ceiling

Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panels in Areas Requiring Seismic Restraint

ASTM C635 / C 635M – Standard Specification for the Manufacture, Performance, and Testing of Metal Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-In Panel Ceilings

ASTM C636 / C636M – Standard Practice for Installation of Metal Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-In Panels

CISCA - US Ceilings & Interiors Systems Construction Association

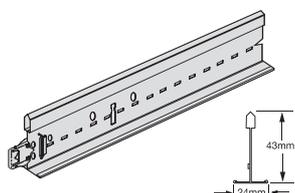
LIMITAZIONE DI RESPONSABILITÀ

Le informazioni contenute in questo documento hanno solo scopo indicativo. Numerosi Paesi Europei hanno pubblicato regolamenti/normative per la progettazione edilizia in aree sismiche. In ciascun caso a prevalere sono le normative in vigore.

Elenco dei prodotti del sistema SEISMIC Rx®

Profili Portanti Universal Prelude 24 Peakform e clip Superlock (giunzione bulbo a bulbo)

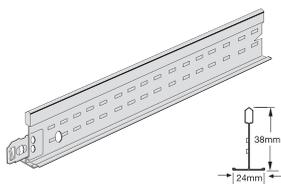
Codice articolo	Dimensioni lunghezza (mm) altezza (mm)	Contenuto / Cartone pezzi lm	Peso / Cartone kg	Cartoni / Bancale
-----------------	---	---------------------------------	----------------------	-------------------



BP 31 40 32 A 	3600 43	20 72,00	21,00	30
BP 31 41 33 B	3750 43	20 75,00	22,00	30

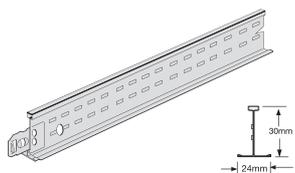
Traversini Prelude 24 XL² (sistema a scatto, con giunto a sormonto)

Traversini asolati



 BP 31 30 51 B 	1200 38	60 72,00	18,20	72
 BP 31 31 51 B 	1250 38	60 75,00	19,00	72

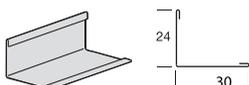
Traversini non asolati



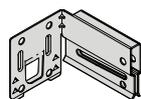
BP 31 20 21 A 	600 30	60 36,00	8,20	144
BP 31 21 23 A 	625 30	60 37,50	8,60	144

Accessori

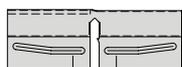
Codice articolo	Descrizione	Dimensioni lunghezza (mm)	Contenuto / Cartone pezzi	Peso / Cartone kg	Cartoni / Bancale
-----------------	-------------	------------------------------	------------------------------	----------------------	-------------------



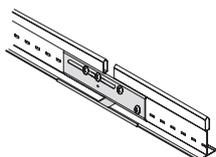
BPT 3024 H	Cornice Perimetrale verniciata	3000	40	28.5	50
------------	--------------------------------	------	----	------	----



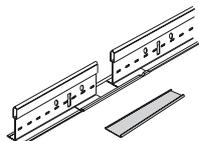
BP BERC2	Clip BERC2 per Profili Portanti e Traversini	60	200	9	36
----------	--	----	-----	---	----



BP SJCG	Clip per Giunti Antisismici per Traversini XL ²	-	200	7	36
---------	--	---	-----	---	----



BP SJMR15	Clip per Giunti Antisismici per Profili Portanti (24 mm)	-	100	11	60
-----------	--	---	-----	----	----



BP ES 4	Coprigiunto per Profili Portanti (24 mm)	-	100	1	170
---------	--	---	-----	---	-----



BP 442	Clip Vector per zone sismiche	-	100	1.63	-
--------	-------------------------------	---	-----	------	---

 (1) Colori standard disponibili: BK(Nero), CA(Carrara), PN(Platinum), BS(Ottone), CE(Cromo), SG(RAL9006), WR(RAL9010). Per i colori speciali, scoprite i nostri 180 colori RAL disponibili. Per ulteriori dettagli, contattare l'Ufficio Tecnico Commerciale.

Italia

Armstrong Building Products
Ufficio Tecnico Commerciale
Immeuble Paryseine
3 Allée de la Seine
94854 Ivry-sur-Seine
Francia
Tel: 800 118 085
Fax: +33 145 21 04 11
www.armstrong-soffitti.it
e-mail : info-italia@armstrong.com

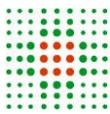
The logo consists of the word "Armstrong" in a bold, sans-serif font. The letter "A" is enclosed within a circle, and a registered trademark symbol (®) is positioned to the upper right of the word.



APPENDICE C: Verifiche dei meccanismi locali



VERIFICHE DEI MECCANISMI LOCALI DI PROGETTO



DETERMINAZIONE a_g PER ATTIVAZIONE DI MECCANISMI LOCALI - PROGETTO

Come visto nello stato di fatto, per le verifiche sismiche locali delle pareti in muratura portante si è seguito un approccio di calcolo basato sull'individuazione dei meccanismi locali di collasso significativi e sull'applicazione dei criteri dell'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico (analisi cinematica lineare).

