

COMUNE DI GUASTALLA (RE)

STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA DELL'ADEGUAMENTO SISMICO DEI CORPI CENTRALI DELL' OSPEDALE CIVILE DI GUASTALLA

PROGETTO PRELIMINARE

COMMITTENTE

NOTE / PROTOCOLLO



Via Poli, 4
40069-Zola Predosa (Bo)

PROGETTISTI



PROGETTO STRUTTURE

Ing. **Gianfranco Flotta**

Ing. **Alessandro Cotti**

OPERA

OPERE STRUTTURALI

DESCRIZIONE

RELAZIONE TECNICA

| | | | | | |
|-----------|------------|-------------|--|----------|------------|
| 5 | | | | | |
| 4 | | | | | |
| 3 | | | | | |
| 2 | | | | | |
| 1 | | | | | |
| 0 | 11-10-2017 | Emissione | | FRANZONI | FLOTTA |
| REVISIONE | DATA | DESCRIZIONE | | REDATTO | VERIFICATO |

CODICE ELABORATO - NOME FILE

| | | | | | | | | | | |
|------------|-----|------|-------|--------------|-----------|-----------|---------------|---------|-----------|------------|
| 17113 | - | PR | OS | 02 | RTI | 0 | . | A3 | | 1:20 |
| PROTOCOLLO | SUB | FASE | OPERE | N° ELABORATO | DOCUMENTO | REVISIONE | SCALA DISEGNO | FORMATO | LUNGHEZZA | SCALA PLOT |

CARATTERISTICHE ELABORATO

COMUNE DI GUASTALLA
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

**STUDIO DI FATTIBILITA' DI MIGLIORAMENTO SISMICO AI
SENSI DEL D.M. 14/01/2008 E DELLA OPCM 3274/2003 DI
ALCUNI EDIFICI DEL POLO OSPEDALIERO DI GUASTALLA**

RELAZIONE TECNICA

1 INDICE

| | | |
|------|--|----|
| 1 | INDICE..... | 2 |
| 2 | PREMESSA..... | 7 |
| 3 | ESTREMI DEL COMMITTENTE E DEI PROGETTISTI..... | 8 |
| 4 | INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN CUI SORGE L'OPERA..... | 8 |
| 5 | DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEL CONTESTO EDILIZIO..... | 9 |
| 6 | NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 14 |
| 7 | SINTESI STORICO CRITICHE SULLE EVOLUZIONI DELLE COSTRUZIONI..... | 16 |
| 8 | RISCONTRI SULLE INDAGINI DIAGNOSTICHE SUI MATERIALI..... | 20 |
| 9 | LIVELLO DI CONOSCENZA..... | 20 |
| 10 | BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI ESEGUITE..... | 21 |
| 11 | SINTESI SUI RISULTATI DELLE INDAGINI DIAGNOSTICHE..... | 21 |
| 11.1 | CORPO A1..... | 22 |
| 11.2 | CORPO A2..... | 23 |
| 11.3 | CORPO B..... | 25 |
| 11.4 | CORPO C..... | 27 |
| 12 | INDICAZIONE SULLE INDAGINI GEOLOGICHE E RISULTATI..... | 28 |
| 13 | MODELLAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI PROGETTAZIONE..... | 28 |
| 13.1 | METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI (FEM)..... | 28 |
| 13.2 | INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO PRO-SAP..... | 29 |
| 13.3 | GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI DAL SOFTWARE..... | 30 |
| 14 | MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE..... | 30 |
| 14.1 | TABELLA DATI TRAVI..... | 30 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 15 | MODELLAZIONE DELLE SEZIONI..... | 31 |
| 15.1 | LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI | 31 |
| 16 | ANALISI DEI CARICHI DINAMICI – AZIONI SISMICHE..... | 32 |
| 16.1 | PERICOLOSITA' E ZONIZZAZIONE SISMICA | 32 |
| 17 | INDICAZIONE SULLA CLASSE D'USO E VITA NOMINALE..... | 32 |
| 17.1 | DESTINAZIONE D'USO | 32 |
| 17.2 | CLASSE D'USO | 32 |
| 17.3 | VITA NOMINALE DELL'OPERA | 33 |
| 17.4 | PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA | 33 |
| 17.5 | SISMICITA' DELL'AREA E CATEGORIA DEL SUOLO | 34 |
| 17.6 | FATTORE DI STRUTTURA Q E CLASSE DI DUTTILITA' | 35 |
| 17.7 | TIPOLOGIA DI ANALISI: DINAMICA LINEARE A SPETTRO DI RISPOSTA..... | 36 |
| 17.8 | SPETTRI DI RISPOSTA..... | 36 |
| 18 | COMBINAZIONI PRINCIPALI DI CARICO..... | 40 |
| 19 | VINCOLI ESTERNI PER TUTTI GLI EDIFICI..... | 48 |
| 19.1 | MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI | 48 |
| 20 | ANALISI DEI CARICHI STATICI AGENTI SULLE STRUTTURE..... | 48 |
| 20.1 | CARICHI SUI SOLAI..... | 48 |
| 20.2 | CARICHI SOLAIO COPERTURA..... | 48 |
| 20.3 | CARICHI MURI DI TAMPONAMENTO..... | 48 |
| 21 | ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60% PGA - CORPO A1..... | 49 |
| 22 | MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO A1..... | 50 |
| 23 | RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO A1 | 50 |
| 23.1 | DEFORMATE MODALI PRINCIPALI | 51 |
| 24 | PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA..... | 52 |
| 25 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – Q=1,5 – PGA 60% - CORPO A1 | 52 |
| 25.1 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 52 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 25.2 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO..... | 53 |
| 25.3 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 53 |
| 25.4 | NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO | 54 |
| 25.5 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 54 |
| 26 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – Q = 2,54 – PGA 60% - CORPO A1 | 55 |
| 26.1 | VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE | 55 |
| 26.2 | VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI | 55 |
| 26.3 | VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE | 56 |
| 27 | VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO A1 | 57 |
| 28 | SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO A1 | 58 |
| 29 | CONCLUSIONI – CORPO A1 | 58 |
| 30 | ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60PGA - CORPO A2 | 60 |
| 31 | PROCEDURE DI VERIFICA DEL CORPO A2 - 60% DI PGA | 60 |
| 32 | SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO A2 | 61 |
| 33 | CONCLUSIONI – CORPO A2 | 61 |
| 34 | ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO B | 63 |
| 35 | MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO B | 63 |
| 36 | RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO B | 64 |
| 36.1 | DEFORMATE MODALI PRINCIPALI | 64 |
| 37 | PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA | 65 |
| 38 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – Q = 1,5 – PGA 60% - CORPO B | 65 |
| 38.1 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 65 |
| 38.2 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 66 |
| 38.3 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 66 |
| 38.4 | NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO | 67 |
| 38.5 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 68 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 39 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – $Q=2,72$ – PGA 60% - CORPO B | 68 |
| 39.1 | VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE | 68 |
| 39.2 | VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI | 69 |
| 39.3 | VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE | 69 |
| 40 | VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO B | 70 |
| 41 | SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO B | 71 |
| 42 | CONCLUSIONI – CORPO B | 71 |
| 43 | ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO C | 73 |
| 44 | MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO C | 73 |
| 45 | RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO B | 74 |
| 45.1 | DEFORMATE MODALI PRINCIPALI | 74 |
| 46 | PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA | 76 |
| 47 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – $Q=1,5$ – PGA 60% - CORPO C | 76 |
| 47.1 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 76 |
| 47.2 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 76 |
| 47.3 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 77 |
| 47.4 | NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO | 78 |
| 47.5 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 78 |
| 48 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – $Q=2,72$ – PGA 60% - CORPO C | 79 |
| 48.1 | VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE | 79 |
| 48.2 | VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI | 79 |
| 48.3 | VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE | 80 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 49 | VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO C | 81 |
| 50 | SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO C | 82 |
| 51 | CONCLUSIONI – CORPO C | 82 |
| 52 | ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO D | 84 |
| 53 | MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO D | 84 |
| 54 | RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO D | 85 |
| 54.1 | DEFORMATE MODALI PRINCIPALI | 85 |
| 55 | PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA | 86 |
| 56 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – Q=1,5 – PGA 60% - CORPO D | 87 |
| 56.1 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 87 |
| 56.2 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO | 87 |
| 56.3 | VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 88 |
| 56.4 | NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO | 88 |
| 56.5 | VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO | 89 |
| 57 | VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – Q=2,72 – PGA 60% - CORPO D | 89 |
| 57.1 | VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE | 89 |
| 57.2 | VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI | 90 |
| 57.3 | VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE | 90 |
| 58 | VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO D | 91 |
| 59 | SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO D | 92 |
| 60 | CONCLUSIONI – CORPO D | 92 |

2 PREMESSA

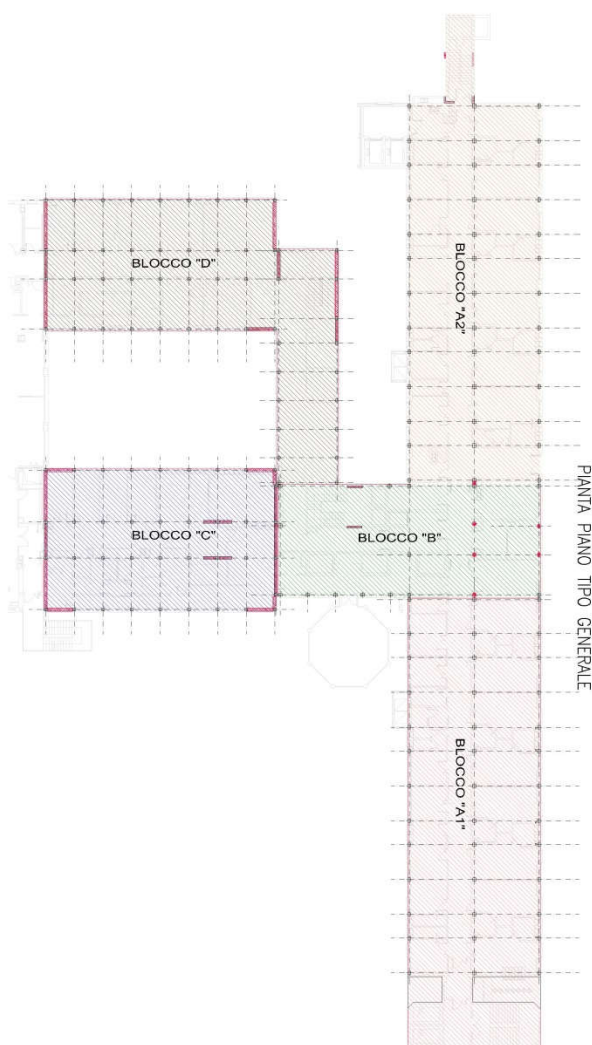
La presente relazione è parte integrante dello studio di fattibilità del miglioramento sismico ai sensi del D.M. 14/01/2008 e dell'OPCM 3274/2003 art. 2 comma 3, di 5 edifici del polo ospedaliero del Comune di Guastalla di proprietà dell'azienda USL di Reggio Emilia.

La verifica sismica di secondo livello dei fabbricati esistenti, resa necessaria in base a quanto previsto dall'OPCM 3274/2003 art. 2 comma 3 e dalla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 5/08/2009 è stata già eseguita dall' Ing. Piero Praitoni.

Nel seguente studio di fattibilità si procederà con l'analisi dei risultati ottenuti dalle verifiche di vulnerabilità che sono stati assunti per buoni e si analizzeranno gli interventi strutturali di possibile realizzazione che potrebbero migliorare la risposta degli edifici alle sollecitazioni sismiche.

Il polo ospedaliero è costituito da vari corpi di fabbrica che si sviluppa su più livelli fuori terra. Alcuni corpi di fabbrica di recente costruzione risultano essere già adeguati sismicamente e, pertanto, non saranno oggetto di verifiche ed interventi.

Gli edifici oggetto di analisi in questa fase risultano essere 5. Si riporta di seguito una pianta che identifica gli edifici oggetto di analisi.



Lo studio di fattibilità ha lo scopo di valutare e stimare gli interventi strutturali necessari affinché gli edifici analizzati riescano a resistere ad un sisma che abbia un'accelerazione pari al 60% della PGA per il sito in esame.

Si premette che l'edificio sarà verificato per le sole azioni sismiche allo SLV, non saranno eseguite verifiche e controlli degli SLE, in quanto si dà per scontata la verifica degli elementi strutturali sotto le azioni accidentali (vento, neve e carichi normali di esercizio dovuti alla destinazione d'uso) visto che l'edificio è da tempo esistente ed è stato progettato per sopportare i normali carichi di esercizio.

Si rimanda, pertanto, ai progettisti, DL, impresa esecutrice e collaudatore dell'epoca la responsabilità della verifica strutturale dell'edificio agli SLE con azioni accidentali (vento, neve e carichi normali di esercizio dovuti alla destinazione d'uso).

3 ESTREMI DEL COMMITTENTE E DEI PROGETTISTI

COMMITTENTE: USL REGGIO ELILIA

PROGETTISTA STRUTTURALE DELLO STUDIO DI FATTIBILITÀ: Ing. Gianfranco Flotta iscritto all'ordine degli ingegneri di Bologna al n.7555, domicilio c/o Tecnopolis in Via Toscana 19 – Zola Predosa.

PROGETTISTA STRUTTURALE DELLO STUDIO DI FATTIBILITÀ: Ing. Alessandro Cotti iscritto all'ordine degli ingegneri di Bologna al n.5407, domicilio c/o Tecnopolis in Via Toscana 19 – Zola Predosa.

4 INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN CUI SORGE L'OPERA

L'edificio si trova in Via Donatori di Sangue nel Comune di Guastalla (RE).

Si riporta di seguito la rappresentazione cartografica e le coordinate geografiche del sito.

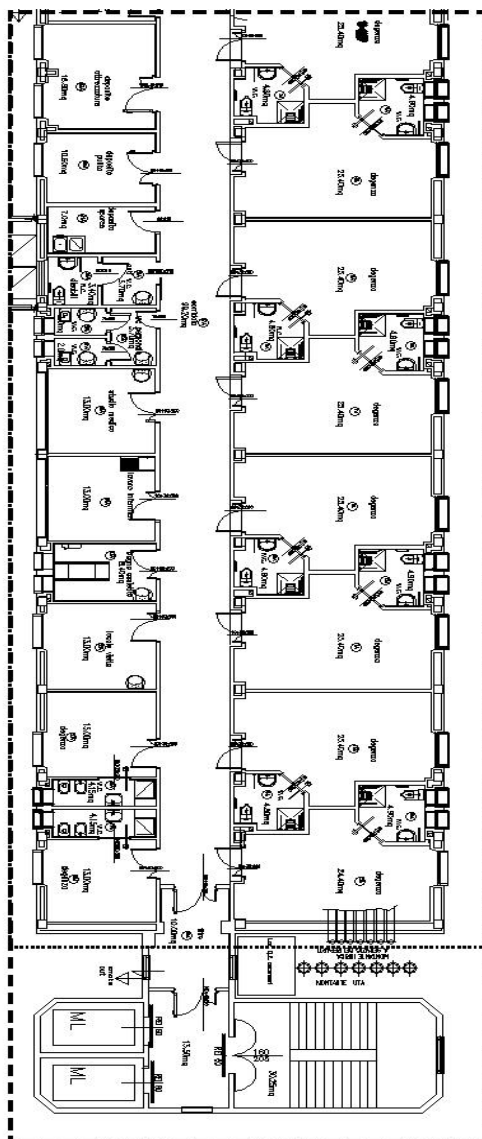


5 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEL CONTESTO EDILIZIO

Gli edifici oggetto di analisi risultano essere realizzati con struttura portante costituita da telai tridimensionali in conglomerato cementizio armato e solai in latero cemento. Le fondazioni sono costituite in alcuni casi da fondazioni dirette consistenti in travi rovescie ed in altri casi sono presenti delle fondazioni profonde.

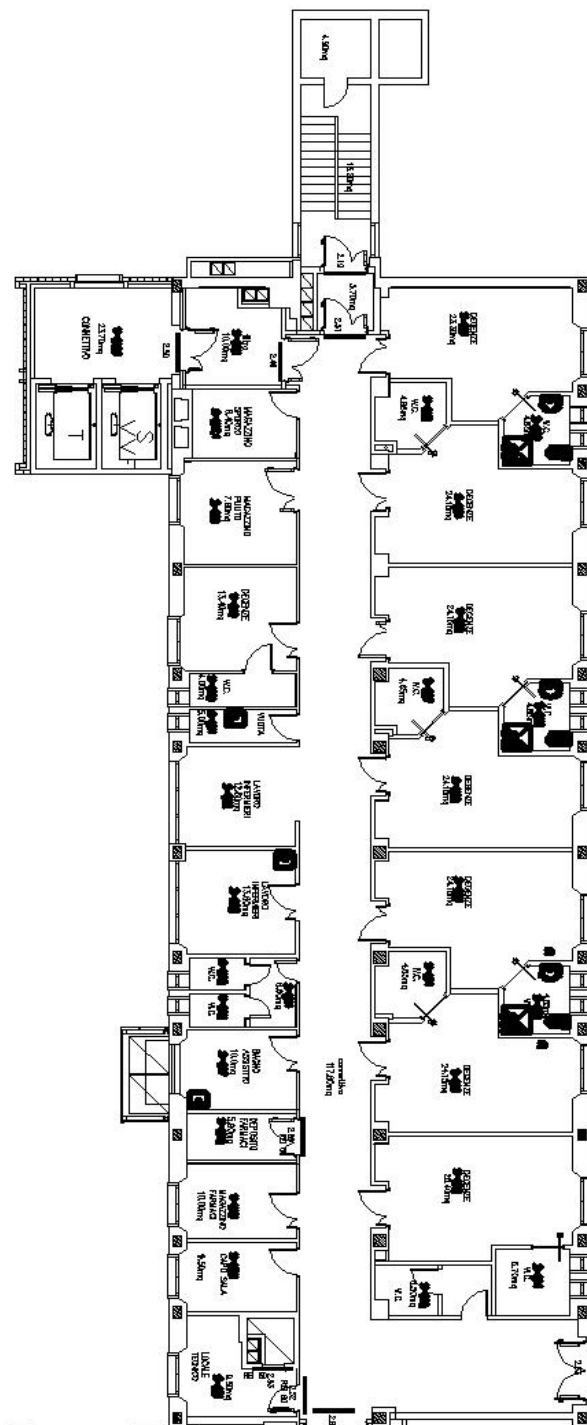
BLOCCO A1

Il blocco A1 si sviluppa su 5 piani fuori terra ed ha una forma in pianta rettangolare e regolare. Le strutture portanti sono costituite da telai in c.a. monodirezionali che si sviluppano lungo il lato lungo dell'edificio e che sono collegati trasversalmente da solai in latero cemento. La copertura è realizzata con un tetto a due falde principali. Sul lato corto del blocco è presente un corpo di fabbrica indipendente esterno con pareti in c.a. nel quale sono collocati il vano scale ed i vani ascensori. Al momento tale corpo è separato dall'edificio. Il corpo scale esterno in c.a. presenta delle problematiche strutturali legate ai cedimenti differenziali del sistema fondazione che risulta essere superficiale e risulta risentire delle oscillazioni stagionali della falda. Infatti in elevazione il corpo scale tende ad inclinarsi in una direzione o nell'altra a seconda dei cedimenti del sottosuolo che sono influenzati in modo considerevole dalla presenza della falda.



BLOCCO A2

Il blocco A2 è speculare e simmetrico rispetto al blocco A1. Si sviluppa anch'esso su 5 piani fuori terra ed ha una forma in pianta rettangolare e regolare. Le strutture portanti sono costituite da telai in c.a. monodirezionali che si sviluppano lungo il lato lungo dell'edificio e che sono collegati trasversalmente da solai in latero cemento. La copertura è realizzata con un tetto a due falde principali. Internamente all'edificio è presente un nucleo con pareti in c.a. nel quale è collocato l'ascensore. Tale nucleo è giuntato dall'edificio. Sul lato cordo del blocco è presente una scala di emergenza esterna in acciaio.

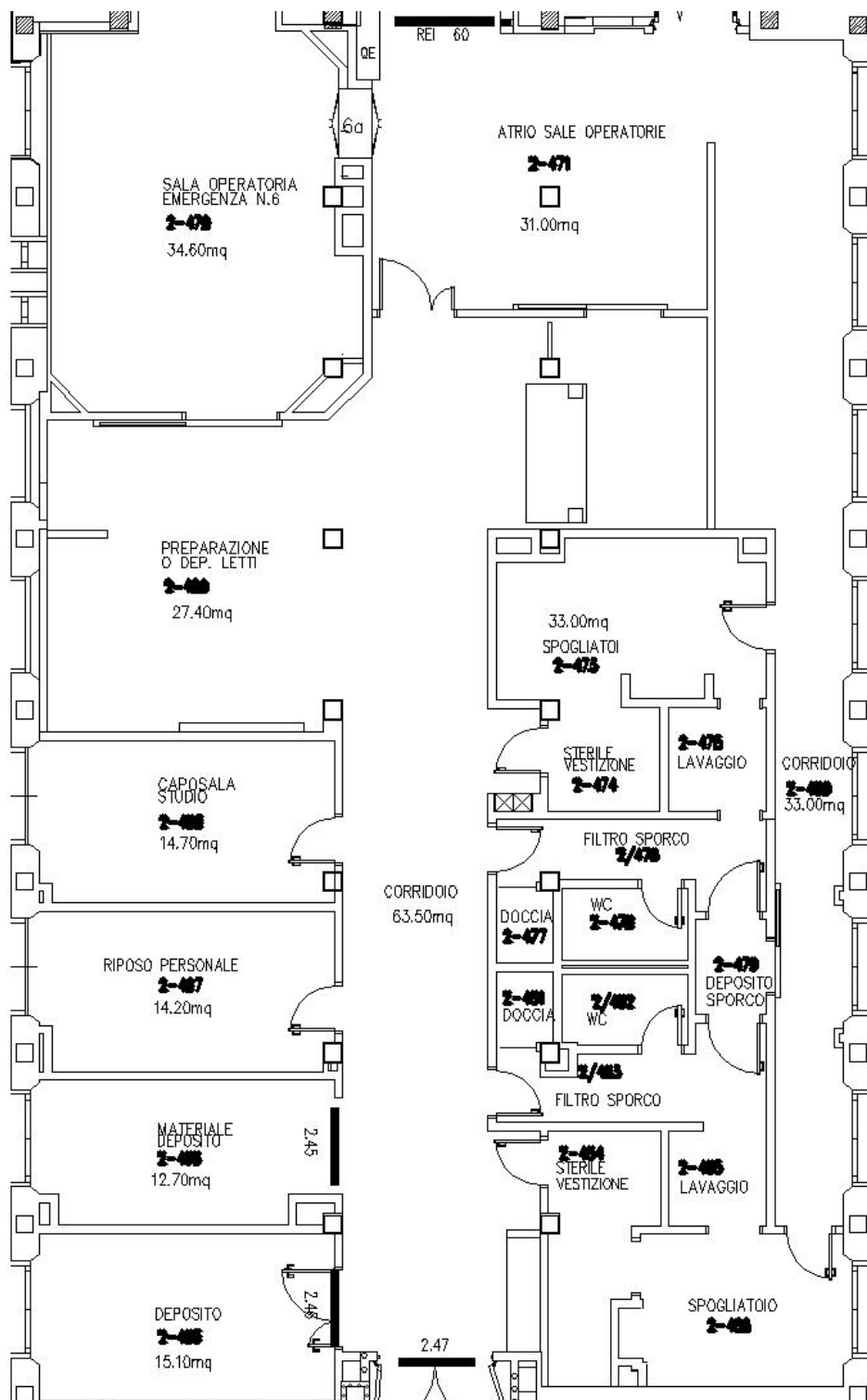


Il blocco B si sviluppa anch'esso su 5 piani fuori terra ed ha una forma in pianta rettangolare e regolare. Le strutture portanti sono costituite da telai in c.a. bidirezionali. La copertura è realizzata con un tetto a due falde principali. Internamente all'edificio sono presenti numerosi nuclei con pareti in c.a. nei quali sono collocati le scale o i montacarichi. Il corpo B si trova in mezzo ai blocchi A2 ed A1 ma è giuntato dagli stessi con giunto di circa 5cm.