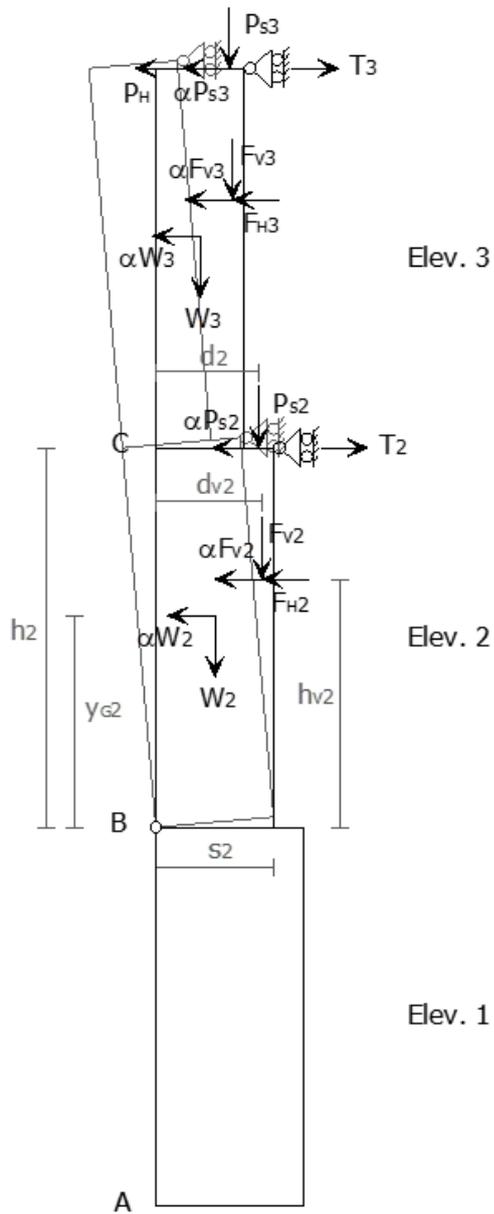
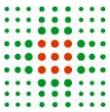
La verifica viene condotta confrontando la PGA di riferimento, che per l'edificio in esame è $a_g(P_{VR}) = 0,205g$, con l'accelerazione di picco su suolo rigido che attiva il cinematismo in esame nella struttura, relativamente allo SLV, $a_{g,SLV}$. Il rapporto di queste due quantità costituisce il fattore di vulnerabilità della struttura: maggiore è il suo valore e migliore è la risposta sismica.

Nel caso in oggetto nello stato di fatto era stato individuato come più probabile il meccanismo di collasso di "*Ribaltamento semplice di parete monolitica*" ritenuto significativo per analizzare la facciata dell'edificio storico e che dalle analisi svolte si è rilevato essere quello soggetto a maggiore vulnerabilità.

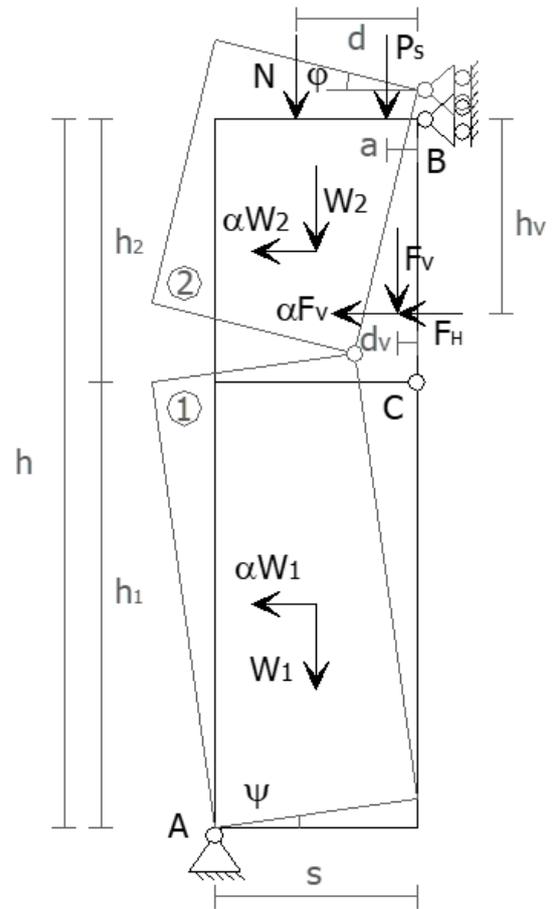
L'analisi dei meccanismi locali a seguito degli interventi di progetto (inserimento di catene di diametro $\varnothing 26$ nella zona 1 e $\varnothing 24$ nella zona 3 e cordolo metallico realizzato con profilo UPN200 collegato alle pareti perimetrali con tasselli inghisati) ha evidenziato un miglioramento della risposta delle pareti: gli interventi permettono di incrementare il fattore di vulnerabilità dal 20% (ottenuto dal meccanismo di ribaltamento fuori dal piano) ad un valore superiore al 100%, il che significa che il meccanismo si attiverebbe per un'accelerazione superiore a quella di riferimento $a_g(P_{VR})$.

Dopo aver verificato che i meccanismi di ribaltamento fossero scongiurati, si è passati ad analizzare i meccanismi di flessione verticale che si possono generare negli interpiani. Anche in questo caso il valore ottenuto è risultato superiore al 100% per cui si ritiene che i meccanismi locali siano scongiurati grazie agli interventi di progetto.

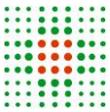
Di seguito si riportano le verifiche nel dettaglio per le pareti oggetto d'esame.



Ribaltamento semplice di parete monolitica

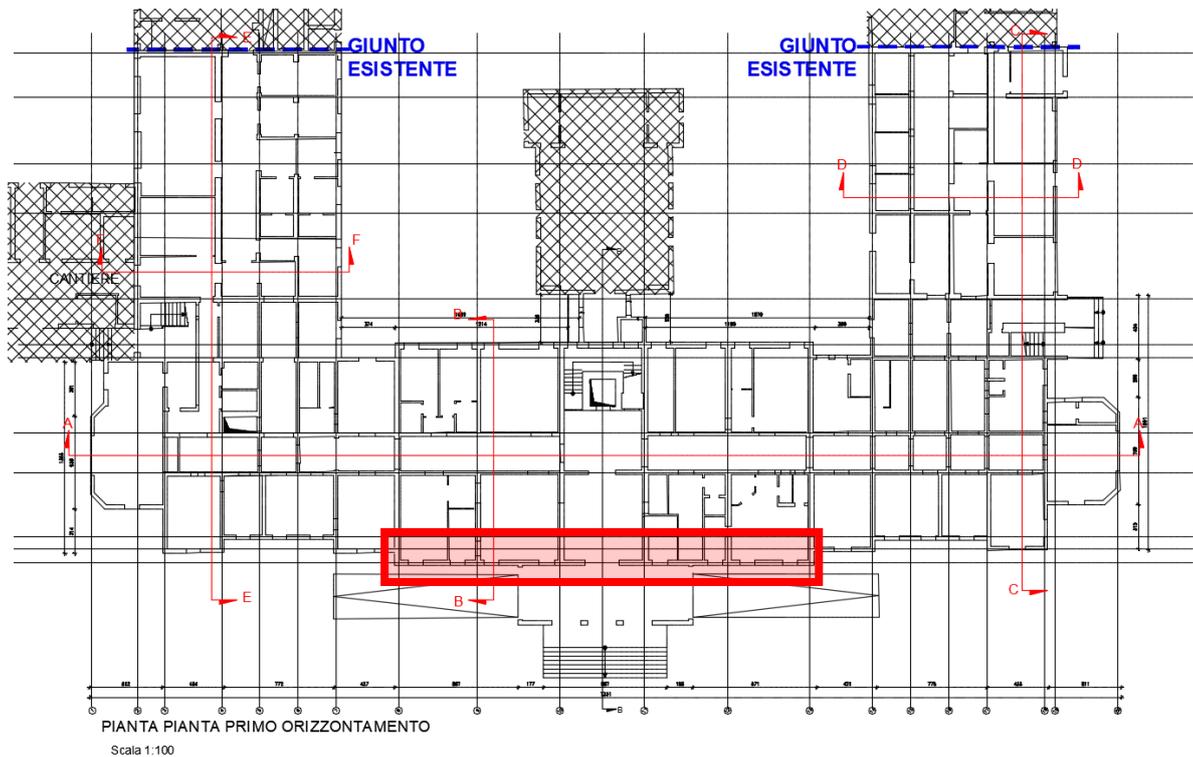


Flessione verticale di parete monolitica



1. MECCANISMI LOCALI - ZONA 01

La parete considerata è quella evidenziata di seguito. Si è concentrata l'attenzione sulla suddetta parete in quanto essa allo stato di fatto non presenta ritegni che impediscano la formazione di meccanismi locali (cordoli catene, ecc) e inoltre si presenta come la parete più vulnerabile essendo la più alta dell'intero edificio.



Si considera una lunghezza pari a 1m. I carichi di input (ripresi dal paragrafo §2.4.2 dell'elaborato RS01) sono:

Peso proprio Parete PT: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,45 \cdot 3,50) = 28,4 \text{ kN};$

Peso proprio Parete P1: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,85) = 26,2 \text{ kN};$

Peso proprio Parete P2: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,30) = 23,2 \text{ kN};$

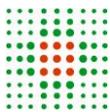
Peso proprio Parete P3: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 2,70) = 14,6 \text{ kN};$

Carico 1° orizzontamento: $(3,85 \text{ kN/m}^2 + 2,6 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 8,25 \text{ kN}$

Carico 2° orizzontamento: $(3,85 \text{ kN/m}^2 + 2,6 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 24,75 \text{ kN}$

Carico 3° orizzontamento: $(3,85 \text{ kN/m}^2 + 2,6 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 24,75 \text{ kN}$

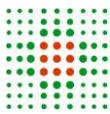
Carico di Copertura: $(1,50 \text{ kN/m}^2 + 1,10 \text{ kN/m}^2 + 0 \cdot 0,75 \text{ kN/m}^2) \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 15,6 \text{ kN}$