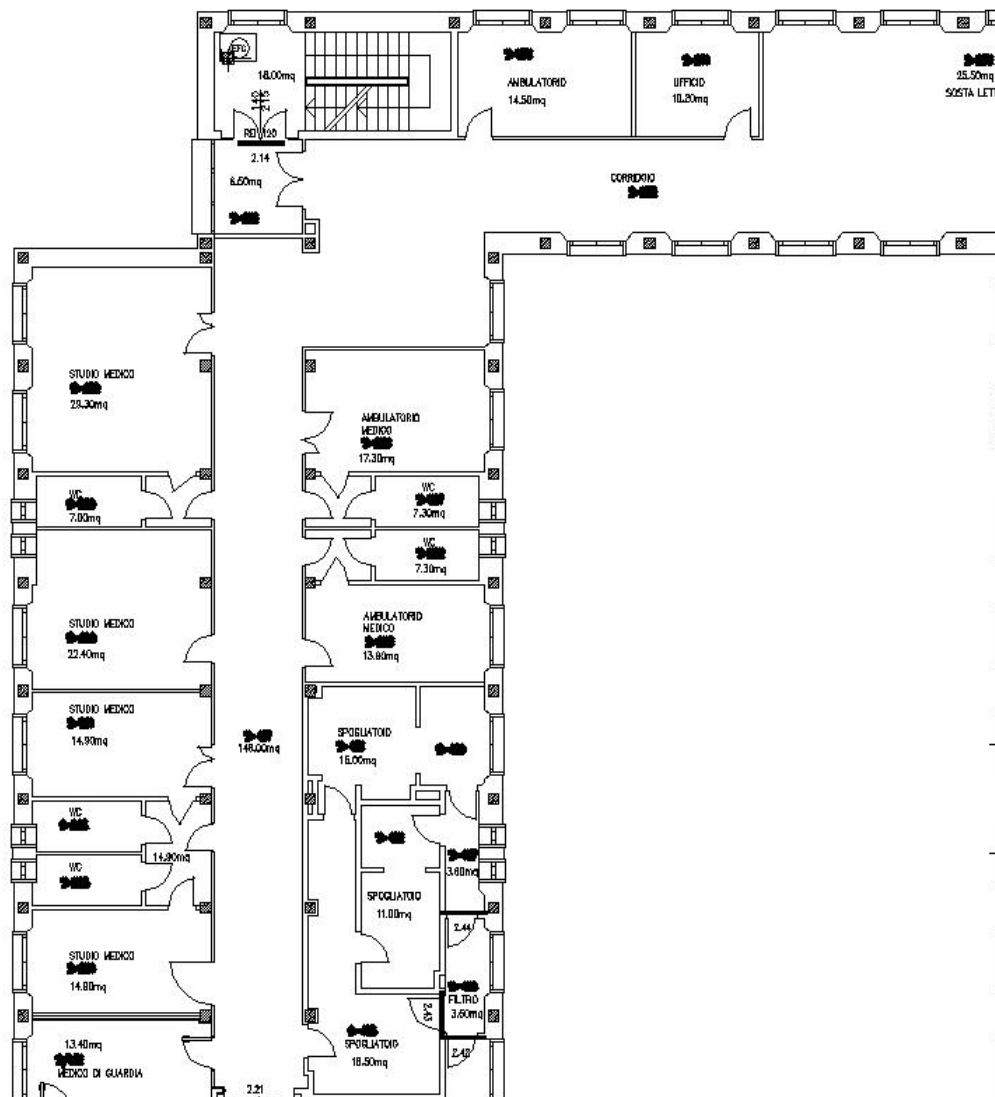
BLOCCO C

Il blocco C si sviluppa su 5 piani fuori terra ed ha una forma in pianta rettangolare e regolare. Le strutture portanti sono costituite da telai in c.a. monodirezionali che si sviluppano lungo il lato lungo dell'edificio. La copertura è realizzata con un tetto a quattro falde principali.



BLOCCO D

Il blocco D si sviluppa anch'esso su 2 piani fuori terra ed ha una forma in pianta ad L. Le strutture portanti sono costituite da telai in c.a. mono e bidirezionali. La copertura è realizzata con un tetto a quattro falde principali.



6 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento viene condotto utilizzando le norme previste dal D.M. 14 gennaio 2008 nel rispetto della nuova zonizzazione sismica avvenuta contestualmente alla pubblicazione dell'ordinanza 3274 del 20 marzo 2003. Il dimensionamento rispetta, esclusivamente, le normative evidenziate con una freccia a lato ed attualmente cogenti.

Le normative utilizzate per il dimensionamento sono le seguenti:

- **D.M. del 9 gennaio 1996.** - «Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche»;
- **D.M. 16.01.1996** "Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;
- **Circolare 156 del 04.07.1996** "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Istruzione C.N.R. 10024/86** "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo";
- **D.M. 14 settembre 2005** - «Testo Unico Sulle Costruzioni»;
- ➔ **Circolare 2 febbraio 2009 n.617** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche sulle costruzioni" di cui al D.M.14/01/2008;
- ➔ **D.M. 14 gennaio 2008** "Norme tecniche sulle costruzioni".

Analisi sismica delle strutture:

- ➔ **Ordinanza P.C.M. 3274/2003 del 20/03/2003** - «Primi Elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»;
- **Decreto del P.C.M. 21 ottobre 2003** - «Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4 dell'ordinanza del 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»;
- **Ordinanza P.C.M. 3316/2003 del 02/10/2003** - «Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 /2003 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»;
- **OPCM 3431 del 03.05.2005** "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003 recante - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- ➔ **D.M. 14 gennaio 2008** "Norme tecniche sulle costruzioni";
- ➔ **D.L. 74 del 06/06/2012;**
- ➔ **Legge n. 122 del 01/08/2012.**

Calcolo strutture di fondazione e geotecnica:

- **D.M. 11 marzo 1988.** - «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate ed i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;
- **UNI ENV 1997-1** - Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali;

D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche sulle costruzioni".

Calcolo delle strutture in acciaio:

- **CNR UNI 10011 giugno 1988** "Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- **UNI 9503 1989** "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio";
- **UNI EN 1993-1-1 agosto 2006** "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **UNI EN 1993-1-2 luglio 2006** "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1.2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio";

D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche sulle costruzioni".

Normative sui materiali:

UNI EN 206-1 del 2006;

- **UNI 11104 del 2004;**
- **UNI EN 10027-1 giugno 2001** "Sistemi di designazione degli acciai: designazione alfanumerica, simboli principali";
- **UNI EN 10025-1 gennaio 1995** "Prodotti laminati a caldo non legati per impieghi strutturali: condizioni tecniche di fornitura";
- **D.M. 16.01.1996** "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche".

Normative europee:

EUROCODICE 1 – Azioni Sulle Strutture

EUROCODICE 2 – Progettazione Delle Strutture In Calcestruzzo

EUROCODICE 3 – Progettazione Strutture In Acciaio

EUROCODICE 4 – Progettazione Delle Strutture Composte Acciaio-clc

EUROCODICE 5 – Progettazione Delle Strutture In Legno

EUROCODICE 6 – Progettazione Delle Strutture Di Muratura

EUROCODICE 7 – Progettazione Geotecnica

EUROCODICE 8 – Progettazione Delle Strutture Per La Resistenza Sismica

EUROCODICE 9 – Progettazione Delle Strutture In Alluminio

UNITA' DI MISURA

Il sistema internazionale prevede l'uso di unità di misura standard. In particolare:

| Sistema Internazionale (SI) di unità di misura | | | | | |
|--|------------|---------|------------------|------------|---------|
| Unità fondamentali | | | Unità ausiliarie | | |
| Grandezza | Unità | Simbolo | Grandezza | Unità | Simbolo |
| lunghezza | metro | m | angolo piano | radiante | rad |
| massa | kilogrammo | kg | angolo solido | steradiano | sr |

| Unità derivate del SI di utilizzo comune | | | |
|--|--------|---------|---|
| Grandezza | Unità | Simbolo | Formula |
| forza | newton | N | $(\text{kg} \cdot \text{m}) / \text{s}^2$ |
| pressione | pascal | Pa | N / m^2 |

Per semplicità, nella relazione seguente le forze concentrate sono generalmente espresse in kg, le forze distribuite in kg/mq, le masse in kg, i momenti in kgm, i cedimenti in cm e le pressioni in kg/cmq.

Si ricorda l'equivalenza $1\text{kg}=9,81\text{N}$.

7 SINTESI STORICO CRITICHE SULLE EVOLUZIONI DELLE COSTRUZIONI

I corpi di fabbrica oggetto di analisi sono stati realizzati tra il 1973 ed il 1979.

Si riportano i dati del Progettista e Direttore dei Lavori per le strutture il Dott. Ing. Aldo Rossi Via Guasco n.49 Reggio Emilia.

Il committente risulta essere “l'Ente Ospedaliero del Comprensorio di Guastalla”.

L'esecutore generale dell'opera è il “Consorzio Cooperative di produzione e lavoro di Reggio Emilia, Parma e Piacenza”.

Il collaudatore è il Prof. Ing. Bruno Bottau iscritto all'ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna al n.490.

Si riportano di seguito alcune scansioni dei documenti dell'epoca, i documenti completi sono allegati alla relazione di verifica di secondo livello.

ENTE OSPEDALIERO DEL COMPENSORIO DI GUASTALLA

OSPEDALE GENERALE DI ZONA

| | |
|---|--------|
| UFFICIO del GENIO CIVILE REGGIO EMILIA | |
| 06276 | 141X79 |
| Titolo Clas. 4 Fasc. | |

Il sottoscritto prof. ing. Bruno Bottau, domiciliato a Bologna, Via Molinelli n° 18, con lettera in data 2/5/1979 n° 861 veniva incaricato del collaudo dei lavori di costruzione del nuovo edificio da adibire a sede dell'ospedale comprensoriale di Guastalla, relativamente alle opere murarie e serramenti sia in legno che metallici - (provvedimento n° 28 del 19/1/79).

Quale prima fase il sottoscritto ha provveduto al collaudo statico delle strutture portanti.

Il progetto generale è stato eseguito dal dott. arch. Enea Manfredini di Reggio Emilia - Via Ariosto n° 1.

e la progettazione delle strutture è stata effettuata dal dott. ing. Aldo Rossi - Via Guasco n° 49 (Legge 5-11-1971 n. 1086) Reggio Emilia che ha pure espletato la Direzione Lavori.

REGIONE EMILIA-ROMAGNA
UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI REGGIO EMILIA

VISTO: per l'avvenuta presentazione

e deposito con n° Prot. di

Reparto

Reggio-E. II



Il complesso edilizio è costituito da uno stabile variamente articolato con vari corpi di diverse altezze. Esso è stato costruito in tempi successivi e con diversi contratti, relativamente alle o-

Dott. Ing. ALDO ROSSI
Via Garibaldi, 48 - Tel. 41.911
REGGIO EMILIA

12

(2)

Reggio E. 26/10/1975.

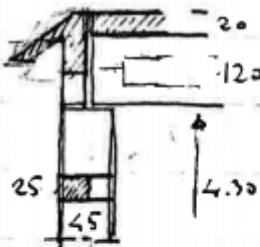
Opere di Circolo di

Guastalla

Corpo Servizi

calcoli Statici

a) Centrale Termica.



Fondazioni

UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI REGGIO EMILIA

(Legge 5-11-1971 n° 1088)

VISTO: per l'avvenuta presentazione
e deposito con n° Prot. di
Reperto

Reggio E. li 10 Nov. 1976



L'INCARICATO

I Camurri Felice

Camurri Felice

Pil. 206-209-208-211

| | | |
|-----------------------------------|----------------|------------|
| soleno H 20 | 480 x 5 x 7.65 | = kg. 6885 |
| madani cingheri | 125 x 5 x 7.65 | = kg. 1781 |
| manicario | 200 x 5 x 7.65 | = " 7650 |
| trave 7.55 x 0.20 x 1.20 x 2500 | | = " 4710 |
| trave sup. 5 x 0.25 x 0.70 x 2500 | | = " 2187 |
| cappotto 5 x 250 (appello) | | = " 1250 |
| tanfo panam. 5 x 350 x 5 | | = " 5250 |
| ben di base 1 x 0.25 x 5 x 2500 | | = " 3125 |

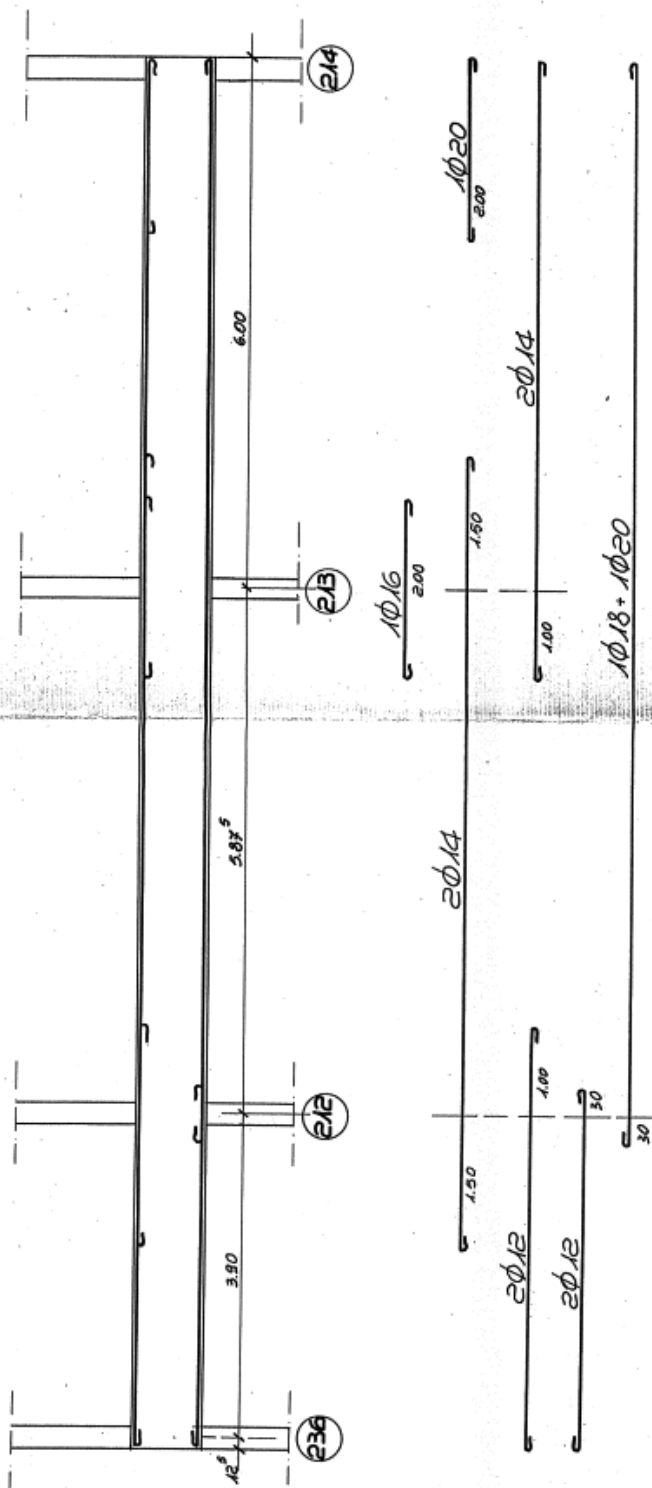
35838

p.f. pilastro 0.25 x 0.45 x 2500 x 6.5 = " 1828

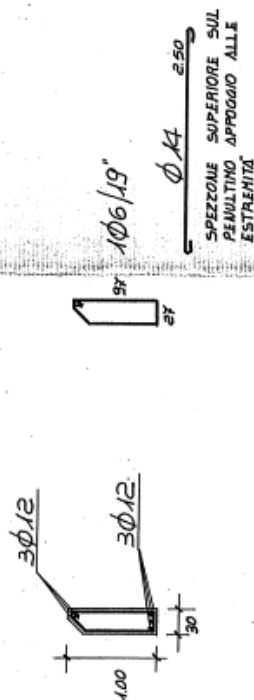
37666

A. f. Cinto 215 x 215 = kg. 46225

$\sigma_{fid} = kg/ly. 0.815 kg \quad \sigma_{eff} = 1.015. kg/ly$



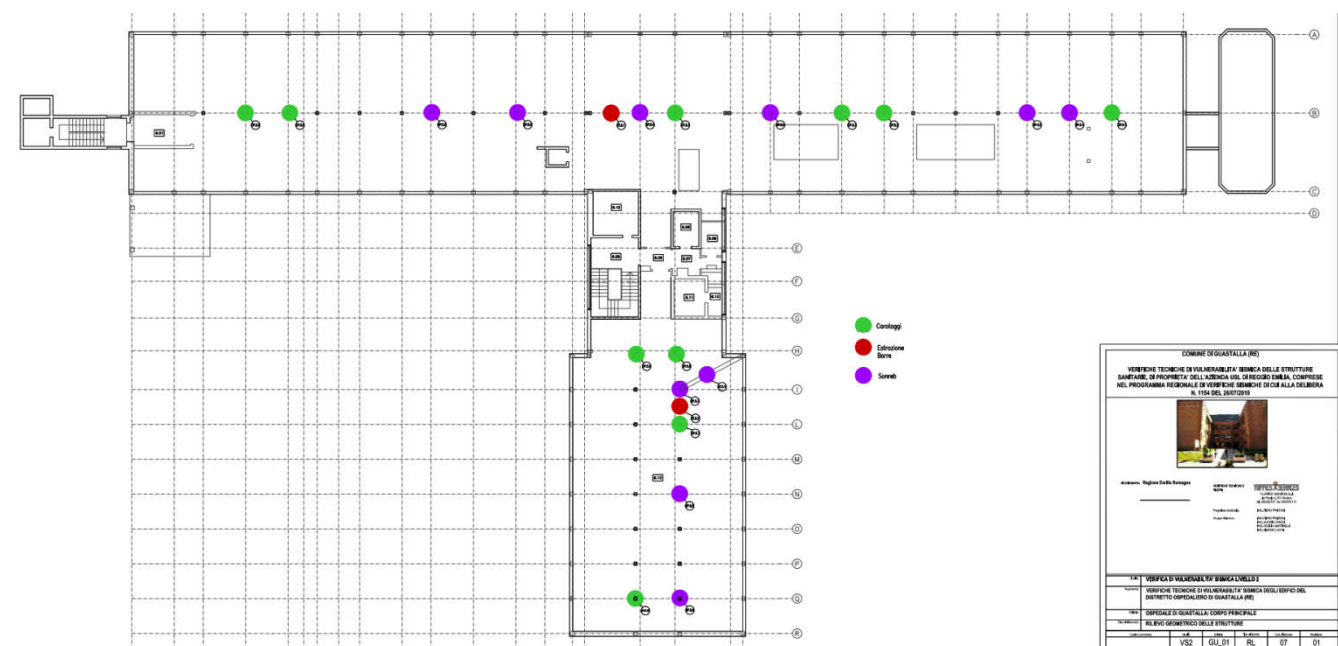
TRAVE: 236 - 209 - 206 ----- 206 - 328; TRAVE: 214 - 211 - 208 ---- 208 - 330;



8 RISCONTRI SULLE INDAGINI DIAGNOSTICHE SUI MATERIALI

In fase di verifica di vulnerabilità di primo e secondo livello sono state eseguite delle indagini in situ sui materiali da costruzione.

In questo studio di fattibilità i risultati delle analisi e le considerazioni in merito ai livelli di conoscenza sono stati assunti in funzione di quanto valutato in fase di verifica di vulnerabilità sismica di secondo livello. Prima dell'esecuzione del progetto esecutivo di miglioramento sismico degli edifici si integreranno le indagini con ulteriori prove in situ.



| |
|---------------------------------------|
| <p>9 LIVELLO DI CONOSCENZA</p> |
|---------------------------------------|

Le prove sui materiali eseguite in sito, unitamente agli elaborati progettuali ed ai documenti di progetto hanno permesso un livello di conoscenza **LC3** con un fattore di confidenza $\gamma_R = 1,00$ per il calcestruzzo ed un livello **LC3** con un fattore di confidenza $\gamma_R = 1$ per l'acciaio da armatura. Tali livelli di conoscenza sono raggiungibili in funzione degli elaborati progettuali presenti nel progetto originario, delle prove eseguite in sito e dei certificati originali dell'epoca delle prove eseguite sui materiali da costruzione. Tali documenti fanno parte della verifica di vulnerabilità di secondo livello eseguita dall'ing. Piero Praitoni.

Il numero di prove effettuate in fase di verifica di vulnerabilità è inferiore a quello richiesto da normativa per poter raggiungere i livelli di conoscenza sopra definiti, ma queste si considerano ugualmente sufficienti poiché la struttura in esame è costituita da elementi semplici che presentano una certa ripetitività di caratteristiche per quanto riguarda le geometrie e l'impiego strutturale.

10 BREVE DESCRIZIONE DELLE INDAGINI ESEGUITE

Carotaggi e prove a compressione

Il prelievo di carote da strutture in opera è regolato dalla norma UNI EN 12504-1 che indica, come criterio fondamentale da adottare nell'esecuzione di tali prelievi, che il diametro delle carote deve essere non minore di tre volte la dimensione massima dell'aggregato, mentre l'altezza deve essere possibilmente pari al diametro se la finalità dell'indagine è quella di risalire alla resistenza cubica del calcestruzzo. La resistenza misurata sulle carote (resistenza cilindrica) risente di numerosi fattori che la differenziano da quella che si misurerebbe su un equivalente provino standard.

Le prove ultrasoniche

La norma UNI EN 12504-4 definisce i criteri e le modalità operative per la misura della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche nel calcestruzzo. La prova consiste nel misurare il tempo impiegato da onde soniche di adeguata frequenza ad attraversare un mezzo compreso tra due trasduttori collocati ad una data distanza, ricavandone la velocità di propagazione. Le letture possono essere effettuate in diversi modi legati alla posizione relativa dei due trasduttori ma il modo più corretto per effettuare le letture, e quindi da utilizzare sempre laddove possibile, è quello per trasparenza (misura diretta), cioè con i due trasduttori disposti in contrapposizione su due superfici tra loro parallele. Come per il metodo sclerometrico, esistono curve che correlano la velocità ultrasonica alla resistenza del conglomerato.

Rilevazione dei ferri d'armatura a mezzo di Pachometro UNI 7997

Lo scopo della prova è quello di determinare la posizione delle armature, lo spessore del copriferro e, con buona approssimazione, il diametro dei ferri facendo scorrere lungo la superficie mediante una sonda emettitrice di campo magnetico collegata ad un'unità di elaborazione digitale ed acustica.

11 SINTESI SUI RISULTATI DELLE INDAGINI DIAGNOSTICHE

Dai provini dell'epoca si evince che il calcestruzzo utilizzato ha delle caratteristiche differenti a seconda degli edifici. In particolare si riportano i risultati dell'elaborazione fatta sulle preve in situ in fase di verifica di vulnerabilità di secondo livello.

CARATTERISTICHE MATERIALI:
VERIFICHE DUTTILI E FRAGILI

Per i materiali in esame otteniamo i seguenti risultati:

1) Calcestruzzo elementi pilastri Rcm240:

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{cm} = 19.75 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza di progetto a compressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot 19.75}{1.5 \cdot 1.0} = 13.17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile – Taglio)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{FC} = \frac{1 \cdot 19.75}{1.0} = 19.75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile – Flessione)}$$

- Resistenza di progetto a trazione:

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC}} = 0.51 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile – Taglio)}$$

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{FC}} = 0.93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile – Flessione)}$$

2) Acciaio ad aderenza migliorata FeB44k (le prove confermano il materiale da certificato):

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 440 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Resistenza di progetto a snervamento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{yk}}{1.15 \cdot 1.0} = 347.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile – Taglio)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC} = \frac{f_{yk}}{1.0} = 440 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile – Flessione)}$$

| COMPORTAMENTO DUTTILE | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-----|--------|--------|-----|-------|------|-------|---------|-----------|-----|
| CLS | | | | | | | | | ACCIAIO | | |
| acc | 1,00 | | fctd | 0,93 | MPa | | | | fym | 400,00 | MPa |
| fcm | 19,75 | MPa | ecu | 0,0035 | | fbk | 2,09 | MPa | ym | 1,15 | |
| yc | 1,50 | | **f'cd | 9,88 | MPa | fbd | 2,09 | MPa | fyd | 400,00 | MPa |
| fed | 19,75 | MPa | fctm | 1,33 | MPa | | | | ES | 200000,00 | MPa |
| Ecm | 20000 | MPa | fctk | 0,93 | MPa | γ,cls | 25 | kN/mc | | | |

| COMPORTAMENTO FRAGILE | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-----|--------|--------|-----|-------|------|-------|---------|-----------|-----|
| CLS | | | | | | | | | ACCIAIO | | |
| acc | 1,00 | | fctd | 0,51 | MPa | | | | fym | 400,00 | MPa |
| fcm | 19,75 | MPa | ecu | 0,0035 | | fbk | 1,71 | MPa | ym | 1,15 | |
| yc | 1,50 | | **f'cd | 6,58 | MPa | fbd | 1,14 | MPa | fyd | 347,83 | MPa |
| fed | 13,17 | MPa | fctm | 1,09 | MPa | | | | ES | 200000,00 | MPa |
| Ecm | 20000 | MPa | fctk | 0,76 | MPa | γ,cls | 25 | kN/mc | | | |

| VALUTAZIONI CARATTERISTICHE CLS - DA SCHIACCIAMENTO CUBETTI | | | | | | | | | | | |
|---|--------------|-------------|-------|-------|-------|-------------------|--------------|-------------|------|-------|--|
| CORPI A1-A2 PILASTRI | | | | | | CORPI A1-A2 TRAVI | | | | | |
| PROVA | PIANO | fcm (N/mm2) | | | | PROVA | PIANO | fck (N/mm2) | | | |
| CP01 | INTERRATO -1 | 20,9 | | | | CT01 | INTERRATO -1 | 25,3 | | | |
| CP02 | INTERRATO -1 | 30,6 | | | | CT02 | INTERRATO -1 | 25,6 | | | |
| CP03 | INTERRATO -1 | 19,8 | | | | CT03 | INTERRATO -1 | 24,5 | | | |
| CP04 | INTERRATO -1 | 21,7 | | | | CT04 | INTERRATO -1 | 12,2 | | | |
| CP05 | INTERRATO -1 | 35,5 | | | | | | | | | |
| CP06 | INTERRATO -1 | 29,6 | | | | | | | | | |
| CP01 | PIANO 5 | 10,5 | | | | | | | | | |
| CP02 | PIANO 5 | 12,4 | | | | | | | | | |
| CP03 | PIANO 5 | 12,4 | | | | | | | | | |
| CP04 | PIANO 5 | 14,3 | | | | | | | | | |
| CP05 | PIANO 5 | 14,5 | | | | | | | | | |
| CP06 | PIANO 5 | 14,8 | | | | | | | | | |
| | | fcm | 19,75 | N/mm2 | 23,80 | | | fcm | 21,9 | N/mm2 | |
| CORPI A1-A2 PILASTRI | | | | | | | | | | | |
| PROVA | PIANO | fym (N/mm2) | | | | | | | | | |
| ET01 | INTERRATO -1 | 425,6 | | | | | | | | | |
| CP02 | INTERRATO -1 | 393,2 | | | | | | | | | |
| | | fym | 409,4 | N/mm2 | | | | | | | |

11.2 CORPO A2

CARATTERISTICHE MATERIALI: VERIFICHE DUTILI E FRAGILI

Per i materiali in esame otteniamo i seguenti risultati:

1) Calcestruzzo elementi pilastri Rcm240:

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{cm} = 19.75 \text{ N/mm}^2$;

- Resistenza di progetto a compressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot 19.75}{1.5 \cdot 1.0} = 13.17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{FC} = \frac{1 \cdot 19.75}{1.0} = 19.75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

- Resistenza di progetto a trazione:

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC}} = 0.51 \frac{N}{mm^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{FC}} = 0.93 \frac{N}{mm^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

2) Acciaio ad aderenza migliorata FeB44k (le prove confermano il materiale da certificato):

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 440 \frac{N}{mm^2}$

- Resistenza di progetto a snervamento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{yk}}{1.15 \cdot 1.0} = 347.8 \frac{N}{mm^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC} = \frac{f_{yk}}{1.0} = 400 \frac{N}{mm^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

| COMPORTAMENTO DUTTILE | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-----|--------|--------|-----|------|---------|--------|-----|-----------|
| CLS | | | | | | | ACCIAIO | | | |
| acc | 1,00 | | fctd | 0,93 | MPa | | fym | 400,00 | MPa | |
| fcm | 19,75 | MPa | ecu | 0,0035 | | fbk | 2,09 | | | |
| γc | 1,50 | | **f'cd | 9,88 | MPa | fbd | 2,09 | MPa | fym | 1,15 |
| fcd | 19,75 | MPa | fctm | 1,33 | MPa | | | | fcd | 400,00 |
| Ecm | 20000 | MPa | fctk | 0,93 | MPa | γcls | 25 | kN/mc | ES | 200000,00 |

| COMPORTAMENTO FRAGILE | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-----|--------|--------|-----|------|---------|--------|-----|-----------|
| CLS | | | | | | | ACCIAIO | | | |
| acc | 1,00 | | fctd | 0,51 | MPa | | fym | 400,00 | MPa | |
| fcm | 19,75 | MPa | ecu | 0,0035 | | fbk | 1,71 | | | |
| γc | 1,50 | | **f'cd | 6,58 | MPa | fbd | 1,14 | MPa | fym | 1,15 |
| fcd | 13,17 | MPa | fctm | 1,09 | MPa | | | | fcd | 347,83 |
| Ecm | 20000 | MPa | fctk | 0,76 | MPa | γcls | 25 | kN/mc | ES | 200000,00 |

| VALUTAZIONI CARATTERISTICHE CLS - DA SCHIACCIAMENTO CUBETTI | | | | | | | | | | |
|---|--------------|-------------|-------|-------|-------------------|--------------|-------------|------|-------|--|
| CORPI A1-A2 PILASTRI | | | | | CORPI A1-A2 TRAVI | | | | | |
| PROVA | PIANO | fcm (N/mm2) | | | PROVA | PIANO | fck (N/mm2) | | | |
| CP01 | INTERRATO -1 | 20,9 | | | CT01 | INTERRATO -1 | 25,3 | | | |
| CP02 | INTERRATO -1 | 30,6 | | | CT02 | INTERRATO -1 | 25,6 | | | |
| CP03 | INTERRATO -1 | 19,8 | | | CT03 | INTERRATO -1 | 24,5 | | | |
| CP04 | INTERRATO -1 | 21,7 | | | CT04 | INTERRATO -1 | 12,2 | | | |
| CP05 | INTERRATO -1 | 35,5 | | | | | | | | |
| CP06 | INTERRATO -1 | 29,6 | | | | | | | | |
| CP01 | PIANO 5 | 10,5 | | | | | | | | |
| CP02 | PIANO 5 | 12,4 | | | | | | | | |
| CP03 | PIANO 5 | 12,4 | | | | | | | | |
| CP04 | PIANO 5 | 14,3 | | | | | | | | |
| CP05 | PIANO 5 | 14,5 | | | | | | | | |
| CP06 | PIANO 5 | 14,8 | | | | | | | | |
| | | fcm | 19,75 | N/mm2 | 23,80 | | fcm | 21,9 | N/mm2 | |
| CORPI A1-A2 PILASTRI | | | | | | | | | | |
| PROVA | PIANO | fym (N/mm2) | | | | | | | | |
| ET01 | INTERRATO -1 | 425,6 | | | | | | | | |
| CP02 | INTERRATO -1 | 393,2 | | | | | | | | |
| | | fym | 409,4 | N/mm2 | | | | | | |

CARATTERISTICHE MATERIALI: **VERIFICHE DUTTILI E FRAGILI**

Per i materiali in esame otteniamo i seguenti risultati:

3) Calcestruzzo elementi pilastri Rcm 270:

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{cm} = 22.45 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza di progetto a compressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot 22.45}{1.5 \cdot 1.0} = 14.97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{FC} = \frac{1 \cdot 22.45}{1.0} = 22.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$
- Resistenza di progetto a trazione:

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC}} = 0.54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{FC}} = 1.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

4) Acciaio ad aderenza migliorata FeB44k (le prove confermano il materiale da certificato):

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 440 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Resistenza di progetto a snervamento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{yk}}{1.15 \cdot 1.0} = 347.8 \frac{N}{mm^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC} = \frac{f_{yk}}{1.0} = 400 \frac{N}{mm^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

| COMPORTAMENTO DUTILE | | | | | | | | | | | |
|----------------------|-------|-----|--------|--------|-----|------------------|---------|-------|-----|-----------|-----|
| CLS | | | | | | | ACCIAIO | | | | |
| acc | 1,00 | MPa | fctd | 1,00 | MPa | fctk | 2,23 | MPa | fym | 425,60 | MPa |
| fcm | 22,45 | | ecu | 0,0035 | fcd | | | | ym | 1,15 | MPa |
| yc | 1,50 | | **f'cd | 11,23 | | | | | MPa | fyd | |
| fcd | 22,45 | MPa | fctm | 1,42 | MPa | γ _{cls} | 25 | kN/mc | ES | 200000,00 | MPa |
| Ecm | 20000 | MPa | fctk | 1,00 | MPa | | | | | | |

| | | COMPORTAMENTO FRAGILE | | | | | | | | | |
|----------------|--------------|-----------------------|--------|--------|-----|------------------|------|---------|----------------|---------------|-----|
| | | CLS | | | | | | ACCIAIO | | | |
| oce | 1,00 | | fctd | 0,54 | MPa | | | | fym | 425,00 | MPa |
| fcm | 22,45 | MPa | ecu | 0,0035 | | fok | 1,82 | MPa | ym | 1,15 | |
| yc | 1,50 | | **f'cd | 7,48 | MPa | fbd | 1,21 | MPa | fyd | 370,09 | MPa |
| fcd | 14,97 | MPa | fctm | 1,16 | MPa | | | | ES | 200000,00 | MPa |
| Ecm | 20000,00 | MPa | fctk | 0,81 | MPa | γ _{cls} | 25 | kN/mc | | | |

| VALUTAZIONI CARATTERISTICHE CLS - DA SCHIACCIAMENTO CUBETTI - CORPO B | | | | | | | | | |
|---|--------------------|-------------|-------|--------------|---------------|---------------|-------------|--|--------------|
| CORPI B PILASTRI | | | | Rcm 27,05 | CORPI B TRAVI | | | | Rcm 25,81 |
| PROVA | PIANO | fcm (N/mm2) | | | PROVA | PIANO | fck (N/mm2) | | |
| CP0-2 | PIANO INTERRATO -1 | 30,6 | | | CTT-1 | PIANO TERRA | 23,8 | | |
| CP5-4 | PIANO QUINTO | 14,3 | | | CT1-1 | PIANO PRIMO | 23,4 | | |
| | | | | | CT2-1 | PIANO SECONDO | 21,9 | | |
| | | | | | CT3-1 | PIANO TERZO | 16,6 | | |
| | | | | | CT4-1 | PIANO QUARTO | 10,5 | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | fcm | 22,45 | | | fcm | 21,425 | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

11.4 CORPO C

CARATTERISTICHE MATERIALI: VERIFICHE DUTILI E FRAGILI

Per i materiali in esame otteniamo i seguenti risultati:

5) Calcestruzzo elementi pilastri Rcm 18.07 N/mm²:

- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{cm} = 15.00 \text{ N/mm}^2$;

- Resistenza di progetto a compressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = \frac{1 \cdot 15.00}{1.5 \cdot 1.0} = 10.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cm}}{FC} = \frac{1 \cdot 15.00}{1.0} = 15.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

- Resistenza di progetto a trazione:

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC}} = 0.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{FC}} = 0.81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

6) Acciaio ad aderenza migliorata FeB44k (le prove confermano il materiale da certificato):

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 425.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

- Resistenza di progetto a snervamento:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{f_{yk}}{1.15 \cdot 1.0} = 370.09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura fragile - Taglio)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC} = \frac{f_{yk}}{1.0} = 425.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (per rottura duttile - Flessione)}$$

| COMPORTAMENTO DUTTILE | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|-----|------------------------|--------|-----|----------------|------|-------|------------|-----------|-----|
| CLS | | | | | | ACCIAIO | | | | | |
| α_{cc} | 1,00 | | f_{ctd} | 0,81 | MPa | | | | f_{ym} | 425,60 | MPa |
| f_{cm} | 15,00 | MPa | ϵ_{cu} | 0,0035 | | f_{bk} | 1,82 | MPa | γ_m | 1,15 | |
| γ_c | 1,50 | | $\alpha \cdot f'_{cd}$ | 7,50 | MPa | f_{bd} | 1,82 | MPa | f_{yd} | 425,60 | MPa |
| f_{cd} | 15,00 | MPa | f_{ctm} | 1,16 | MPa | | | | ES | 200000,00 | MPa |
| E_{cm} | 20000 | MPa | f_{ctk} | 0,81 | MPa | γ_{cls} | 25 | kN/mc | | | |

| COMPORTAMENTO FRAGILE | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------|-----|------------------------|--------|-----|----------------|------|-------|------------|-----------|-----|
| CLS | | | | | | ACCIAIO | | | | | |
| α_{cc} | 1,00 | | f_{ctd} | 0,44 | MPa | | | | f_{ym} | 425,60 | MPa |
| f_{cm} | 15,00 | MPa | ϵ_{cu} | 0,0035 | | f_{bk} | 1,49 | MPa | γ_m | 1,15 | |
| γ_c | 1,50 | | $\alpha \cdot f'_{cd}$ | 5,00 | MPa | f_{bd} | 0,99 | MPa | f_{yd} | 370,09 | MPa |
| f_{cd} | 10,00 | MPa | f_{ctm} | 0,95 | MPa | | | | ES | 200000,00 | MPa |
| E_{cm} | 20000,00 | MPa | f_{ctk} | 0,66 | MPa | γ_{cls} | 25 | kN/mc | | | |

[illegible]

12 INDICAZIONE SULLE INDAGINI GEOLOGICHE E RISULTATI

Trattandosi di edifici esistenti, si danno per scontate le verifiche sulla portanza dei terreni allo SLU e SLE, ad eccezione che per il corpo scale esterno del blocco A1 che dovrà essere sottoposto ad interventi di consolidamento fondazionale vite le problematiche di cedimento differenziale evidenziate negli anni.

Le indagini eseguite nel 1997 da Geolog hanno evidenziato dei terreni con caratteristiche medio basse fino alla profondità di 8-9,0 m dal piano di campagna e poi terreni di buona consistenza negli strati successivi.

Non si dispone di indagini Mhasv per la determinazione delle onde di taglio Vs30, necessarie per l'attribuzione della categoria di suolo al sito, tuttavia si ritiene plausibile, visti i risultati delle prove penetrometriche, assegnare una categoria di terreno di tipo C al sito.

In fase di sviluppo di progetto esecutivo di miglioramento degli edifici si dovrà procedere ad una campagna di prove in sito necessaria per una più corretta zonizzazione sismica dei luoghi e per la determinazione della categoria di suolo in modo più idoneo.

13 MODELLAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI PROGETTAZIONE

Per lo studio dinamico delle parti strutturali si è utilizzato un unico software di calcolo agli elementi finiti Pro-Sap. Si riportano di seguito le informazioni sul software.

13.1 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI (FEM)

Al fine di riuscire a stimare le sollecitazioni assorbite dagli elementi strutturali si è proceduto alla modellazione tridimensionale dell'opera.

Per la modellazione si è utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti Pro-Sap della 2SI con sede in P.zzetta Schiatti in Ferrara. Il sistema è stato modellato tridimensionalmente in tutte le sue parti.

Per l'analisi degli elementi strutturali si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è eseguita con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale per la valutazione degli effetti sismici sulla struttura è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno ad X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K u = F \quad \text{dove} \quad K = \text{matrice di rigidezza}$$

u = vettore degli spostamenti nodali
 F = vettore delle forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura possono essere:

| | |
|--------------------------------|---|
| Elemento tipo TRUSS | (biella-D2) |
| Elemento tipo BEAM | (trave-D2) |
| Elemento tipo STIFFNESS | (matrice di rigidezza) |
| Elemento tipo SOLAIO | (macro elemento composto da più membrane) |

Nel modello di studio si è fatto ricorso ad elementi:

- Beam per le travi, le colonne ed i cordoli di fondazione.

13.2 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO PRO-SAP

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software Pro-Sap ha consentito di valutarne l'affidabilità e, soprattutto, l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Il software è prodotto dalla 2SI srl con sede in Piazzetta Schiatti – 44100 – Ferrara. Il software è dotato di certificazione di attendibilità. Il produttore del software 2SI ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati

con soluzioni teoriche. E' possibile, anche, reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

13.3 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI DAL SOFTWARE

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consente l'individuazione di errori durante la fase di modellazione; inoltre al termine dell'analisi un ulteriore controllo automatico identifica l'eventuale presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può, pertanto, asserire che l'elaborazione sia corretta e completa; i risultati delle elaborazioni sono stati poi sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati ottenuti da semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

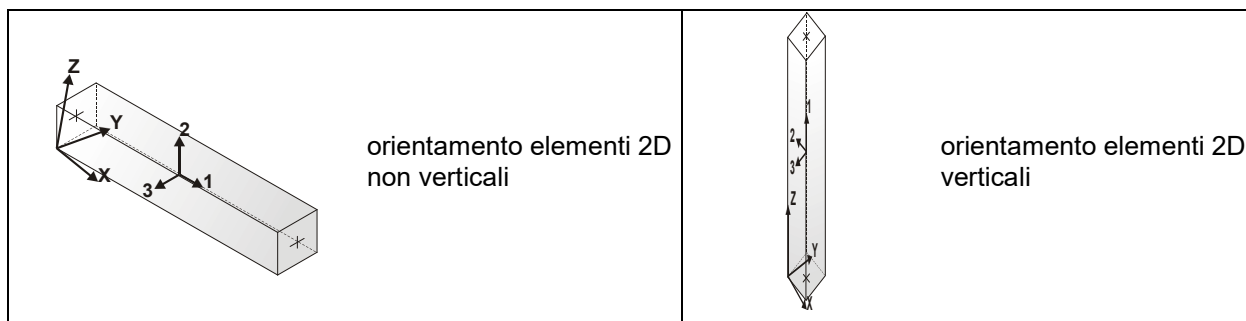
14 MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE

14.1 TABELLA DATI TRAVI

Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi.

Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale.

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

| | |
|-------------------|---|
| Elem. | numero dell'elemento |
| Note | codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa |
| Nodo I (J) | numero del nodo iniziale (finale) |
| Mat. | codice del materiale assegnato all'elemento |
| Sez. | codice della sezione assegnata all'elemento |
| Rotaz. | valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo |

| | |
|-----------------------|--|
| Svincolo I (J) | codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva) |
| Wink V | costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico |
| Wink O | costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale |

15 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

15.1 LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

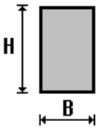
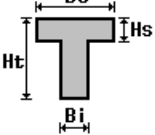
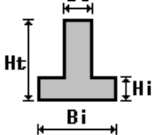
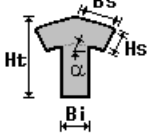
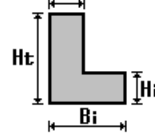
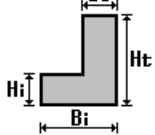
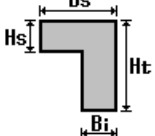
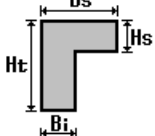
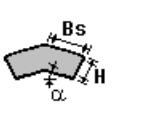
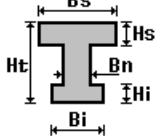
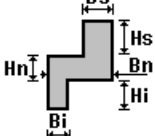
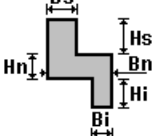
Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

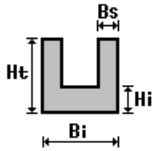
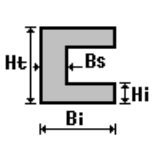
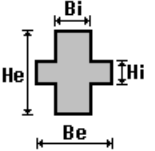
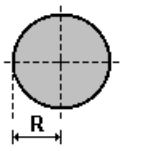
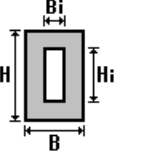
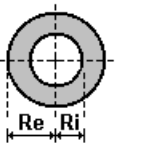
- 1 sezione di tipo generico
- 2 profilati semplici
- 3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

| | |
|--------------|---|
| Area | area della sezione |
| A V2 | area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2) |
| A V3 | area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3) |
| Jt | fattore torsionale di rigidità |
| J2-2 | momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2 |
| J3-3 | momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3 |
| W2-2 | modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2 |
| W3-3 | modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3 |
| Wp2-2 | modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2 |
| Wp3-3 | modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3 |

I dati soprariportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidità degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

| | | | | | |
|---|---|---|---|--|---|
|  rettangolare |  a T |  a T rovescia |  a T di colmo |  a L |  a L specchiata |
|  a L specchiata |  a L rovescia |  a L di colmo |  a doppio T |  a quattro |  a quattro |

| | | | | | |
|---|---|---|--|---|---|
| rovescia | | | | specchiata | |
|  |  |  |  |  |  |
| a U | a C | a croce | circolare | rettangolare cava | circolare cava |

16 ANALISI DEI CARICHI DINAMICI – AZIONI SISMICHE

16.1 PERICOLOSITA' E ZONIZZAZIONE SISMICA

La struttura oggetto di studio ricade nel Comune di Guastalla. Il territorio di tale Comune ricade nella **CATEGORIA SISMICA III**, secondo quanto previsto dalla nuova zonizzazione sismica dei Comuni Italiani di cui all'**ORDINANZA n°3274**.



17 INDICAZIONE SULLA CLASSE D'USO E VITA NOMINALE

17.1 DESTINAZIONE D'USO

L'edificio è attualmente adibito ad ospedale con aree dedicate alle degenze ed aree dedicate ad ambulatori.

17.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 (§ 2.4.2) e ripreso dalla L.R. 39/2010. Le classi d'uso sono definite secondo la tabella sotto riportata:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per tutti gli edifici costituenti il polo ospedaliero si è considerata una **CLASSE D'USO IV**.

17.3 VITA NOMINALE DELL'OPERA

La vita nominale di un'opera V_n è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale per i diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab.2.4.I del D.M. 14/01/2008.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

| TIPI DI COSTRUZIONE | | Vita Nominale V_N (in anni) |
|---------------------|--|----------------------------------|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹ | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

Tutti gli edifici oggetto di studio ha una $V_n \geq 100$ anni.