1.1. RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA – ZONA 01

L'analisi del meccanismo di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" è stata svolta tenendo conto di tutte le azioni riferite alla parete, dei carichi dei solai che agiscono sulla stessa con le proprie aree di influenza e del tiro offerto dalle catene (collegate come da particolare tipico di progetto presente nell'elaborato grafico S20) calcolato come di seguito:

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	530,9
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	42,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	10,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	30,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	30,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	420,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,1
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	430,4
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	50,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	320,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	7,60
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	133,33
TIRO DELLA CATENA	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	3,17
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	146,0
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	10,8
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	56,7
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	10,8

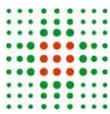


CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0,45	3,50	0,45			0,00	1,75
2	0,30	4,85	0,30			0,00	2,55
3	0,30	4,30	0,30			0,00	2,15
4	0,30	2,70	0,30			0,00	1,35

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0,0	28,4	8,3				
2	0,0	26,2	24,8				
3	0,0	23,2	24,8				
4	0,0	14,6	15,6				10,8

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	4 - 3 - 2 - 1	16,0	23,2	0,0	166,2	
	4 - 3 - 2	9,6	19,5	0,0	128,3	
	4 - 3	5,7	12,1	0,0	75,8	
	4	2,2	4,7	0,0	29,2	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	656,0	788,1	0,0	0,0	0,0
	4 - 3 - 2	382,4	531,4	0,0	0,0	0,0
4 - 3	132,3	215,6	0,0	0,0	0,0	
4	19,7	42,1	0,0	0,0	0,0	

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,142	1,20	13,348	0,790	1,471
	4 - 3 - 2	0,172		10,968	0,833	1,690
	4 - 3	0,269		6,875	0,863	2,547
	4	0,584		2,775	0,902	5,293



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,205	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0		2,520	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,280	
	Fattore di smorzamento η		1,000	
	Altezza della struttura H [m]		18,33	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,390	
	Coefficiente C_C		1,598	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,390	
	Numero di piani dell'edificio N		4	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,443	
Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
4 - 3 - 2 - 1			0,216	
4 - 3 - 2	3,50	0,191	0,248	13,274
4 - 3	8,35	0,456	0,374	8,387
4	12,65	0,690	0,776	11,505

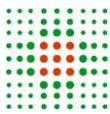
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,216
	4 - 3 - 2	0,248
	4 - 3	0,244
	4	0,335

Verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" della zona 01 – PROGETTO:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{(SLV)strutt} / g = 0,216$

Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g(P_{VR}) = 1,05 (> 100\% \text{ di riferimento})$

L'analisi del meccanismo locale di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" a seguito degli interventi di progetto ha evidenziato un miglioramento della risposta delle pareti al ribaltamento fuori dal piano dal 20% ad un valore superiore al 100%, il che significa che il meccanismo si attiverebbe per un'accelerazione superiore a quella di riferimento $a_g(P_{VR})$.

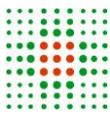


1.2. FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (INTERPIANO) – ZONA 01

L'analisi del meccanismo di "Flessione verticale di parete monolitica" è stata svolta su una fascia muraria continua di larghezza unitaria compresa tra due orizzontamenti successivi (considerando che gli orizzontamenti fungano da vincoli efficaci di connessione della parete) con tutte le azioni ad essa riferite e le aree di influenza dei carichi che agiscono sulla stessa. In tal modo l'applicazione considera tutte le possibili posizioni della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete ed indica quella alla quale corrisponde il valore minimo del moltiplicatore cercato.

Si riporta il meccanismo di flessione più sfavorevole, quello della parete compresa tra copertura e il terzo orizzontamento. La catena rappresenta il vincolo superiore mentre l'ammorsamento del solaio alla parete costituisce la cerniera del vincolo inferiore. Inoltre il carico della copertura è stato inserito come carico N (carico trasmesso alla parete dai piani superiori).

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE						
Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]	
0,30	2,70				0,10	
AZIONI SUI MACROELEMENTI						
Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_S [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_V [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]	
18,0	14,6	15,6				
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$			
	0,921	1,89	N.C.			
MOLTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,921	1,89	1,20	1,486	1,000	7,532



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,205
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,520
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,280
	Fattore di smorzamento η		1,000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		14,650
	Altezza della struttura H [m]		18,33
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,390
	Coefficiente C_C		1,598
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,390
	Numero di piani dell'edificio N		4
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,443
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
16,000	0,873	1,105	12,943

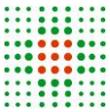
PGA-SLV	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,377

Verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di "Flessione verticale di parete monolitica" della zona 01 - PROGETTO:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{(SLV)strutt} / g = 0,377$