17.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Per l'edificio oggetto di studio $V_R = 2 \cdot 100 = 200$ anni.

17.5 SISMICITA' DELL'AREA E CATEGORIA DEL SUOLO

In base a quanto riportato nel D.M.14/01/2008 l'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo attribuite all'area in esame.

In tal modo, una volta individuata la categoria di sottosuolo di riferimento (Tab.3.2.II e 3.2.III), si può ricavare l'azione sismica locale.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i> |
| E | <i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i> |

Gli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti verticali ed orizzontali, tengono conto della stratigrafia del sito e della sua classificazione mediante appositi coefficienti S_s e C_c in particolar modo questi coefficienti si assumono pari ad 1 per la categoria di suolo A, mentre per le categorie A,B,C,D,E vanno calcolati mediante le espressioni fornite dalla Tab.3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

| Categoria sottosuolo | S_s | C_c |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_s}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$ |

In base a quanto emerso dalle prove, il suolo sul quale sarà realizzato l'intero intervento può essere classificato, come **CATEGORIA DI SUOLO C**.

17.6 FATTORE DI STRUTTURA q E CLASSE DI DUTTILITA'

Se si considera il sistema dissipativo, gli effetti dell'azione sismica sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ridotto di un fattore di struttura q maggiore dell'unità per tener conto della capacità di dissipazione e di duttilità delle strutture.

Il fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto della non linearità dei materiali. Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

Dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La struttura in esame è considerata poco duttile, pertanto, la classe di duttilità assunta è la **CLASSE B – BASSA DUTTILITA'**.

Il fattore di struttura è stato così assegnato:

Per le strutture oggetto di studio si è assunto un **FATTORE DI STRUTTURA $q=1,50$ PER LE VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI FRAGILI E FATTORE DI STRUTTURA $q=2,54$ O $q=2,72$ PER LE VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DUTILI.**

17.7 TIPOLOGIA DI ANALISI: DINAMICA LINEARE A SPETTRO DI RISPOSTA

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]} \quad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

17.8 SPETTRI DI RISPOSTA

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale. Le componenti di tale azione sono descritti in funzione dell'accelerazione massima e relativo spettro di risposta atteso in superficie.

Gli spettri di risposta si ricavano in funzione dell'accelerazione. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_A considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.10}$$

Per maggiori dettagli sui coefficienti, si rimanda al D.M.14/01/2008 punto 3.2.3.2.1.

Si riportano le tabelle per i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, inoltre si riportano i valori degli spettri assunti nel calcolo strutturale mediante software.

AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

| Categoria sottosuolo | S_s | C_c |
|-------------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$ |

Amplificazione topografica

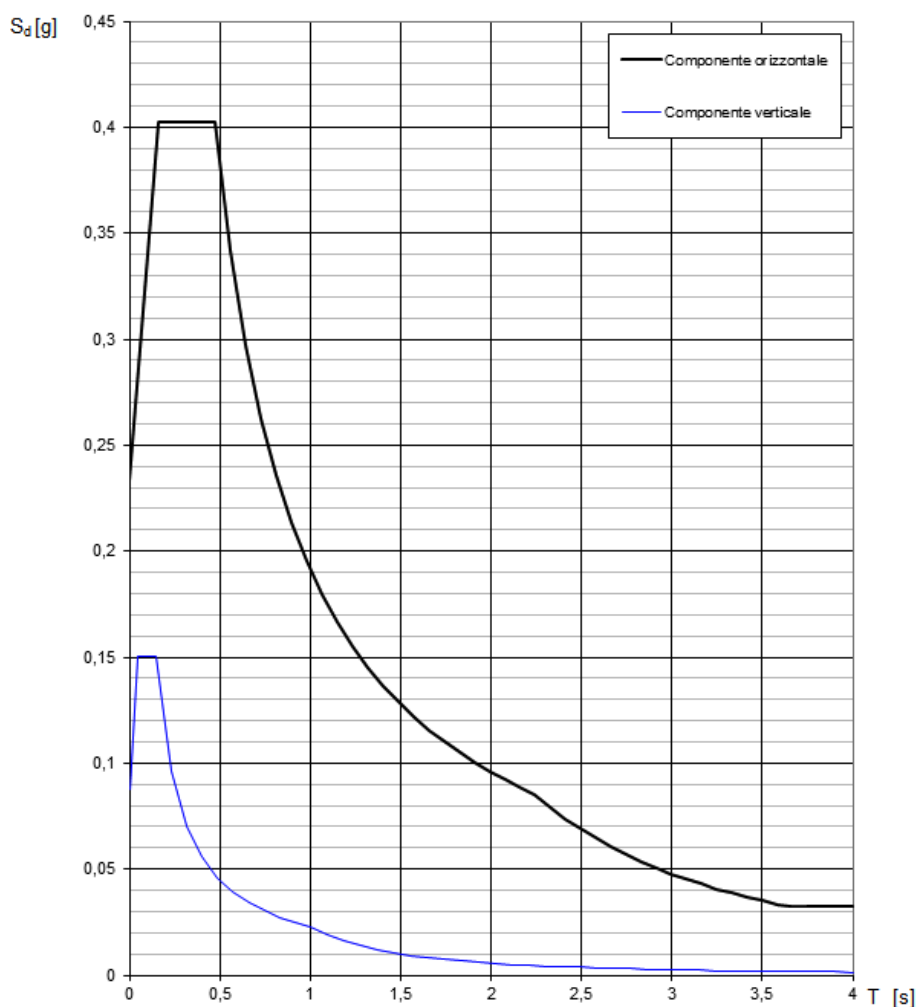
Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|--|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0,161 g |
| F_o | 2,583 |
| T_c | 0,307 s |
| S_s | 1,450 |
| C_c | 1,551 |
| S_T | 1,000 |
| q | 1,500 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1,450 |
| η | 0,667 |
| T_B | 0,159 s |
| T_C | 0,476 s |
| T_D | 2,245 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|------------------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,234 |
| $T_B \leftarrow$ | 0,159 | 0,403 |
| $T_C \leftarrow$ | 0,476 | 0,403 |
| | 0,560 | 0,342 |
| | 0,644 | 0,297 |
| | 0,728 | 0,263 |
| | 0,813 | 0,236 |
| | 0,897 | 0,213 |
| | 0,981 | 0,195 |
| | 1,065 | 0,180 |
| | 1,150 | 0,167 |
| | 1,234 | 0,155 |
| | 1,318 | 0,145 |
| | 1,402 | 0,137 |
| | 1,487 | 0,129 |
| | 1,571 | 0,122 |
| | 1,655 | 0,116 |
| | 1,739 | 0,110 |
| | 1,824 | 0,105 |
| | 1,908 | 0,100 |
| | 1,992 | 0,096 |
| | 2,076 | 0,092 |
| | 2,161 | 0,089 |
| $T_D \leftarrow$ | 2,245 | 0,085 |
| | 2,328 | 0,079 |
| | 2,412 | 0,074 |
| | 2,496 | 0,069 |
| | 2,579 | 0,065 |
| | 2,663 | 0,061 |
| | 2,746 | 0,057 |
| | 2,830 | 0,054 |
| | 2,913 | 0,051 |
| | 2,997 | 0,048 |
| | 3,081 | 0,045 |
| | 3,164 | 0,043 |
| | 3,248 | 0,041 |
| | 3,331 | 0,039 |
| | 3,415 | 0,037 |
| | 3,499 | 0,035 |
| | 3,582 | 0,033 |
| | 3,666 | 0,032 |
| | 3,749 | 0,032 |
| | 3,833 | 0,032 |
| | 3,916 | 0,032 |
| | 4,000 | 0,032 |

L'analisi della costruzione in esame verrà inizialmente condotta considerando una PGA pari al 100% di quella di progetto attesa per il sito secondo quanto previsto dal D.M.14.01.2008. Nel caso in cui si trovassero sezioni non verificate si procederà per tentativi, diminuendo ogni volta la percentuale di accelerazione PGA agente, al fine di individuare quella massima sopportabile dalla struttura.

18 COMBINAZIONI PRINCIPALI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite sono state adottate le seguenti combinazioni alle azioni.

- 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):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

Tenendo conto dei coefficienti di combinazione riportati in tabella:

Tabella 2.5.1 – 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.

N.B. è stata eseguita in prima stesura un'analisi sismica di tipo dinamico modale, ma vista la conformazione dell'edificio non si è riuscito a raggiungere un grado di eccitazione delle masse pari ad almeno 85% pur inserendo un numero superiore a 400 modi di vibrare. Si è, pertanto, ritenuto opportuno eseguire un'analisi statica equivalente.

| CDC | Tipo | Sigla Id | Note |
|-----|------|--|---|
| 1 | Ggk | CDC=Ggk (peso proprio della struttura) | |
| 2 | Gk | CDC=G1k Tamponamenti | D2 :da 27 a 31 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 36 a 56 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 67 a 73 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 76 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 82 a 90 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 94 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 101 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 103 a 105 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 107 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 141 a 142 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 144 a 148 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 153 a 157 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 182 a 187 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 191 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 193 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 195 a 196 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 203 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 213 a 216 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 258 a 259 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 273 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 279 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 281 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 286 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 321 a 322 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 324 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 327 a 329 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 340 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 348 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 356 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 358 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 391 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 395 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 432 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 447 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 456 a 463 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 465 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 469 a 471 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 473 a 475 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 477 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 479 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 484 a 485 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 487 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 497 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 500 a 501 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 504 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 525 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 527 a 528 Azione : tamponamento 1115 |

| CDC | Tipo | Sigla Id | Note |
|-----|------|---|--|
| | | | D2 : 547 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 556 a 560 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 564 a 565 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 567 a 568 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 571 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 573 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 581 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 602 a 603 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 626 a 635 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 637 a 638 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 644 a 647 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 650 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 653 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 656 a 660 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 664 a 665 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 667 a 668 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 671 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 673 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 681 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 702 a 703 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 726 a 735 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 737 a 738 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 :da 744 a 747 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 750 Azione : tamponamento 1115 |
| | | | D2 : 753 Azione : tamponamento 1115 |
| 3 | Gsk | CDC=G1sk permanente solai-coperture | |
| 4 | Qsk | CDC=Qsk variabile solai piano | |
| 5 | Qsk | CDC=Qsk variabile solai sottotetto | |
| 6 | Qnk | CDC=Qnk (carico da neve) | |
| 7 | Qsk | CDC=Qsk (variabile solai) ascensori | |
| 8 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +) | partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) |
| | | | partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1k Tamponamenti |
| | | | partecipazione:1.00 per 3 CDC=G1sk permanente solai-coperture |
| | | | partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk variabile solai piano |
| | | | partecipazione:1.00 per 5 CDC=Qsk variabile solai sottotetto |
| | | | partecipazione:1.00 per 6 CDC=Qnk (carico da neve) |
| | | | partecipazione:1.00 per 7 CDC=Qsk (variabile solai) ascensori |
| 9 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -) | come precedente CDC sismico |
| 10 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +) | come precedente CDC sismico |
| 11 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -) | come precedente CDC sismico |
| 12 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +) | come precedente CDC sismico |
| 13 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -) | come precedente CDC sismico |
| 14 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +) | come precedente CDC sismico |
| 15 | Edk | CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -) | come precedente CDC sismico |

| Cmb | Tipo | Sigla Id |
|-----|------|-----------------|
| 1 | SLU | Comb. SLU A1 1 |
| 2 | SLU | Comb. SLU A1 2 |
| 3 | SLU | Comb. SLU A1 3 |
| 4 | SLU | Comb. SLU A1 4 |
| 5 | SLU | Comb. SLU A1 5 |
| 6 | SLU | Comb. SLU A1 6 |
| 7 | SLU | Comb. SLU A1 7 |
| 8 | SLU | Comb. SLU A1 8 |
| 9 | SLU | Comb. SLU A1 9 |
| 10 | SLU | Comb. SLU A1 10 |
| 11 | SLU | Comb. SLU A1 11 |
| 12 | SLU | Comb. SLU A1 12 |
| 13 | SLU | Comb. SLU A1 13 |
| 14 | SLU | Comb. SLU A1 14 |
| 15 | SLU | Comb. SLU A1 15 |
| 16 | SLU | Comb. SLU A1 16 |
| 17 | SLU | Comb. SLU A1 17 |
| 18 | SLU | Comb. SLU A1 18 |
| 19 | SLU | Comb. SLU A1 19 |
| 20 | SLU | Comb. SLU A1 20 |
| 21 | SLU | Comb. SLU A1 21 |
| 22 | SLU | Comb. SLU A1 22 |
| 23 | SLU | Comb. SLU A1 23 |
| 24 | SLU | Comb. SLU A1 24 |
| 25 | SLU | Comb. SLU A1 25 |

| Cmb | Tipo | Sigla Id |
|-----|----------|--------------------------------|
| 26 | SLU | Comb. SLU A1 26 |
| 27 | SLU | Comb. SLU A1 27 |
| 28 | SLU | Comb. SLU A1 28 |
| 29 | SLU | Comb. SLU A1 29 |
| 30 | SLU | Comb. SLU A1 30 |
| 31 | SLU | Comb. SLU A1 31 |
| 32 | SLU | Comb. SLU A1 32 |
| 33 | SLU | Comb. SLU A1 33 |
| 34 | SLU | Comb. SLU A1 34 |
| 35 | SLU | Comb. SLU A1 35 |
| 36 | SLU | Comb. SLU A1 36 |
| 37 | SLU | Comb. SLU A1 37 |
| 38 | SLU | Comb. SLU A1 38 |
| 39 | SLU | Comb. SLU A1 39 |
| 40 | SLU | Comb. SLU A1 40 |
| 41 | SLU | Comb. SLU A1 41 |
| 42 | SLU | Comb. SLU A1 42 |
| 43 | SLU | Comb. SLU A1 43 |
| 44 | SLU | Comb. SLU A1 44 |
| 45 | SLU | Comb. SLU A1 45 |
| 46 | SLU | Comb. SLU A1 46 |
| 47 | SLU | Comb. SLU A1 47 |
| 48 | SLU | Comb. SLU A1 48 |
| 49 | SLU | Comb. SLU A1 49 |
| 50 | SLU | Comb. SLU A1 50 |
| 51 | SLU | Comb. SLU A1 51 |
| 52 | SLU | Comb. SLU A1 52 |
| 53 | SLU | Comb. SLU A1 53 |
| 54 | SLU | Comb. SLU A1 54 |
| 55 | SLU | Comb. SLU A1 55 |
| 56 | SLU | Comb. SLU A1 56 |
| 57 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 57 |
| 58 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 58 |
| 59 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 59 |
| 60 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 60 |
| 61 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 61 |
| 62 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 62 |
| 63 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 63 |
| 64 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 64 |
| 65 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 65 |
| 66 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 66 |
| 67 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 67 |
| 68 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 68 |
| 69 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 69 |
| 70 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 70 |
| 71 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 71 |
| 72 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 72 |
| 73 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 73 |
| 74 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 74 |
| 75 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 75 |
| 76 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 76 |
| 77 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 77 |
| 78 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 78 |
| 79 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 79 |
| 80 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 80 |
| 81 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 81 |
| 82 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 82 |
| 83 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 83 |
| 84 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 84 |
| 85 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 85 |
| 86 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 86 |
| 87 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 87 |
| 88 | SLU | Comb. SLU A1 (SLV sism.) 88 |
| 89 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 89 |
| 90 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 90 |
| 91 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 91 |
| 92 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 92 |
| 93 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 93 |
| 94 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 94 |
| 95 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 95 |
| 96 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 96 |
| 97 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 97 |

| Cmb | Tipo | Sigla Id |
|-----|----------|---------------------------------|
| 98 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 98 |
| 99 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 99 |
| 100 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 100 |
| 101 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 101 |
| 102 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 102 |
| 103 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 103 |
| 104 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 104 |
| 105 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 105 |
| 106 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 106 |
| 107 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 107 |
| 108 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 108 |
| 109 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 109 |
| 110 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 110 |
| 111 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 111 |
| 112 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 112 |
| 113 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 113 |
| 114 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 114 |
| 115 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 115 |
| 116 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 116 |
| 117 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 117 |
| 118 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 118 |
| 119 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 119 |
| 120 | SLD(sis) | Comb. SLE (SLD Danno sism.) 120 |

| Cmb | CDC 1/15... | CDC 2/16... | CDC 3/17... | CDC 4/18... | CDC 5/19... | CDC 6/20... | CDC 7/21... | CDC 8/22... | CDC 9/23... | CDC 10/24... | CDC 11/25... | CDC 12/26... | CDC 13/27... | CDC 14/28... |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 1 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 7 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.0 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 8 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.50 | 0.0 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 9 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 10 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 11 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 12 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 13 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 14 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 15 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.0 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 16 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 0.0 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 17 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 18 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 19 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 1.50 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 20 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 1.50 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 21 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 22 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

| Cmb | CDC 1/15... | CDC 2/16... | CDC 3/17... | CDC 4/18... | CDC 5/19... | CDC 6/20... | CDC 7/21... | CDC 8/22... | CDC 9/23... | CDC 10/24... | CDC 11/25... | CDC 12/26... | CDC 13/27... | CDC 14/28... |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 23 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 24 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 26 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 1.50 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 27 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 1.50 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 28 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 1.50 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 29 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 1.50 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 32 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 1.50 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 33 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 35 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 36 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 37 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 38 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.50 | 0.0 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 39 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.50 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 40 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 1.50 | 0.75 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 41 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 42 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 43 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 44 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 1.50 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 45 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 46 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 47 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 48 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 1.50 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 49 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 50 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 0.0 | 0.0 | 0.75 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 51 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 52 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.05 | 0.0 | 0.75 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 53 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 54 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.75 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 55 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 56 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.05 | 0.0 | 0.75 | 1.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 57 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -1.00 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |

| Cmb | CDC 1/15... | CDC 2/16... | CDC 3/17... | CDC 4/18... | CDC 5/19... | CDC 6/20... | CDC 7/21... | CDC 8/22... | CDC 9/23... | CDC 10/24... | CDC 11/25... | CDC 12/26... | CDC 13/27... | CDC 14/28... |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 58 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -1.00 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 59 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 1.00 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 60 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 1.00 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 61 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 62 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 63 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 64 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 65 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -1.00 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 66 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -1.00 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 67 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 1.00 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 68 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 1.00 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 69 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 71 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 72 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 73 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -0.30 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 74 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -0.30 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 75 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.30 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 76 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.30 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 77 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -0.30 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 78 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -0.30 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 79 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.30 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 80 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.30 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 81 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 82 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | -0.30 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 83 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 84 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.30 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 85 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 86 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 87 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 88 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 89 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | -0.30 | |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 90 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.30 | |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 91 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | -0.30 | |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 92 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.30 | |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 93 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 | |

| Cmb | CDC 1/15... | CDC 2/16... | CDC 3/17... | CDC 4/18... | CDC 5/19... | CDC 6/20... | CDC 7/21... | CDC 8/22... | CDC 9/23... | CDC 10/24... | CDC 11/25... | CDC 12/26... | CDC 13/27... | CDC 14/28... |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | -0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 94 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 95 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 |
| | -0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 96 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 | 0.0 |
| | 0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 97 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | -0.30 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 98 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.30 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | -0.30 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 100 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.30 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 101 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 |
| | -0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 102 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -1.00 | 0.0 |
| | 0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 103 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 |
| | -0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 104 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.00 | 0.0 |
| | 0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 105 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | -1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 106 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 107 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | -1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 108 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 109 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | -1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 110 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 111 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | -1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 112 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 1.00 |
| | 0.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 113 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 |
| | -1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 114 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 | 0.0 |
| | 1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 115 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 |
| | -1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 116 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 | 0.0 |
| | 1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 117 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 |
| | -1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 118 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -0.30 | 0.0 |
| | 1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 119 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 |
| | -1.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 120 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.60 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.30 | 0.0 |
| | 1.00 | | | | | | | | | | | | | |

Si riportano nel CD ALLEGATO i valori delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

19 VINCOLI ESTERNI PER TUTTI GLI EDIFICI

19.1 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI

- I pilastri sono stati considerati incastrati alla base;
- Le travi in c.a. sono state considerate incastrate ai pilastri;
- Nel dimensionamento degli elementi non si è tenuto conto della gerarchia delle resistenze in quanto non prevista dalle normative attualmente in vigore per edifici esistenti;
- Nel dimensionamento degli elementi non si è tenuto conto dell'instabilità locale dovuta agli effetti del secondo ordine in quanto i parametri di valutazione dell'effetto P-delta sono trascurabili;
- I solai in latero cemento e con getti collaboranti sono considerati infinitamente rigidi nel piano;

20 ANALISI DEI CARICHI STATICI AGENTI SULLE STRUTTURE

20.1 CARICHI SUI SOLAI

- | | | |
|-------------------------------|--------------|------------------------|
| - Peso proprio più permanenti | 560 kg/m^2 | da progetto dell'epoca |
| - Carico Accidentale | 300 kg/m^2 | |

| | | |
|--------|--------------|--|
| TOTALE | 860 kg/m^2 | |
|--------|--------------|--|

20.2 CARICHI SOLAIO COPERTURA

- | | | |
|-------------------------------|--------------|------------------------|
| - Peso proprio più permanenti | 200 kg/m^2 | da progetto dell'epoca |
| - Carichi accidentali (neve) | 150 kg/m^2 | |

| | | |
|--------|--------------|--|
| TOTALE | 350 kg/m^2 | |
|--------|--------------|--|

20.3 CARICHI MURI DI TAMPONAMENTO

- | | | |
|-------------------------------|-----------|--|
| - Peso proprio più permanenti | 1150 Kg/m | |
|-------------------------------|-----------|--|

21 ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO A1

Dalla relazione di verifica di vulnerabilità di secondo livello redatta dall'Ing. Piero Praitoni è emerso che il corpo A1 riesce a raggiungere al massimo i seguenti livelli di sicurezza:

N.B: Nella relazione di verifica di secondo livello il corpo A2 corrisponde con il Corpo A1 dello studio di fattibilità.

| TIPO DI VERIFICA | LIVELLO DI SICUREZZA |
|-----------------------------|----------------------|
| MECCANISMI DUTTILI TRAVI | 40% DELLA PGA |
| MECCANISMI DUTTILI PILASTRI | 17% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI TRAVI | 10% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI PILASTRI | 20% DELLA PGA |

In sintesi il corpo A1 così come si presenta rischia di andare in crisi per rotture fragili con un'azione sismica pari al 10% della PGA attesa in quel sito per un edificio di nuova costruzione.