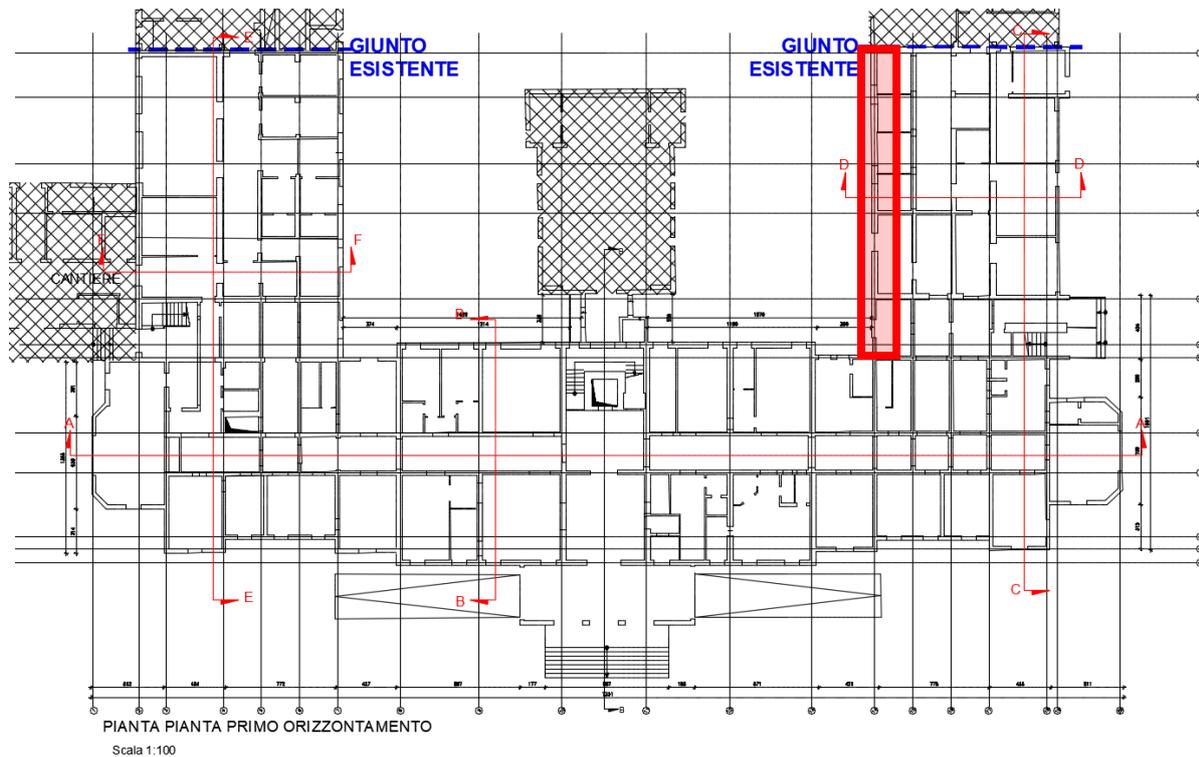
Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g(P_{VR}) = 1,83 (> 100\% \text{ di riferimento})$

L'analisi del meccanismo locale di "Flessione verticale di parete monolitica" a seguito degli interventi di progetto ha evidenziato una risposta sismica corrispondente ad un fattore di vulnerabilità superiore al 100%, il che significa che il meccanismo si attiverebbe per un'accelerazione superiore a quella di riferimento $a_g(P_{VR})$.



2. MECCANISMI LOCALI - ZONA 03

La parete considerata è quella evidenziata di seguito. Si è concentrata l'attenzione sulla suddetta parete in quanto essa allo stato di fatto non presenta ritegni che impediscano la formazione di meccanismi locali (cordoli catene, ecc) e inoltre si presenta come la parete più vulnerabile della zona 3 essendo quella su cui grava la più ampia area di influenza dei solai.



Si considera una parete di lunghezza 1m. I carichi di input (ripresi dal paragrafo §2.4.2 dell'elaborato RS01) sono:

Peso proprio Parete PT: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,45 \cdot 3,50) = 28,4 \text{ kN};$

Peso proprio Parete P1: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,45 \cdot 4,85) = 39,29 \text{ kN};$

Peso proprio Parete P2: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,30) = 23,2 \text{ kN};$

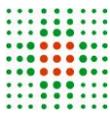
Peso proprio Parete Sottotetto: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 0,65) = 3,51 \text{ kN};$

Carico 1° orizzontamento: $(3,35 \text{ kN/m}^2 + 2,8 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 1,19 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 9,46 \text{ kN}$

Carico 2° orizzontamento: $(4,75 \text{ kN/m}^2 + 2,6 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 36,6 \text{ kN}$

Carico solaio sottotetto: $(0,7 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 4 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 14,8 \text{ kN}$

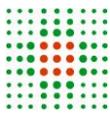
Carico di Copertura: $(2,25 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 + 0 \cdot 0,75 \text{ kN/m}^2) \cdot 4,20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 13,65 \text{ kN}$



2.1. RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA – ZONA 03

L'analisi del meccanismo di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" è stata svolta tenendo conto di tutte le azioni riferite alla parete, dei carichi dei solai che agiscono sulla stessa con le proprie aree di influenza e del tiro offerto dalle catene (collegate come da particolare tipico di progetto presente nell'elaborato grafico S19) calcolato come di seguito:

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	452,4
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	30,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	30,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	30,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	30,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	900,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,1
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	912,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	50,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	320,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	7,60
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	133,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	3,17	
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	124,4
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	13,5
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	120,8
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	13,5

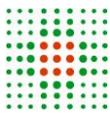


CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{V_i} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{V_i} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{G_i} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{G_i} [m]
1	0,45	3,50	0,45			0,00	1,75
2	0,45	4,85	0,45			0,00	2,43
3	0,30	4,30	0,30			0,00	2,15
4	0,30	0,65	0,30			0,00	0,33