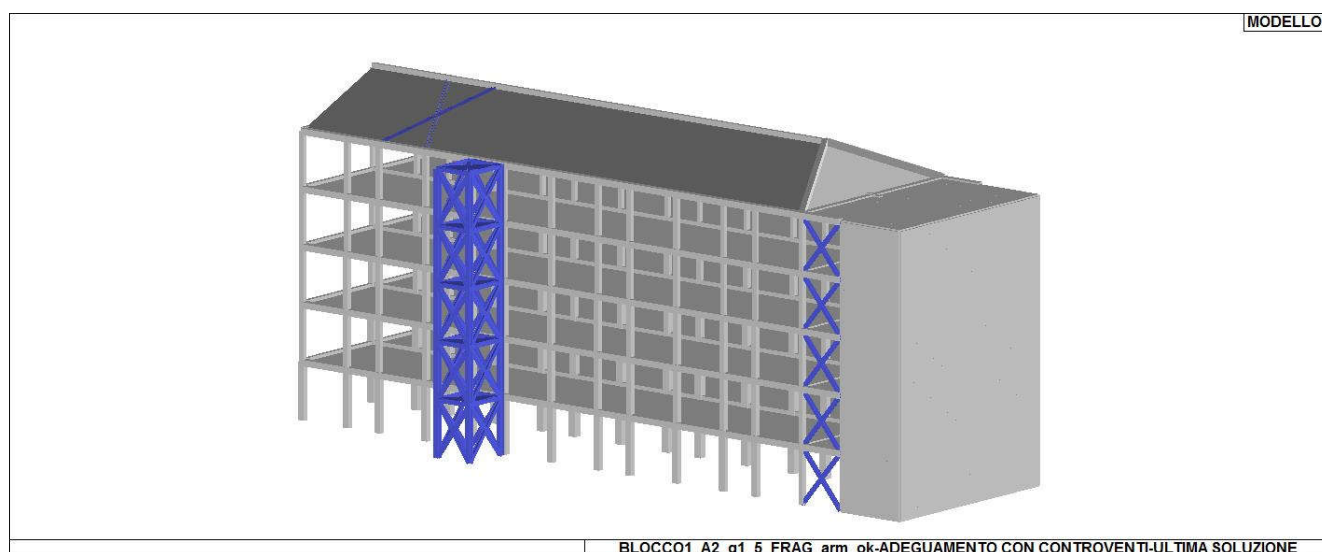
Visto il valore così basso di sicurezza si è ipotizzato di eseguire degli interventi sull'edificio che possano aumentare il grado di sicurezza e portarlo almeno al 60% della PGA attesa per un edificio di nuova costruzione.

Per far ciò nel caso dell'edificio A1 si è scelto di:

- 1) Collegare l'edificio alle pareti del vano scala in c.a. esterno, mediante dei collegamenti di piano in c.a. e dei controventi di parete posizionati perpendicolarmente al vano scala;
- 2) Inserire due torri di controventamento in acciaio nei lati lunghi dell'edificio, da collegare all'edificio e da solidarizzare tra di loro mediante cavi post-compressi passanti in prossimità dell'intradosso dei solai;
- 3) Rinforzare mediante placcatura e cerchiatura metallica i pilastri del sottotetto;
- 4) Collegare i travetti del sottotetto alle travi principali mediante angolari metallici;
- 5) Consolidare il vano scala esterno in c.a. mediante allargamento della platea di fondazione e inserimento di micropali o pali che evitino ulteriori cedimenti differenziali. Anche al di sotto delle torri di controventamento saranno posizionati dei micropali;

In fase di progettazione esecutiva, previa la realizzazione di specifiche prove di laboratorio in sito si dovrà valutare la necessità di rinforzare le pareti del vano scala esterno e si dovrà valutare il rinforzo o il ringrosso dei pilastri in c.a. sui quali verranno collegate le torri di controventamento.

22 MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO A1



23 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO A1

In prima battuta è stata svolta un'analisi sismica di tipo dinamico a spettro di risposta. Tuttavia, non essendo riusciti con tale tipo di analisi ad eccitare più dell'85% delle masse, pur avendo studiato più di 400 modi di vibrare, si è ritenuto più opportuno eseguire un'analisi statica equivalente. Le combinazioni sismiche tengono conto anche dell'eccentricità aggiuntiva dovuta ad una distribuzione casuale delle masse.

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

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

$$1 \quad G_1 + 1 \quad G_2 + 0,6 \quad Q_k + E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

In linea di principio sono stati assunti:

G_1 = pesi propri delle strutture

G_2 = carichi permanenti

Q_k = carichi accidentali

I valori di tali carichi sono stati ampiamente illustrati nei paragrafi precedenti.

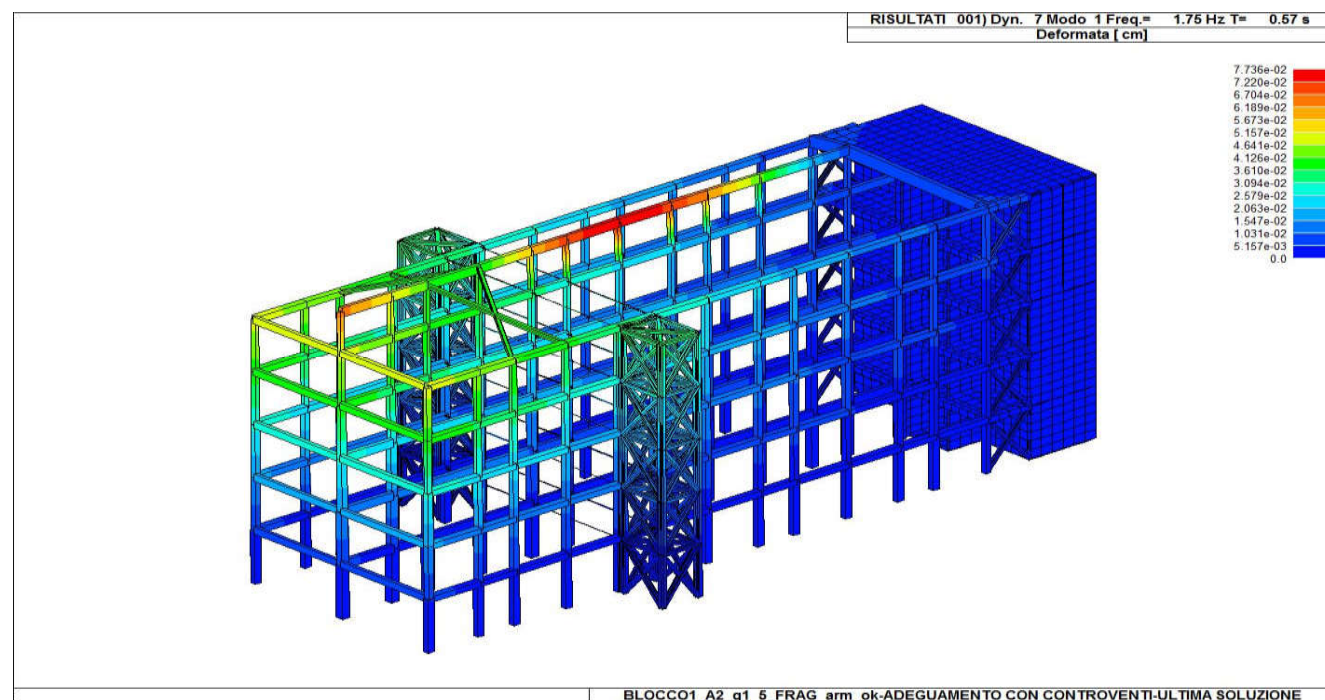
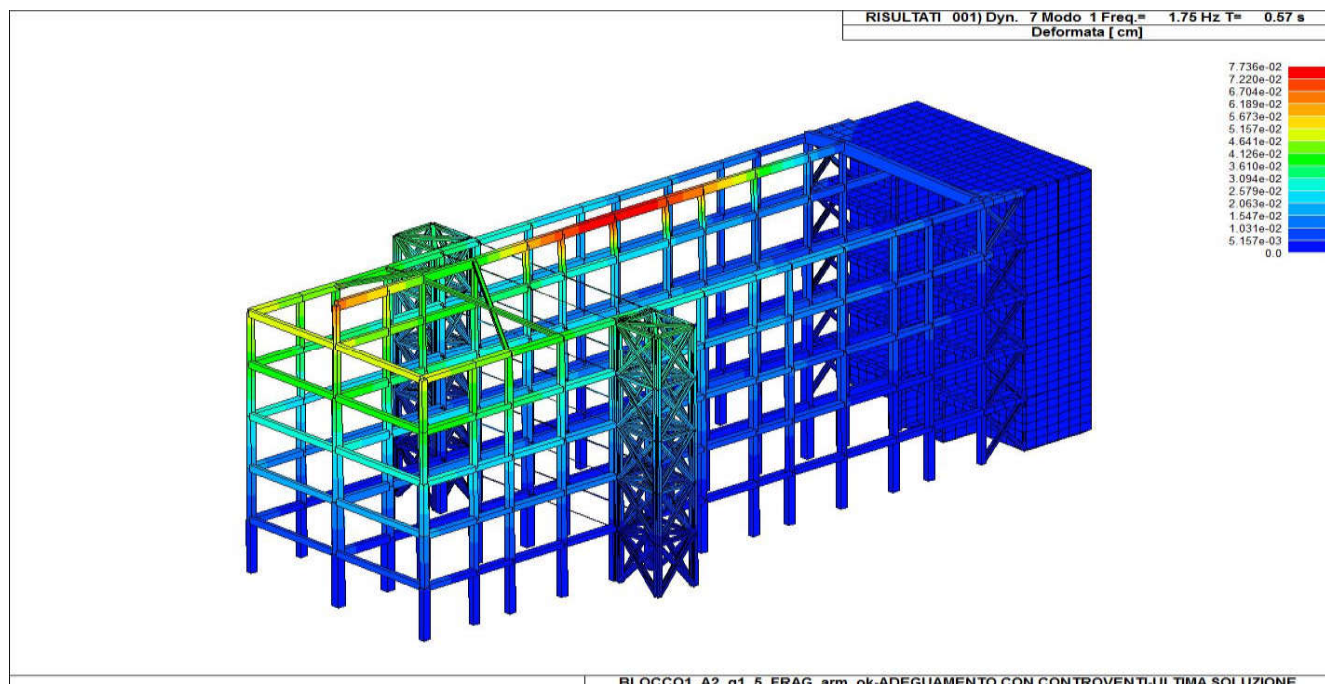
Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti ecc.) sono combinati successivamente tenendo conto della contemporanea interazione tra il sisma interamente agente in una direzione ed una quota parte di esso agente nell'altra direzione, secondo l'espressione:

$$1,00 \quad E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni principali sulle parti strutturali. I calcoli e le verifiche realizzati mediante software sono riportate nel **CD ALLEGATO**. Per l'analisi sismica e per la definizione degli spettri di risposta, sono stati definiti diversi parametri, illustrati nei paragrafi precedenti. E' stata eseguita un'analisi statica equivalente per i motivi precedentemente illustrati, tuttavia, si riportano di seguito le deformazioni modali ottenute con l'analisi dinamica modale a spettro di risposta.

23.1 DEFORMATE MODALI PRINCIPALI

Si riportano le principali deformate per i primi modi di vibrare della struttura.



24 PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA

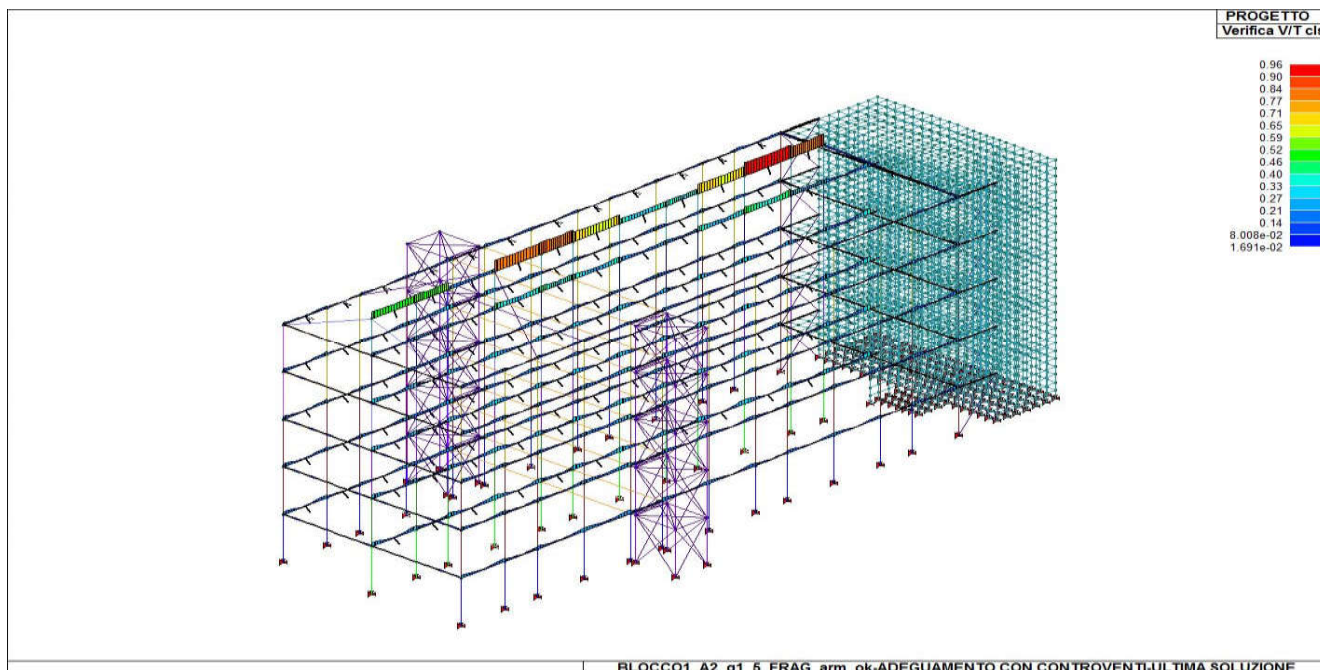
Di seguito si riporteranno le verifiche del corpo A1 con la disposizione degli elementi di miglioramento (collegamento del vano scala in c.a. esterno, tetti di controventamento ecc.). Saranno verificati gli elementi strutturali principali sotto un'azione sismica pari al 60% della PGA massima prevista per il sito in esame dal D.M.14/01/2008. Le verifiche sono eseguite in automatico dal software di calcolo PRO-SAP. Per una più agevole lettura dei risultati delle verifiche si è scelto di riportare, nei paragrafi successivi, i risultati in modo grafico, mediante mappatura di colore, riportando nell'allegato le verifiche analitiche. Si riportano alcune note riguardanti le considerazioni fatte durante l'esecuzione delle verifiche:

- 1) sono stati verificati in modo dettagliato gli elementi principali, il cui collasso comprometterebbe in modo drammatico la struttura, quindi i pilastri e le travi;
- 2) le verifiche eseguite dal software tengono conto dell'armatura reale presente nei pilastri e ricavata o dai rilievi o dagli elaborati progettuali. Nel caso in cui i rilievi abbiano evidenziato la presenza di armatura minore rispetto a quella prevista negli elaborati progettuali si è adottata l'armatura minore delle due;
- 3) le verifiche tengono conto della riduzione delle resistenze dei materiali in funzione del coefficiente di confidenza.

25 VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – $Q = 1,5$ – PGA 60% - CORPO A1

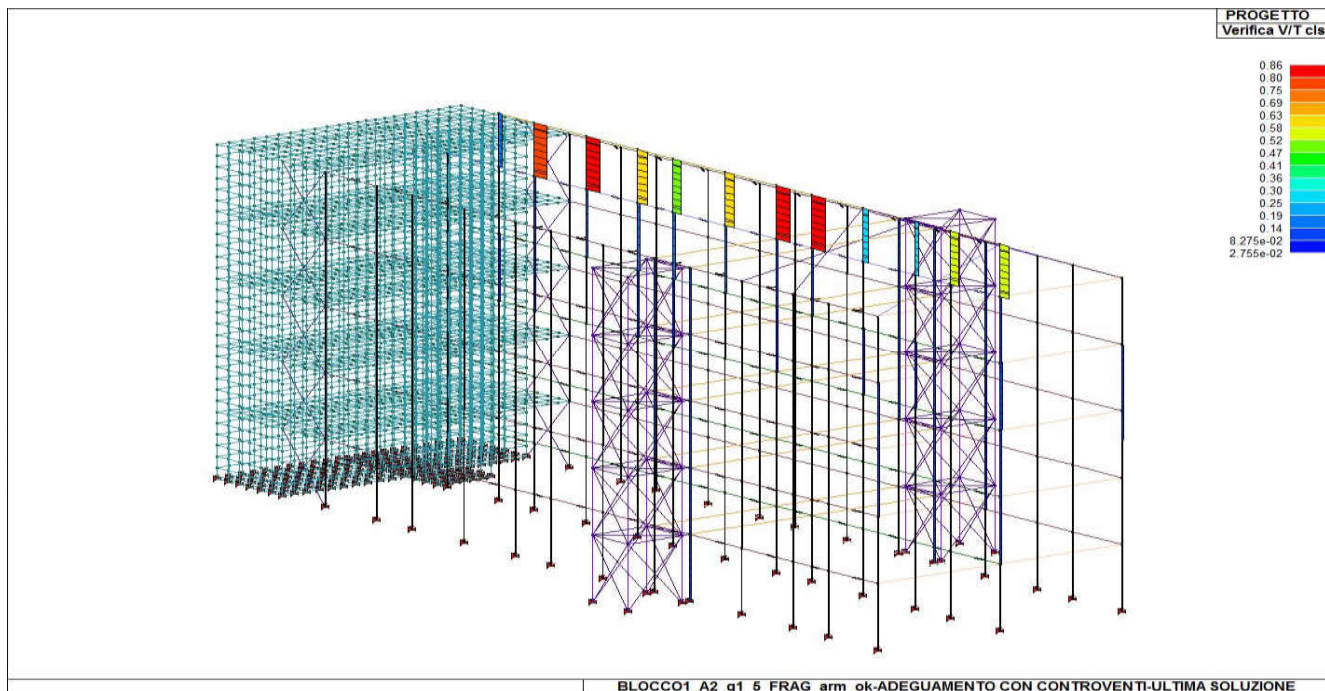
25.1 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



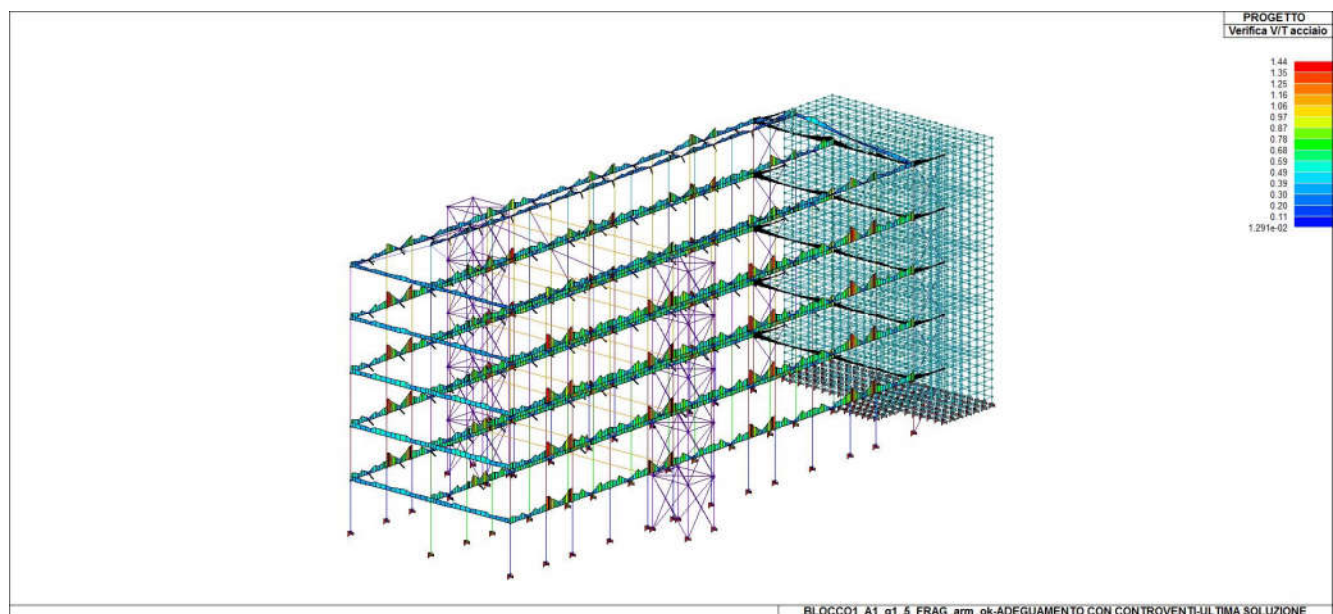
25.2 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



25.3 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.



Si evince che in prossimità dei nodi in alcune travi il valore la verifica non risulta pienamente verificata.

Si ritiene che tali valori possono ridursi facilmente migliorando la modellazione per esempio modellando il sistema fondazionale corretto con le effettive rigidezze e gli effettivi gradi di vincolo. Tale approccio è da

consigliardi in fase di progettazione esecutiva. In merito alle verifiche a taglio degli edifici esistenti è inoltre diffusa l'interpretazione della normativa che tende a considerare la somma dei contributi delle resistenze dell'acciaio e del calcestruzzo per le verifiche agli SLU.

25.4 NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO

Per le costruzioni esistenti la Circolare specifica che la resistenza a taglio di una sezione di cls può essere assunta come somma dei contributi dovuti alla resistenza al taglio del solo cls più il contributo delle armature trasversali e dello sforzo normale.

$$V_u = V_c + V_n + V_s$$

$$V_c = 0.8 A_c \cdot k \sqrt{f_c}$$

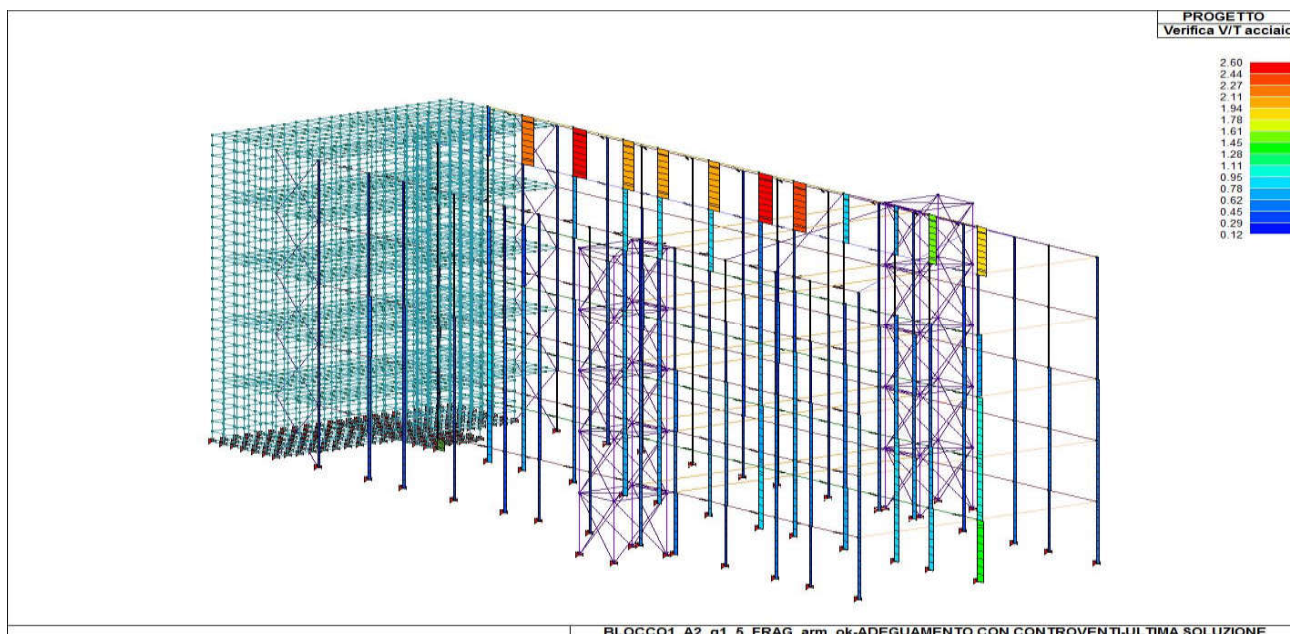
$$V_n = N \frac{h - x}{2 L_s}$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot z$$

Il valore della resistenza al taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma = 1,25$

25.5 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.

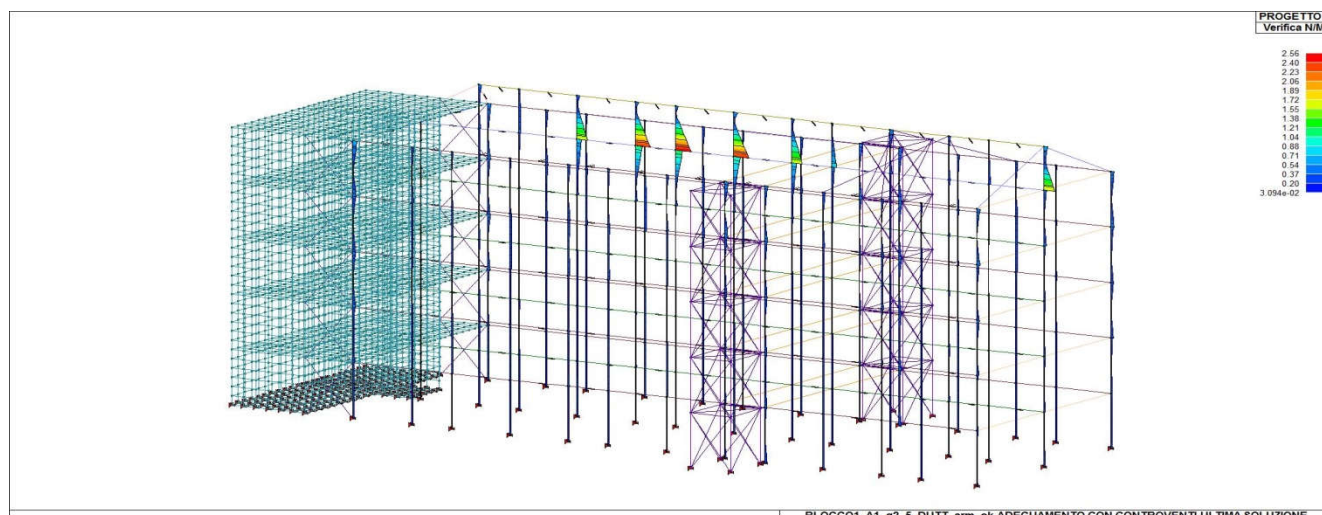


N.B.: La verifica di alcuni pilastri non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

26 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – Q = 2,54 – PGA 60% - CORPO A1

26.1 VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE

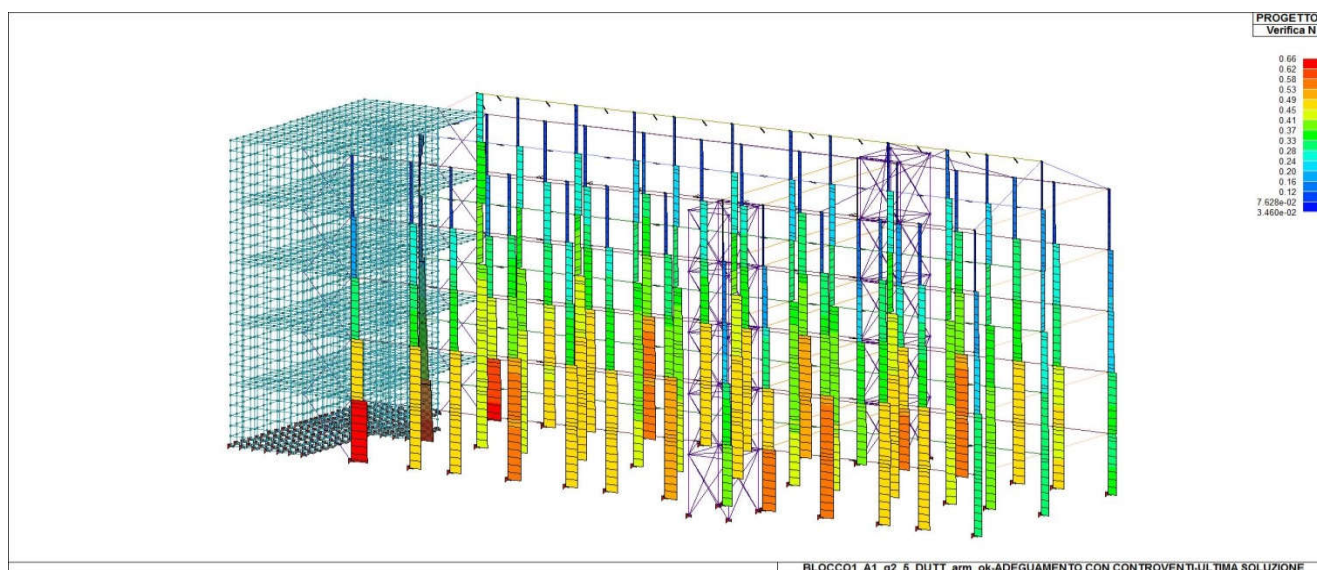
Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione dei pilastri. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore.



N.B.: La verifica di alcuni pilastri del sottotetto non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

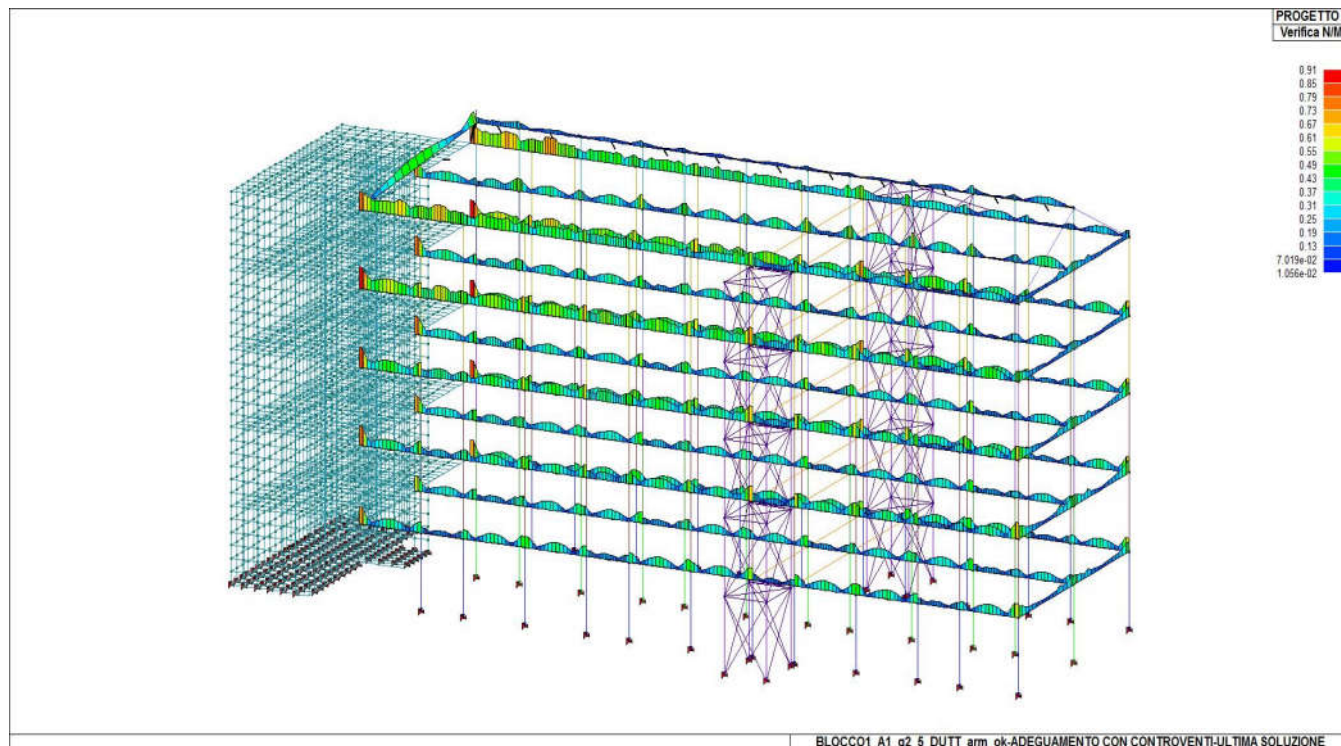
26.2 VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI

Si riporta la verifica delle sezioni considerando la pressione massima dovuta allo sforzo normale agente sulla sezione di calcestruzzo, senza considerare il contributo dell'acciaio. La sollecitazione non deve eccedere del 65% la resistenza massima a compressione della sezione di solo cls. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva.



26.3 VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE

Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione delle travi. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore, i risultati della verifica.



N.B.: In questa fase si e' omessa la verifica delle pareti in c.a. perche' non e' nota l'armatura presente in tali elementi. in fase esecutiva, previa realizzazione di prove specifiche in situ si verificheranno anche i setti in c.a. e si valuterà l'eventuale loro rinforzo.

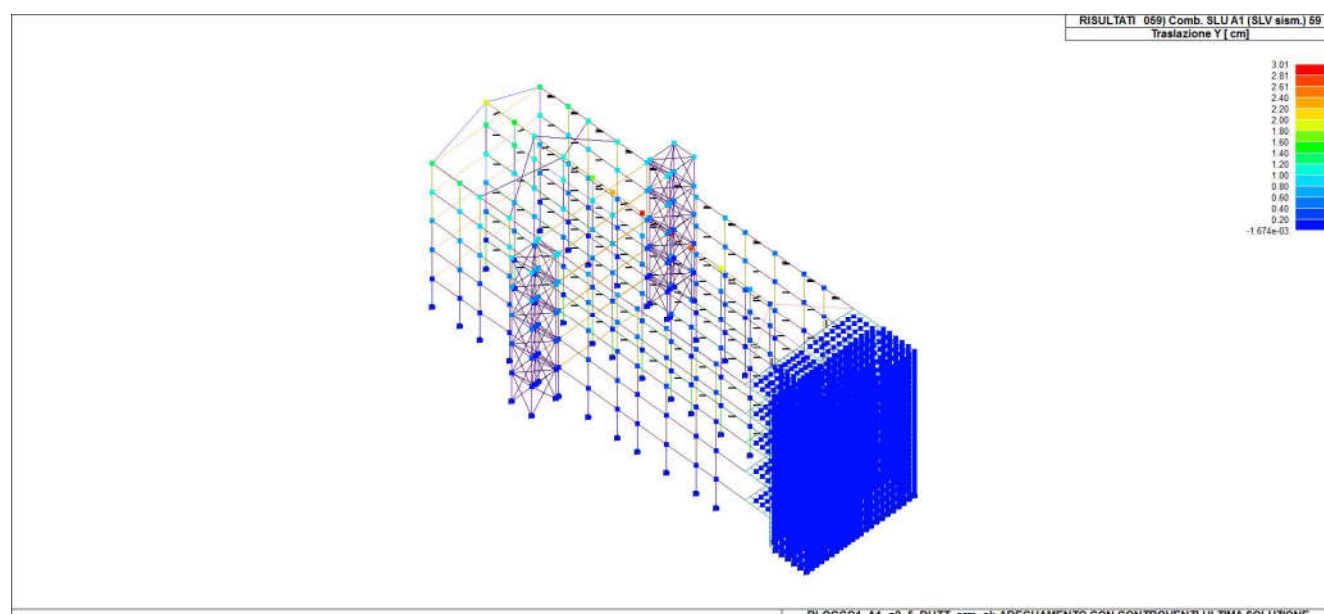
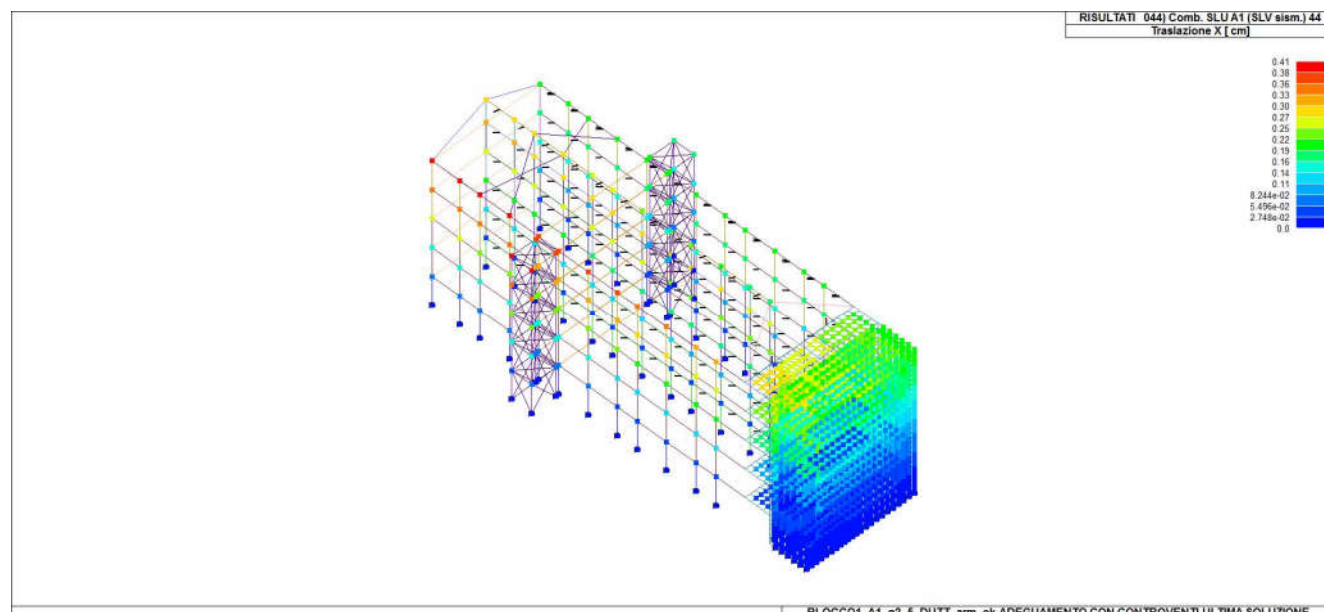
Per quello che riguarda le nuove opere di miglioramento (torri di controventamento in c.a e cerchiature dei pilastri) in fase esecutiva questi elementi di nuova realizzazione saranno verificati con il D.M.14.01.2008.

27 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO A1

Nella direzione perpendicolare al giunto la traslazione max allo SLV è di $0,41 \times 2,54 = 1,04 \text{ cm}$

Nella direzione parallela al giunto in corrispondenza della parete di confine la traslazione massima (asse y) è pari a $1,6 \times 2,54 = 4,06 \text{ cm}$.

Tali deformate in caso di sisma sono del tutto compatibili con le dimensioni del giunto tanto da escludere fenomeni di martellamento.



28 SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO A1

Le verifiche precedenti sono state condotte considerando un'azione sismica da normativa pari al 60% di quella adottata per lo stesso sito per una costruzione ex-novo e considerando di attuare nell'edificio gli interventi già citati che possano ridurre la vulnerabilità sismica (nuclei di controventamento in acciaio, collegamento del vano scala esterno in c.a. con l'edificio, rinforzo con incamiciamento dei pilastri del sottotetto).

Rispetto alla verifica di vulnerabilità di secondo livello, si può dedurre che con l'introduzione dei nuclei di controventamento esterno e con la connessione dell'edificio con il vano scale in c.a. esistente esterno, si riduce drasticamente il numero di elementi strutturali (travi e pilastri) da rinforzare.

Le verifiche degli elementi strutturali eseguite variando la percentuale di accelerazione sismica, hanno dato i seguenti risultati:

| ESITO VERIFICA ELEMENTI CON SISMA 60% PGA | |
|---|------------------------------------|
| ELEMENTO STRUTTURALE PRINCIPALE | ESITO VERIFICA |
| PILASTRI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO |
| PARETI IN C.A. | DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA |
| TRAVI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO CON AFFINAMENTO ANALISI |
| PILASTRI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |
| TRAVI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO |

29 CONCLUSIONI – CORPO A1

Dal punto di vista prettamente analitico, l'edificio studiato, attualmente, è in grado di sopportare le azioni sismiche dovute ad un sisma pari al:

- **10%** di quello di progetto per una nuova costruzione previsto dal D.M.14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;

Superati questi valori alcuni elementi cominciano ad andare in crisi; ciò non toglie però che gli edifici possano avere qualche risorsa di resistenza in più rispetto quelle evidenziate nell'analisi strutturale teorica.

Per aumentare l'indice di vulnerabilità dell'edificio fino a portarlo almeno al 60% della PGA di un edificio di nuova costruzione si dovranno eseguire i seguenti interventi:

- 1) Collegare l'edificio alle pareti del vano scale in c.a. esterno, mediante dei collegamenti di piano in c.a. e dei controventi di parete posizionati perpendicolarmente al vano scala;
- 2) Inserire due torri di controventamento in acciaio nei lati lunghi dell'edificio, da collegare all'edificio e da solidarizzare tra di loro mediante cavi post-compressi passanti in prossimità dell'intradosso dei solai;
- 3) Rinforzare mediante flaccatura e cerchiatura metallica i pilastri del sottotetto;
- 4) Collegare i travetti del sottotetto alle travi principali mediante angolari metallici;

- Si riporta di seguito uno schema sintetico degli interventi.



30 ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60PGA - CORPO A2

Dalla relazione di verifica di vulnerabilità di secondo livello redatta dall'Ing. Piero Praitoni è emerso che il corpo A2 si comporta come il corpo A1 e riesce a raggiungere al massimo i seguenti livelli di sicurezza:

N.B: Nella relazione di verifica di secondo livello il corpo A2 corrisponde con il Corpo A1 dello studio di fattibilità.

| TIPO DI VERIFICA | LIVELLO DI SICUREZZA |
|-----------------------------|----------------------|
| MECCANISMI DUTTILI TRAVI | 40% DELLA PGA |
| MECCANISMI DUTTILI PILASTRI | 17% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI TRAVI | 10% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI PILASTRI | 20% DELLA PGA |

In sintesi il corpo A2 così come si presenta rischia di andare in crisi per rotture fragili con un'azione sismica pari al 10% della PGA attesa in quel sito per un edificio di nuova costruzione.

Visto il valore così basso di sicurezza si è ipotizzato di eseguire degli interventi sull'edificio che possano aumentare il grado di sicurezza e portarlo almeno al 60% della PGA attesa per un edificio di nuova costruzione.

Per far ciò nel caso dell'edificio A2 si è scelto di:

- 1) Realizzare al posto della scala esterna in acciaio una scala esterna in c.a del tutto simile a quella del corpo A1 e si è scelto di collegare l'edificio alle pareti del vano scale di nuova realizzazione mediante dei collegamenti di piano in c.a. e dei controventi di parete posizionati perpendicolarmente al vano scala;
- 2) Inserire una torre di controventamento in acciaio su un lato lungo dell'edificio, e di sfruttare la presenza di un vano ascensore in c.a. in prossimità dell'altro lato lungo in modo da ricreare le stesse condizioni di simmetria che si verificano per il corpo A1;
- 3) Rinforzare mediante placcatura e cerchiatura metallica i pilastri del sottotetto;
- 4) Collegare i travetti del sottotetto alle travi principali mediante angolari metallici;

In fase di progettazione esecutiva, previa la realizzazione di specifiche prove di laboratorio in sito si dovrà valutare la necessità di rinforzare le pareti del vano scala interno e si dovrà valutare il rinforzo o il ringrosso dei pilastri in c.a. sui quali verranno collegate le torri di controventamento.

31 PROCEDURE DI VERIFICA DEL CORPO A2 - 60% DI PGA

Per le verifiche degli elementi strutturali del corpo A2 si rimanda alle verifiche eseguite per il corpo A1 visto che con gli interventi di riduzione del rischio sismico ipotizzati (nuovo vano scala esterno in c.a. collegato all'edificio e simmetrico a quello del corpo A1, nuovo nucleo di controventamento in acciaio e solidarizzazione con l'edificio del nucleo in c.a.) si riesce a riproporre una simmetria del tutto simile a quella del corpo A1.

32 SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO A2

Le verifiche precedenti del corpo A2, così come quelle del corpo A1 sono state condotte considerando un'azione sismica da normativa pari al 60% di quella adottata per lo stesso sito per una costruzione ex-novo e considerando di attuare nell'edificio gli interventi già citati che possano ridurre la vulnerabilità sismica (nuovo vano scala esterno in c.a. collegato all'edificio e simmetrico a quello del corpo A1, nuovo nucleo di controventamento in acciaio e solidarizzazione con l'edificio del nucleo in c.a.).

Rispetto alla verifica di vulnerabilità di secondo livello, si può dedurre che con l'introduzione dei nuclei di controventamento esterno e con la connessione dell'edificio con il nuovo vano scale in c.a. che sostituisce il vano scale esistente in acciaio, si riduce drasticamente il numero di elementi strutturali (travi e pilastri) da rinforzare.

Le verifiche degli elementi strutturali eseguite variando la percentuale di accelerazione sismica, hanno dato i seguenti risultati:

| ESITO VERIFICA ELEMENTI CON SISMA 60% PGA | |
|---|------------------------------------|
| ELEMENTO STRUTTURALE PRINCIPALE | ESITO VERIFICA |
| PILASTRI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO |
| PARETI IN C.A. | DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA |
| TRAVI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO CON AFFINAMENTO ANALISI |
| PILASTRI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |
| TRAVI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO |

33 CONCLUSIONI – CORPO A2

Dal punto di vista prettamente analitico, l'edificio studiato, attualmente, è in grado di sopportare le azioni sismiche dovute ad un sisma pari al:

- **10%** di quello di progetto per una nuova costruzione previsto dal D.M.14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni";

Superati questi valori alcuni elementi cominciano ad andare in crisi; ciò non toglie però che gli edifici possano avere qualche risorsa di resistenza in più rispetto quelle evidenziate nell'analisi strutturale teorica.

Per aumentare l'indice di vulnerabilità dell'edificio fino a portarlo almeno al 60% della PGA di un edificio di nuova costruzione si dovranno eseguire i seguenti interventi:

- 1) Realizzare al posto della scala esterna in acciaio una scala esterna in c.a. del tutto simile a quella del corpo A1 e si è scelto di collegare l'edificio alle pareti del vano scale di nuova realizzazione mediante dei collegamenti di piano in c.a. e dei controventi di parete posizionati perpendicolarmente al vano scala;

- Si riporta di seguito uno schema sintetico degli interventi di miglioramento da realizzare.