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{S_i} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{V_i} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{H_i} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0,0	28,4	9,5				
2	0,0	39,3	36,6				
3	0,0	24,3	7,6				
4	0,0	3,5	13,7				13,5

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	4 - 3 - 2 - 1	19,4	27,1	0,0	179,4	
	4 - 3 - 2	13,0	22,8	0,0	132,2	
	4 - 3	4,2	6,4	0,0	66,8	
	4	0,5	4,1	0,0	8,8	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	583,3	616,4	0,0	0,0	0,0
	4 - 3 - 2	298,8	380,8	0,0	0,0	0,0
4 - 3	68,5	100,2	0,0	0,0	0,0	
4	1,2	8,9	0,0	0,0	0,0	

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,188	1,20	13,293	0,801	1,921
	4 - 3 - 2	0,247		10,358	0,813	2,485
	4 - 3	0,458		4,381	0,876	4,275
	4	1,335		1,668	0,954	11,443



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,205	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,520	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,280	
	Fattore di smorzamento η		1,000	
	Altezza della struttura H [m]		13,50	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,390	
	Coefficiente C_C		1,598	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,390	
	Numero di piani dell'edificio N		4	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,352	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)
4 - 3 - 2 - 1			0,282	
4 - 3 - 2	3,50	0,259	0,364	14,379
4 - 3	8,35	0,619	0,627	10,368
4	12,65	0,937	1,678	18,318

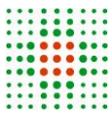
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,282
	4 - 3 - 2	0,364
	4 - 3	0,302
	4	0,533

Verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" della zona 03 – PROGETTO:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{(SLV)strutt} / g = 0,282$

Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g(P_{VR}) = 1,37 (> 100\% \text{ di riferimento})$

L'analisi del meccanismo locale di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" a seguito degli interventi di progetto ha evidenziato un miglioramento della risposta delle pareti al ribaltamento fuori dal piano dal 20% ad un valore superiore al 100%, il che significa che il meccanismo si attiverebbe per un'accelerazione superiore a quella di riferimento $a_g(P_{VR})$.

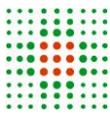


2.2. FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (INTERPIANO) – ZONA 03

L'analisi del meccanismo di "Flessione verticale di parete monolitica" è stata svolta su una fascia muraria continua di larghezza unitaria compresa tra due orizzontamenti successivi (considerando che gli orizzontamenti fungano da vincoli efficaci di connessione della parete) con tutte le azioni ad essa riferite e le aree di influenza dei carichi che agiscono sulla stessa. In tal modo l'applicazione considera tutte le possibili posizioni della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete ed indica quella alla quale corrisponde il valore minimo del moltiplicatore cercato.

Si riporta il meccanismo di flessione più sfavorevole, quello della parete compresa tra il sottotetto e il secondo orizzontamento. La catena rappresenta il vincolo superiore mentre l'ammorsamento del solaio del secondo orizzontamento alla parete costituisce la cerniera del vincolo inferiore. Il carico della copertura è stato inserito come carico P_s mentre la muratura superiore costituisce N (carico trasmesso alla parete dai piani superiori); il sottotetto è stato inserito come carico F_v trovandosi ad una quota inferiore rispetto l'incatenamento.

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,30	4,30	0,50	0,10	0,55	0,10
DATI DI CALCOLO	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	18,0	23,2	13,7	3,0	7,6	
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$			
	0,475	3,78	0,457			
MULTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,457	3,75	1,20	2,806	0,893	4,180



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,205
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,520
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,280
	Fattore di smorzamento η		1,000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		10,35
	Altezza della struttura H [m]		13,50
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,390
	Coefficiente C_C		1,598
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,390
	Numero di piani dell'edificio N		4
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,352
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
12,550	0,930	0,613	6,745

PGA-SLV	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,196

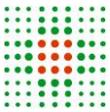
Verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di "Flessione verticale di parete monolitica" della zona

03 – PROGETTO:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{(SLV)strutt} / g = 0,196$