34 ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO B

Dalla relazione di verifica di vulnerabilità di secondo livello redatta dall'Ing. Piero Praitoni è emerso che il corpo B riesce a raggiungere al massimo i seguenti livelli di sicurezza:

| TIPO DI VERIFICA | LIVELLO DI SICUREZZA |
|-----------------------------|----------------------|
| MECCANISMI DUTTILI TRAVI | 80% DELLA PGA |
| MECCANISMI DUTTILI PILASTRI | 80% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI TRAVI | 10% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI PILASTRI | 10% DELLA PGA |

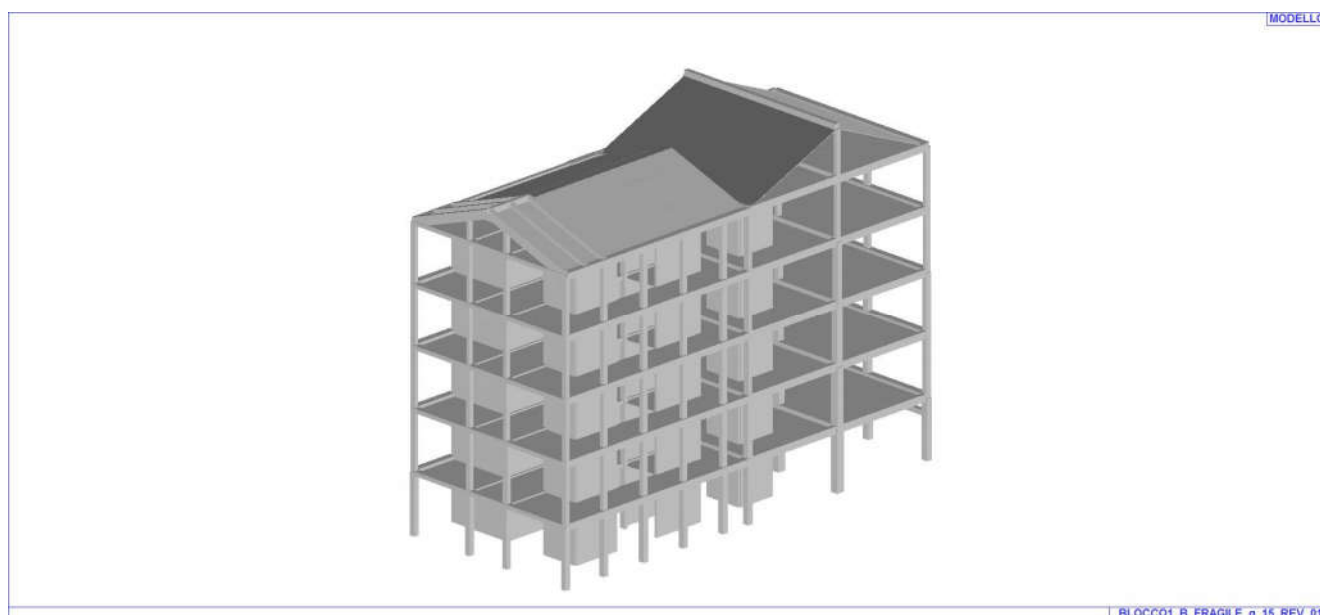
In sintesi il corpo B così come si presenta rischia di andare in crisi per rotture fragili con un'azione sismica pari al 10% della PGA attesa in quel sito per un edificio di nuova costruzione.

Visto il valore così basso di sicurezza si è ipotizzato di eseguire degli interventi sull'edificio che possano aumentare il grado di sicurezza e portarlo almeno al 60% della PGA attesa per un edificio di nuova costruzione.

Per far ciò nel caso dell'edificio B si è scelto di:

- 1) Verificare i collegamenti tra i setti in c.a. dell'edificio ed i solai, in modo che i due elementi strutturali possano risultare efficaci;
- 2) Consolidare alcuni pilastri ed alcune travi non verificate al 60% della PGA mediante placcature e incamiciature in fibre di carbonio o acciaio;

35 MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO B



36 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO B

In prima battuta è stata svolta un'analisi sismica di tipo dinamico a spettro di risposta. Tuttavia, non essendo riusciti con tale tipo di analisi ad eccitare più dell'85% delle masse, pur avendo studiato più di 400 modi di vibrare, si è ritenuto più opportuno eseguire un'analisi statica equivalente. Le combinazioni sismiche tengono conto anche dell'eccentricità aggiuntiva dovuta ad una distribuzione casuale delle masse.

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

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

$$1 \quad G_1 + 1 \quad G_2 + 0,6 \quad Q_k + E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

In linea di principio sono stati assunti:

G_1 = pesi propri delle strutture

G_2 = carichi permanenti

Q_k = carichi accidentali

I valori di tali carichi sono stati ampiamente illustrati nei paragrafi precedenti.

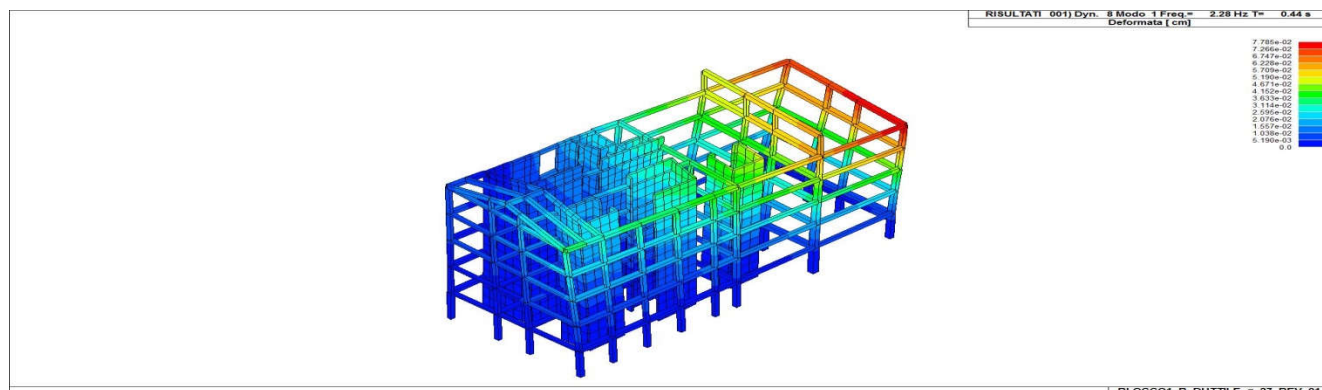
Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti ecc.) sono combinati successivamente tenendo conto della contemporanea interazione tra il sisma interamente agente in una direzione ed una quota parte di esso agente nell'altra direzione, secondo l'espressione:

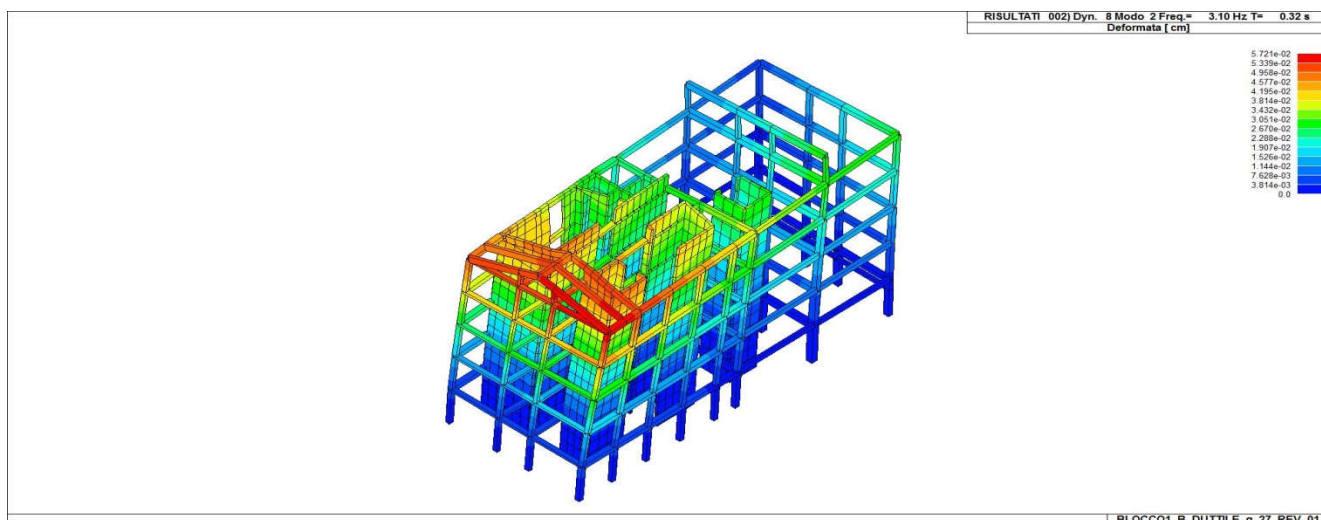
$$1,00 \quad E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni principali sulle parti strutturali. I calcoli e le verifiche realizzati mediante software sono riportate nel **CD ALLEGATO**. Per l'analisi sismica e per la definizione degli spettri di risposta, sono stati definiti diversi parametri, illustrati nei paragrafi precedenti. E' stata eseguita un'analisi statica equivalente per i motivi precedentemente illustrati, tuttavia, si riportano di seguito le deformazioni modali ottenute con l'analisi dinamica modale a spettro di risposta.

36.1 DEFORMATE MODALI PRINCIPALI

Si riportano le principali deformate per i primi modi di vibrare della struttura.





37 PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA

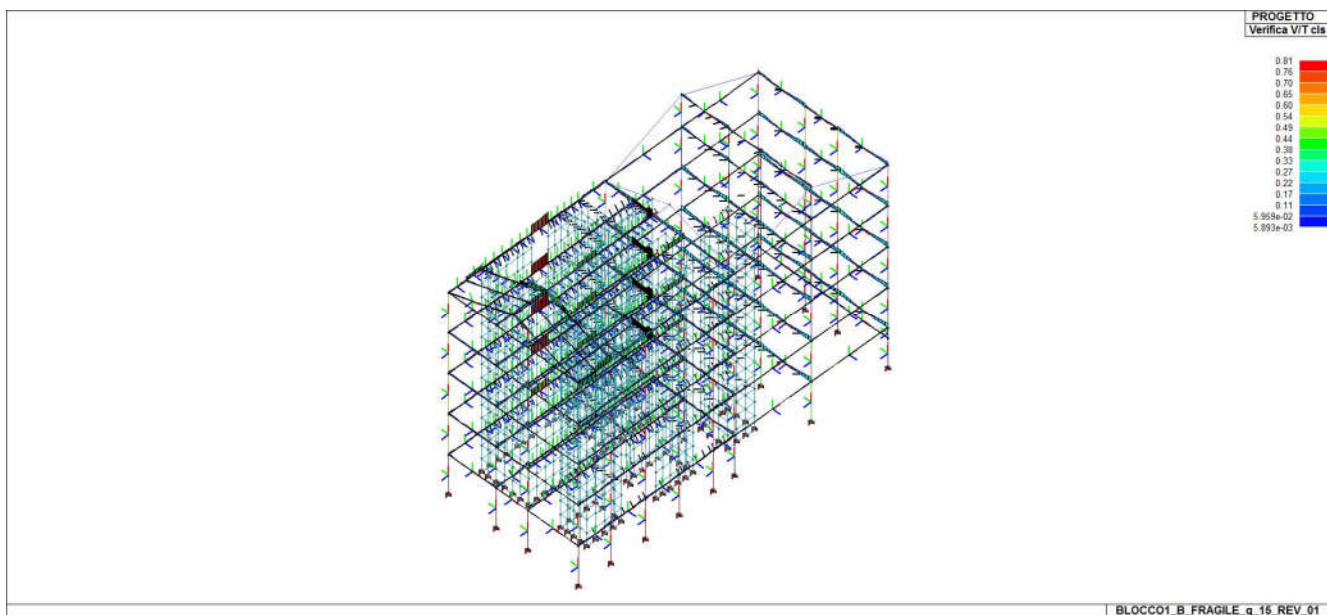
Saranno verificati gli elementi strutturali principali sotto un'azione sismica pari al 60% della PGA massima prevista per il sito in esame dal D.M.14/01/2008. Le verifiche sono eseguite in automatico dal software di calcolo PRO-SAP. Per una più agevole lettura dei risultati delle verifiche si è scelto di riportare, nei paragrafi successivi, i risultati in modo grafico, mediante mappatura di colore, riportando nell'allegato le verifiche analitiche. Si riportano alcune note riguardanti le considerazioni fatte durante l'esecuzione delle verifiche:

- 1) sono stati verificati in modo dettagliato gli elementi principali, il cui collasso comprometterebbe in modo drammatico la struttura, quindi i pilastri e le travi;
- 2) le verifiche eseguite dal software tengono conto dell'armatura reale presente nei pilastri e ricavata o dai rilievi o dagli elaborati progettuali. Nel caso in cui i rilievi abbiano evidenziato la presenza di armatura minore rispetto a quella prevista negli elaborati progettuali si è adottata l'armatura minore delle due;
- 3) le verifiche tengono conto della riduzione delle resistenze dei materiali in funzione del coefficiente di confidenza.

38 VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – $Q = 1,5$ – PGA 60% - CORPO B

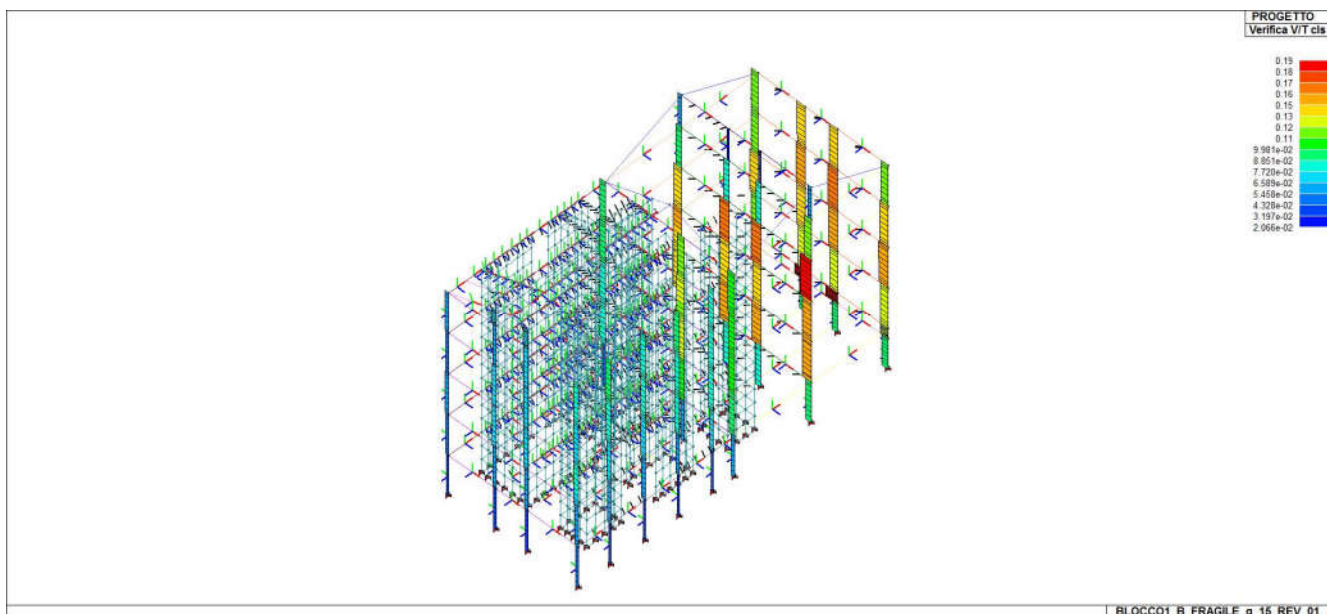
38.1 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



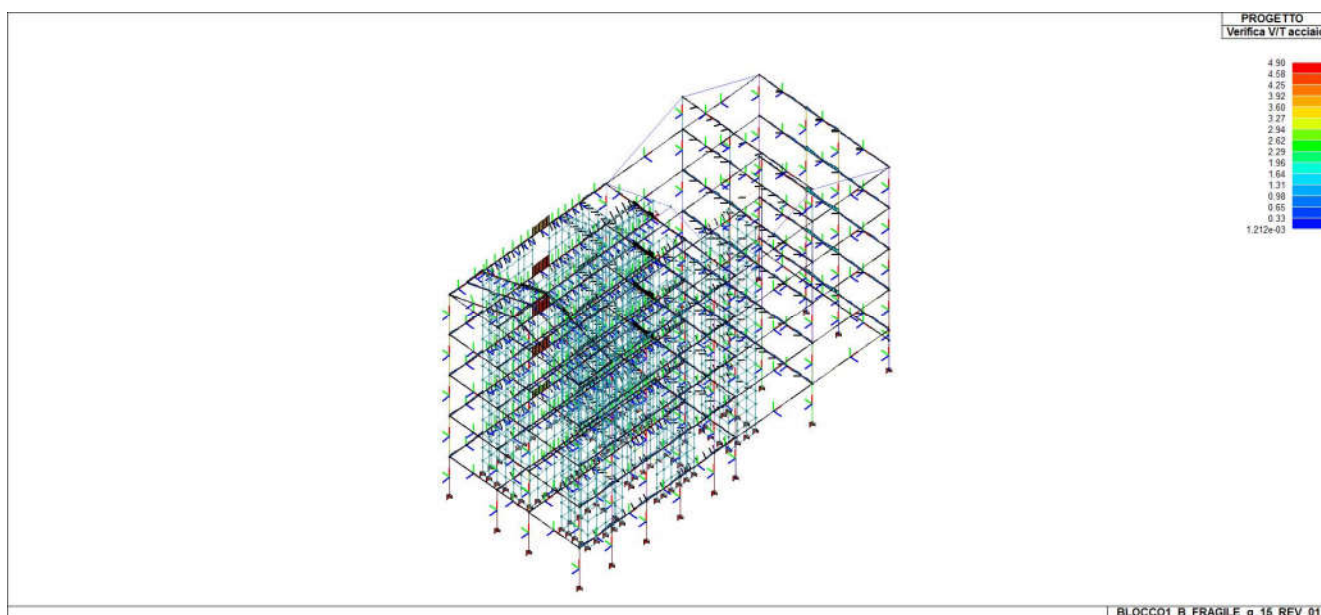
38.2 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



38.3 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.



Si evince che in prossimità dei nodi in alcune travi il valore la verifica non risulta pienamente verificata.

Si ritiene che tali valori possono ridursi facilmente migliorando la modellazione per esempio modellando il sistema fondazionale corretto con le effettive rigidezze e gli effettivi gradi di vincolo. Tale approccio è da consigliarsi in fase di progettazione esecutiva. In merito alle verifiche a taglio degli edifici esistenti è inoltre diffusa l'interpretazione della normativa che tende a considerare la somma dei contributi delle resistenze dell'acciaio e del calcestruzzo per le verifiche agli SLU.

Le travi che richiedono una maggiore armatura a taglio saranno migliorate mediante placcature con fibre di carbonio.

38.4 NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO

Per le costruzioni esistenti la Circolare specifica che la resistenza a taglio di una sezione di cls può essere assunta come somma dei contributi dovuti alla resistenza al taglio del solo cls più il contributo delle armature trasversali e dello sforzo normale.

$$V_u = V_c + V_n + V_s$$

$$V_c = 0.8 A_c \cdot k \sqrt{f_c}$$

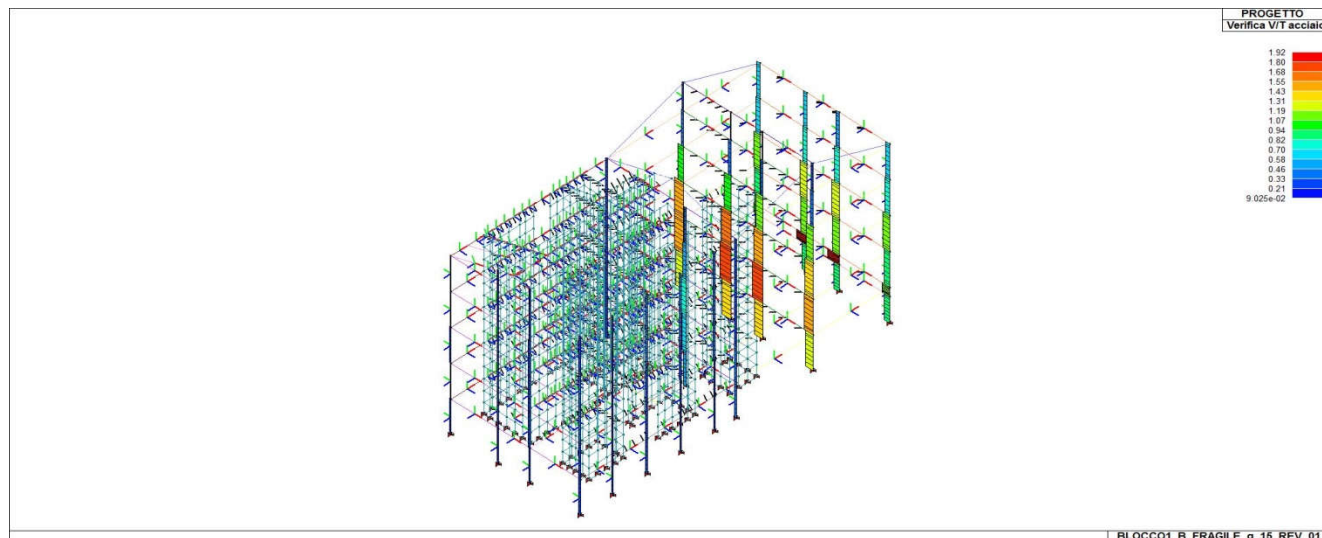
$$V_n = N \frac{h - x}{2 L_s}$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot z$$

Il valore della resistenza al taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma = 1,25$

38.5 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.

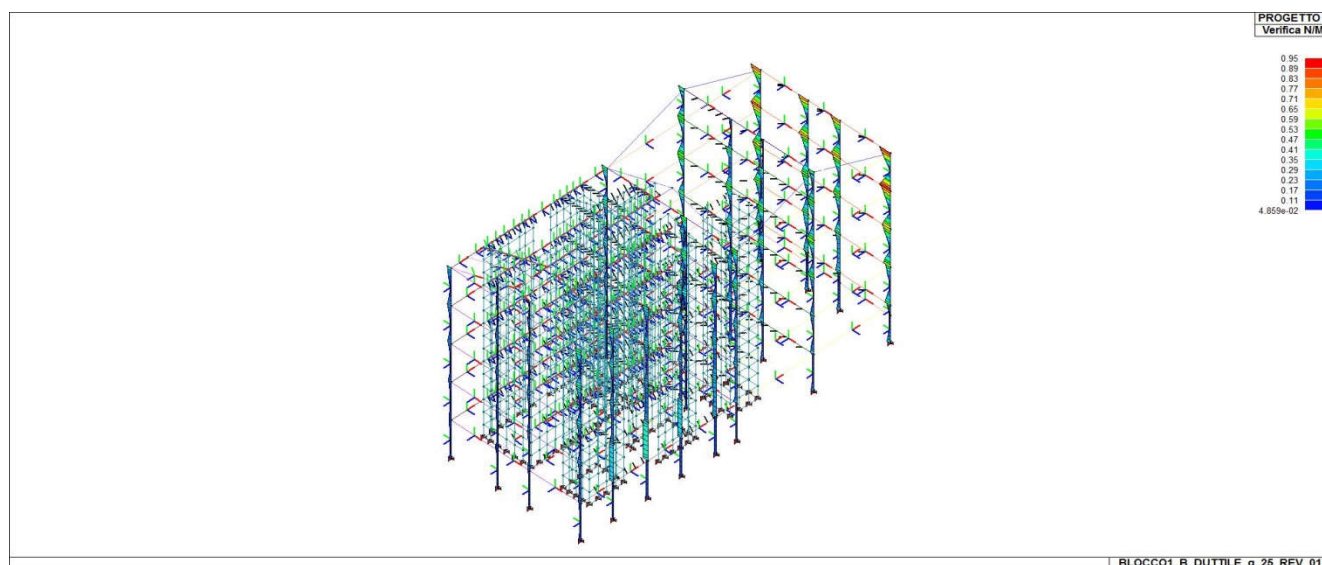


N.B.: La verifica di alcuni pilastri non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

39 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – Q = 2,72 – PGA 60% - CORPO B

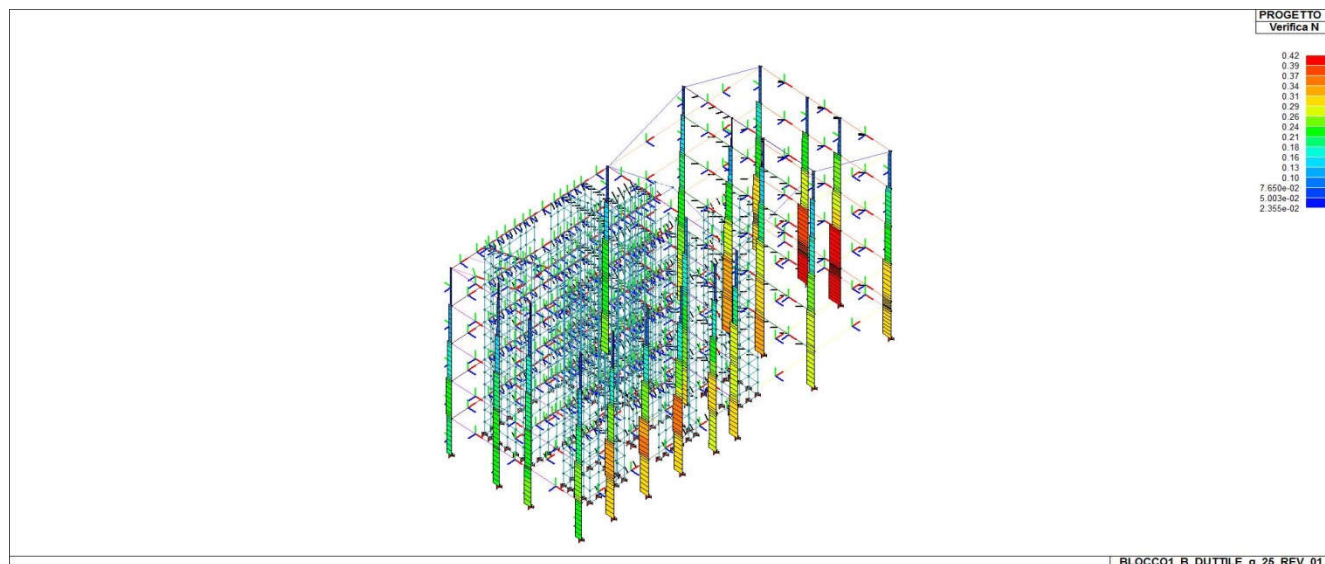
39.1 VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE

Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione dei pilastri. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore.