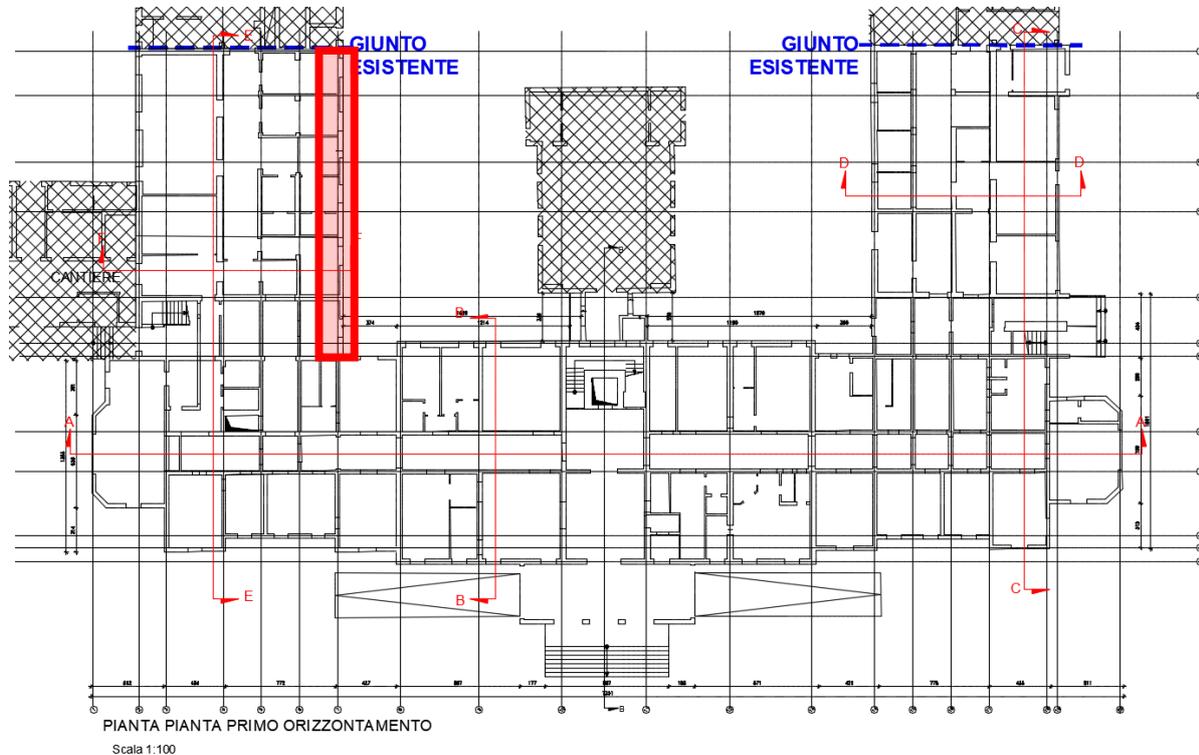
Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g(P_{VR}) = 0,956$ (= 95,6% di riferimento)

L'analisi del meccanismo locale di "Flessione verticale di parete monolitica" a seguito degli interventi di progetto ha evidenziato una risposta sismica corrispondente ad un fattore di vulnerabilità superiore al valore risultante dall'analisi globale della struttura, il che significa che il meccanismo di flessione verticale della parete analizzata si attiverebbe successivamente rispetto l'insorgenza dei meccanismi globali, relativi all'evolversi di quadri fessurativi in un numero di elementi sufficiente a determinare la totale compromissione dell'equilibrio statico e dinamico del sistema strutturale.



3. MECCANISMI LOCALI - ZONA 06

La parete considerata è quella evidenziata di seguito. Si è concentrata l'attenzione sulla suddetta parete in quanto si presenta come la parete più vulnerabile della zona 6 essendo quella su cui grava la più ampia area di influenza dei solai.



Si considera una parete di lunghezza 1m. I carichi di input (ripresi dal paragrafo §2.4.2 dell'elaborato RS01) sono:

Peso proprio Parete PT: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 3,50) = 18,9 \text{ kN}$;

Peso proprio Parete P1: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,85) = 26,19 \text{ kN}$;

Peso proprio Parete P2: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 4,30) = 23,22 \text{ kN}$;

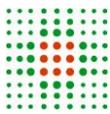
Peso proprio Parete Sottotetto: $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,30 \cdot 1) = 5,4 \text{ kN}$;

Carico 1° orizzontamento: $(3,35 \text{ kN/m}^2 + 2,8 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 1,45 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 11,53 \text{ kN}$

Carico 2° orizzontamento: $(4,75 \text{ kN/m}^2 + 2,6 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 4,20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 38,43 \text{ kN}$

Carico solaio sottotetto: $(1,5 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0 \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2) \cdot 4,20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 11,34 \text{ kN}$

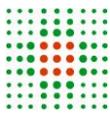
Carico di Copertura: $(1,5 \text{ kN/m}^2 + 1,1 \text{ kN/m}^2 + 0 \cdot 0,75 \text{ kN/m}^2) \cdot 4,20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 10,92 \text{ kN}$



3.1. RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA – ZONA 06

L'analisi del meccanismo di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" è stata svolta tenendo conto di tutte le azioni riferite alla parete, dei carichi dei solai che agiscono sulla stessa con le proprie aree di influenza e del tiro offerto dalle catene esistenti calcolato come di seguito:

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	530,9
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	30,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	30,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	30,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	30,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	900,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,1
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	912,0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	50,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	275,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	320,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	7,60
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	133,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	3,17	
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	146,0
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	13,5
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	120,8
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	13,5

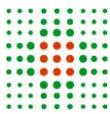


CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{V_i} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{V_i} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{G_i} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{G_i} [m]
1	0,45	3,50	0,45			0,00	1,75
2	0,30	4,85	0,30			0,00	2,43
3	0,30	4,30	0,30			0,00	2,15
4	0,30	1,00	0,30			0,00	0,50

AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{S_i} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{V_i} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{H_i} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	0,0	18,9	11,5				
2	0,0	26,2	38,4				
3	0,0	23,2	11,3				
4	0,0	5,4	10,9				13,5

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI				
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]
	4 - 3 - 2 - 1	12,5	23,4	0,0	184,1
	4 - 3 - 2	8,2	18,2	0,0	136,9
	4 - 3	4,3	6,7	0,0	71,5
	4	0,8	3,3	0,0	13,5
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
4 - 3 - 2 - 1	503,2	653,8	0,0	0,0	0,0
4 - 3 - 2	278,3	401,0	0,0	0,0	0,0
4 - 3	75,8	106,6	0,0	0,0	0,0
4	2,7	10,9	0,0	0,0	0,0

MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	4 - 3 - 2 - 1	0,190	1,20	12,246	0,823	1,888
	4 - 3 - 2	0,240		9,853	0,837	2,349
	4 - 3	0,452		4,537	0,875	4,222
	4	1,290		1,541	0,926	11,385



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T		1,00	
	Categoria suolo di fondazione		C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,205	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O		2,520	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]		0,280	
	Fattore di smorzamento η		1,000	
	Altezza della struttura H [m]		13,65	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S		1,390	
	Coefficiente C_C		1,598	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,390	
	Numero di piani dell'edificio N		4	
	Coefficiente di partecipazione modale γ		1,333	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]		0,355	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)
4 - 3 - 2 - 1			0,277	
4 - 3 - 2	3,50	0,256	0,344	13,739
4 - 3	8,35	0,612	0,619	10,354
4	12,65	0,927	1,670	18,428

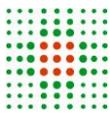
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	4 - 3 - 2 - 1	0,277
	4 - 3 - 2	0,344
	4 - 3	0,301
4	0,536	

Verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" della zona 06 – PROGETTO:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{(SLV)strutt} / g = 0,277$

Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g(P_{VR}) = 1,35$ (> 100% di riferimento)

L'analisi del meccanismo locale di "Ribaltamento semplice di parete monolitica" a seguito degli interventi di progetto ha evidenziato un miglioramento della risposta delle pareti al ribaltamento fuori dal piano arrivando ad un valore superiore al 100%, il che significa che il meccanismo si attiverebbe per un'accelerazione superiore a quella di riferimento $a_g(P_{VR})$.

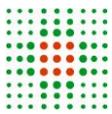


3.2. FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA (INTERPIANO) – ZONA 06

L'analisi del meccanismo di "Flessione verticale di parete monolitica" è stata svolta su una fascia muraria continua di larghezza unitaria compresa tra due orizzontamenti successivi (considerando che gli orizzontamenti fungano da vincoli efficaci di connessione della parete) con tutte le azioni ad essa riferite e le aree di influenza dei carichi che agiscono sulla stessa. In tal modo l'applicazione considera tutte le possibili posizioni della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete ed indica quella alla quale corrisponde il valore minimo del moltiplicatore cercato.

Si riporta il meccanismo di flessione più sfavorevole, quello della parete compresa tra il sottotetto e il secondo orizzontamento. Il carico del solaio di sottotetto è stato inserito come carico P_s mentre il solaio di copertura costituisce N .

DATI INIZIALI	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE					
	Spessore della parete S [m]	Altezza della parete (interpiano) h [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dai piani superiori rispetto al carrello in B d [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B d_v [m]	Braccio verticale dell'azione di archi o volte rispetto al carrello in B h_v [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio rispetto al carrello in B a [m]
	0,30	4,30	0,10			0,10
DATI DI CALCOLO	AZIONI SUI MACROELEMENTI					
	Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Peso proprio della parete W [kN]	Carico trasmesso dal solaio P_s [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori N [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F_v [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte F_H [kN]
	18,0	23,2	5,4	10,9		
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da α_0	Valore di h_1 per α_0 minimo [m]	Valore assunto da α_0 per $h_2 = h_v$			
	0,447	3,10	N.C.			
MULTIPLICATORE α_0	Valore minimo assunto da α_0	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete h_1 [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	0,447	3,10	1,20	2,367	1,000	3,652



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

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	
	Categoria suolo di fondazione	C	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,205	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2,520	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0,280	
	Fattore di smorzamento η	1,000	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	10,35	
	Altezza della struttura H [m]	13,65	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1,390	
	Coefficiente C_C	1,598	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,390	
	Numero di piani dell'edificio N	3	
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,286	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0,355	
Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
12,500	0,916	0,536	6,204

PGA-SLV	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	0,181

Verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di "Flessione verticale di parete monolitica" della zona

06 – PROGETTO:

Accelerazione strutturale in rapporto all'acceleraz. di gravità: $a_{(SLV)strutt} / g = 0,181$

Fattore di vulnerabilità: $\alpha_{PGA} = a_{strutt} / a_g(P_{VR}) = 0,882$ (= 88,2% di riferimento)

L'analisi del meccanismo locale di "Flessione verticale di parete monolitica" a seguito degli interventi di progetto ha evidenziato una risposta sismica corrispondente ad un fattore di vulnerabilità superiore al valore risultante dall'analisi globale della struttura, il che significa che il meccanismo di flessione verticale della parete analizzata si attiverebbe successivamente rispetto l'insorgenza dei meccanismi globali, relativi all'evolversi di quadri fessurativi in un numero di elementi sufficiente a determinare la totale compromissione dell'equilibrio statico e dinamico del sistema strutturale.