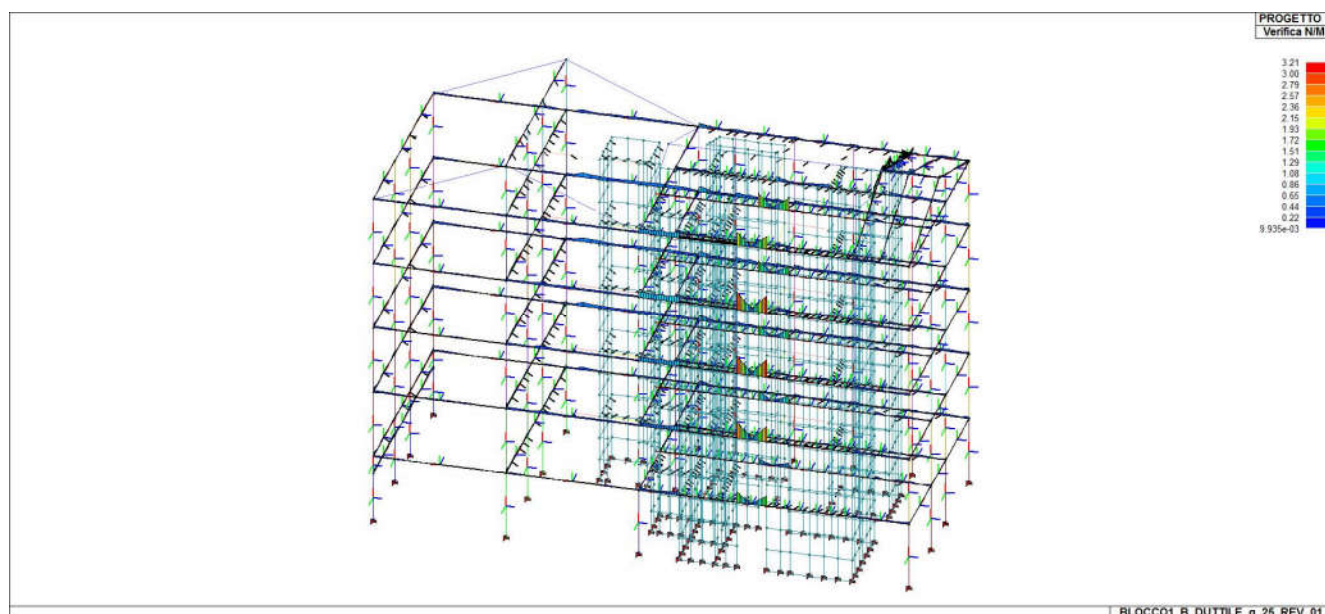
39.2 VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI

Si riporta la verifica delle sezioni considerando la pressione massima dovuta allo sforzo normale agente sulla sezione di calcestruzzo, senza considerare il contributo dell'acciaio. La sollecitazione non deve eccedere del 65% la resistenza massima a compressione della sezione di solo cls. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva.



39.3 VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE

Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione delle travi. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore, i risultati della verifica.



N.B.: La verifica di alcune travi non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

N.B.: In questa fase si e' omessa la verifica delle pareti in c.a. perche' non e' nota l'armatura presente in tali elementi. in fase esecutiva, previa realizzazione di prove specifiche in situ si verificheranno anche i setti in c.a. e si valuterà l'eventuale loro rinforzo.

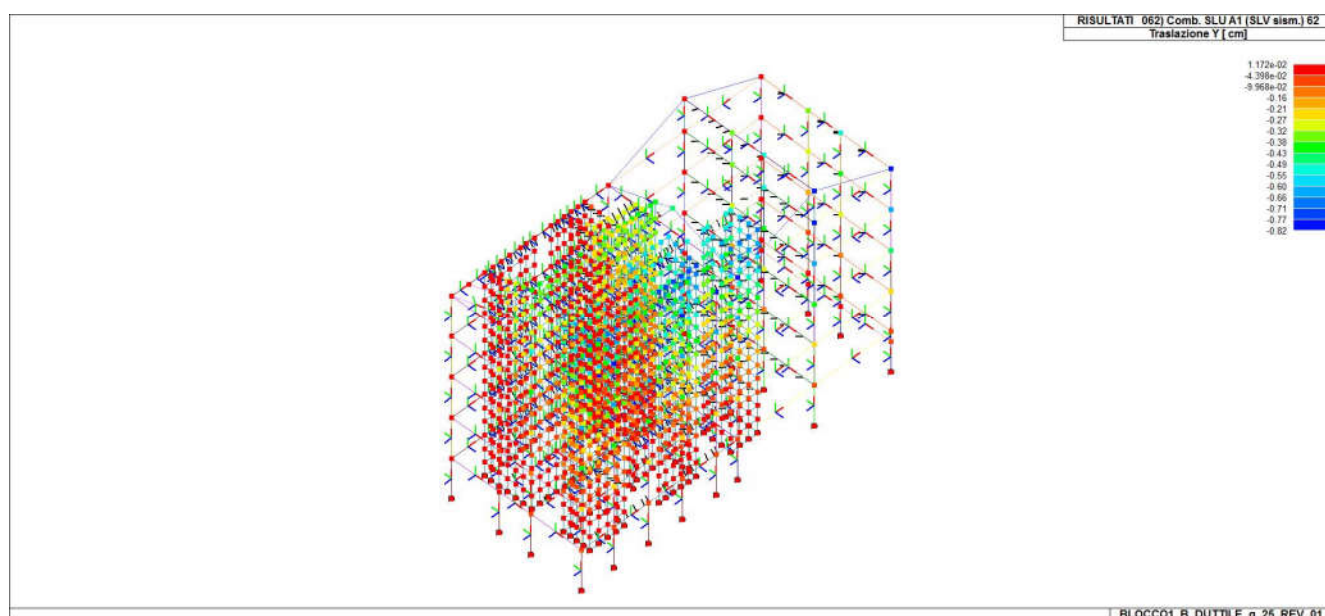
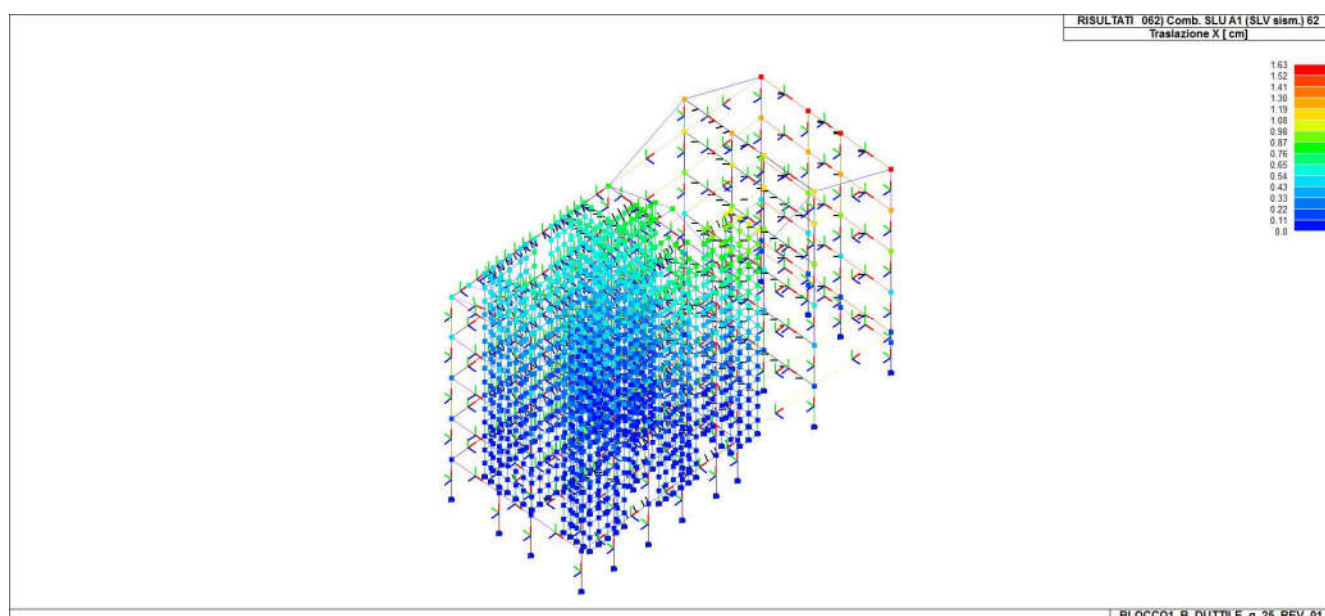
Per quello che riguarda le nuove opere di miglioramento in fase esecutiva questi interventi di nuova realizzazione saranno verificati con il D.M.14.01.2008.

40 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO B

Nella direzione perpendicolare al giunto la traslazione max allo SLV è di $1,63 \times 2,72 = 4,43 \text{ cm}$

Nella direzione parallela al giunto in corrispondenza della parete di confine la traslazione massima (asse y) è pari a $0,82 \times 2,72 = 2,23 \text{ cm}$.

Tali deformate in caso di sisma sono del tutto compatibili con le dimensioni del giunto tanto da escludere fenomeni di martellamento.



41 SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO B

Le verifiche precedenti sono state condotte considerando un'azione sismica da normativa pari al 60% di quella adottata per lo stesso sito per una costruzione ex-novo senza considerare di attuare nell'edificio gli interventi di rinforzo che saranno limitati ad alcuni pilastri ed a poche travi in modo da ridurre i fattori di rischio legati alla vulnerabilità sismica.

Le verifiche degli elementi strutturali eseguite variando la percentuale di accelerazione sismica, hanno dato i seguenti risultati:

| ESITO VERIFICA ELEMENTI CON SISMA 60% PGA | |
|---|---------------------------------|
| ELEMENTO STRUTTURALE PRINCIPALE | ESITO VERIFICA |
| PILASTRI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO |
| PARETI IN C.A. | DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA |
| TRAVI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO |
| PILASTRI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |
| TRAVI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |

42 CONCLUSIONI – CORPO B

Dal punto di vista prettamente analitico l'edificio studiato, attualmente, è in grado di sopportare le azioni sismiche dovute ad un sisma pari al:

- **10%** di quello di progetto per una nuova costruzione previsto dal D.M.14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni";

Superati questi valori alcuni elementi cominciano ad andare in crisi; ciò non toglie però che gli edifici possano avere qualche risorsa di resistenza in più rispetto quelle evidenziate nell'analisi strutturale teorica.

Per aumentare l'indice di vulnerabilità dell'edificio fino a portarlo almeno al 60% della PGA di un edificio di nuova costruzione si dovranno eseguire i seguenti interventi:

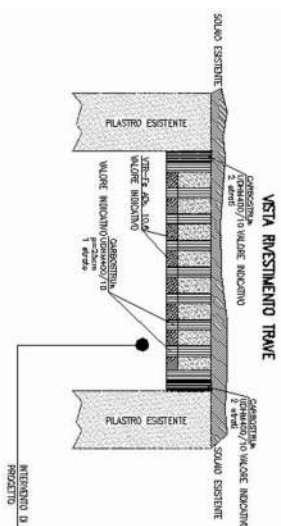
- 1) Verificare i collegamenti tra i setti in c.a. dell'edificio ed i solai, in modo che i due elementi strutturali possano risultare efficaci;
- 2) Consolidare alcuni pilastri ed alcune travi non verificate al 60% della PGA mediante placcature e incamiciature in fibre di carbonio o acciaio;

Si riporta di seguito uno schema sintetico degli interventi.

PIANTA PIANO TIPO
SCALA 1:200

SCALA 1:200

PROGETTO
INTERVENTO DI RIVESTIMENTO PIASTRE A TUTTI I PIANI



43 ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO C

Dalla relazione di verifica di vulnerabilità di secondo livello redatta dall'Ing. Piero Praitoni è emerso che il corpo C riesce a raggiungere al massimo i seguenti livelli di sicurezza:

| TIPO DI VERIFICA | LIVELLO DI SICUREZZA |
|-----------------------------|----------------------|
| MECCANISMI DUTTILI TRAVI | 20% DELLA PGA |
| MECCANISMI DUTTILI PILASTRI | 30% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI TRAVI | 10% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI PILASTRI | 20% DELLA PGA |

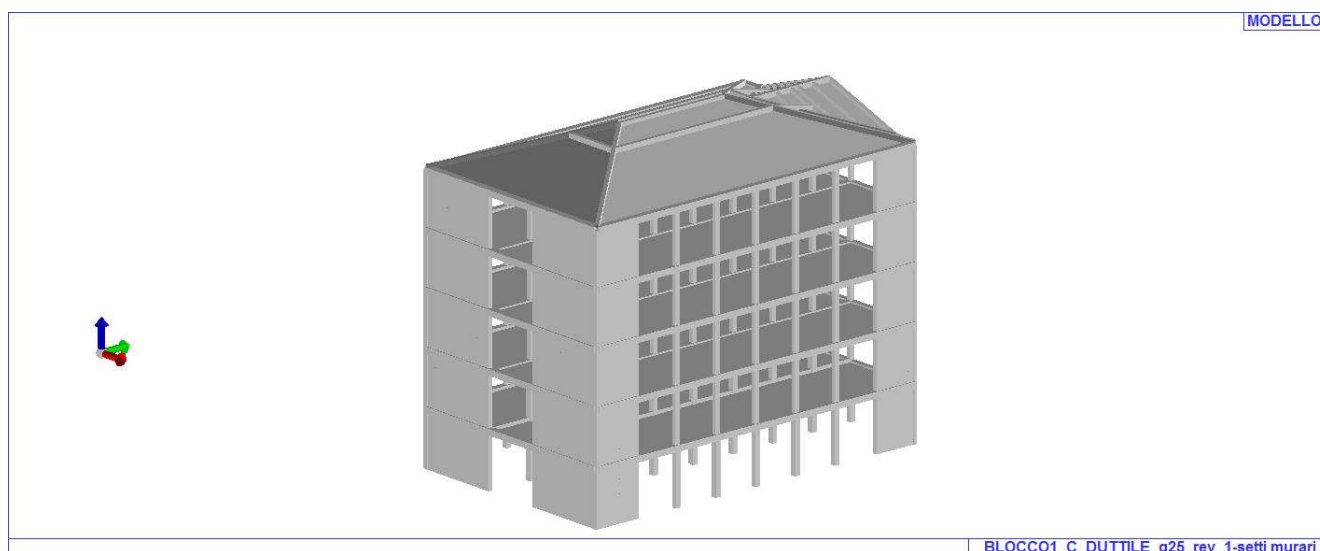
In sintesi il corpo C così come si presenta rischia di andare in crisi per rotture fragili con un'azione sismica pari al 10% della PGA attesa in quel sito per un edificio di nuova costruzione.

Visto il valore così basso di sicurezza si è ipotizzato di eseguire degli interventi sull'edificio che possano aumentare il grado di sicurezza e portarlo almeno al 60% della PGA attesa per un edificio di nuova costruzione.

Per far ciò nel caso dell'edificio C si è scelto di:

- 1) Realizzare dei setti in c.a. nei quattro angoli dell'edificio;
- 2) Rinforzare alcuni pilastri che presentano delle carenze d'armatura mediante placcatura o incamiciamento con fibre di carbonio o elementi in acciaio;
- 3) Rinforzare alcune travi che presentano delle carenze d'armatura mediante placcatura o incamiciamento con fibre di carbonio o elementi in acciaio;

44 MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO C



45 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO B

In prima battuta è stata svolta un'analisi sismica di tipo dinamico a spettro di risposta. Tuttavia, non essendo riusciti con tale tipo di analisi ad eccitare più dell'85% delle masse, pur avendo studiato più di 400 modi di vibrare, si è ritenuto più opportuno eseguire un'analisi statica equivalente. Le combinazioni sismiche tengono conto anche dell'eccentricità aggiuntiva dovuta ad una distribuzione casuale delle masse.

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

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

$$1 \quad G_1 + 1 \quad G_2 + 0,6 \quad Q_k + E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

In linea di principio sono stati assunti:

G_1 = pesi propri delle strutture

G_2 = carichi permanenti

Q_k = carichi accidentali

I valori di tali carichi sono stati ampiamente illustrati nei paragrafi precedenti.

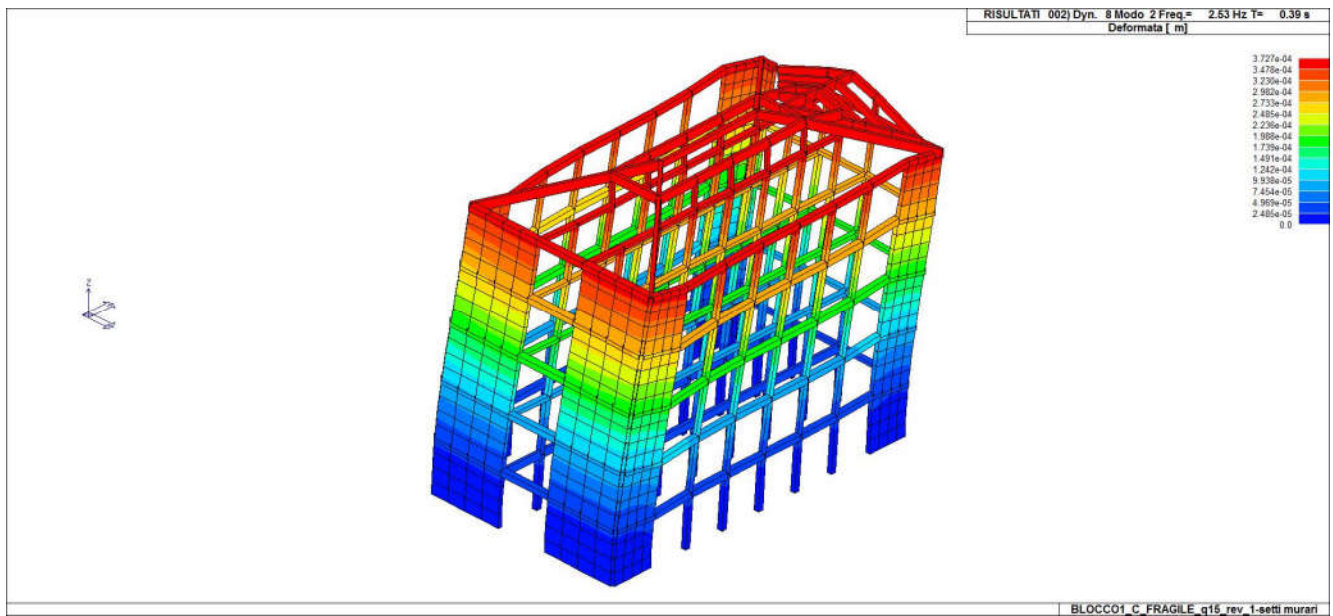
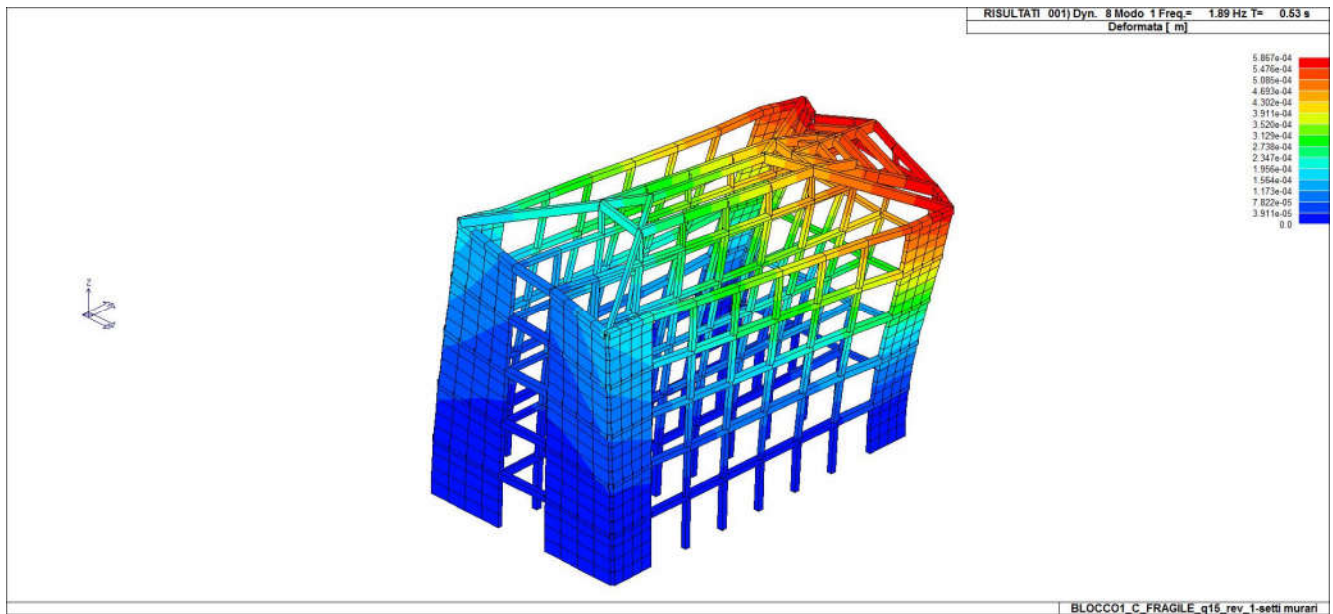
Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti ecc.) sono combinati successivamente tenendo conto della contemporanea interazione tra il sisma interamente agente in una direzione ed una quota parte di esso agente nell'altra direzione, secondo l'espressione:

$$1,00 \quad E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni principali sulle parti strutturali. I calcoli e le verifiche realizzati mediante software sono riportate nel **CD ALLEGATO**. Per l'analisi sismica e per la definizione degli spettri di risposta, sono stati definiti diversi parametri, illustrati nei paragrafi precedenti. E' stata eseguita un'analisi statica equivalente per i motivi precedentemente illustrati, tuttavia, si riportano di seguito le deformazioni modali ottenute con l'analisi dinamica modale a spettro di risposta.

45.1 DEFORMATE MODALI PRINCIPALI

Si riportano le principali deformate per i primi modi di vibrare della struttura.



46 PROCEDURE DI VERICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA

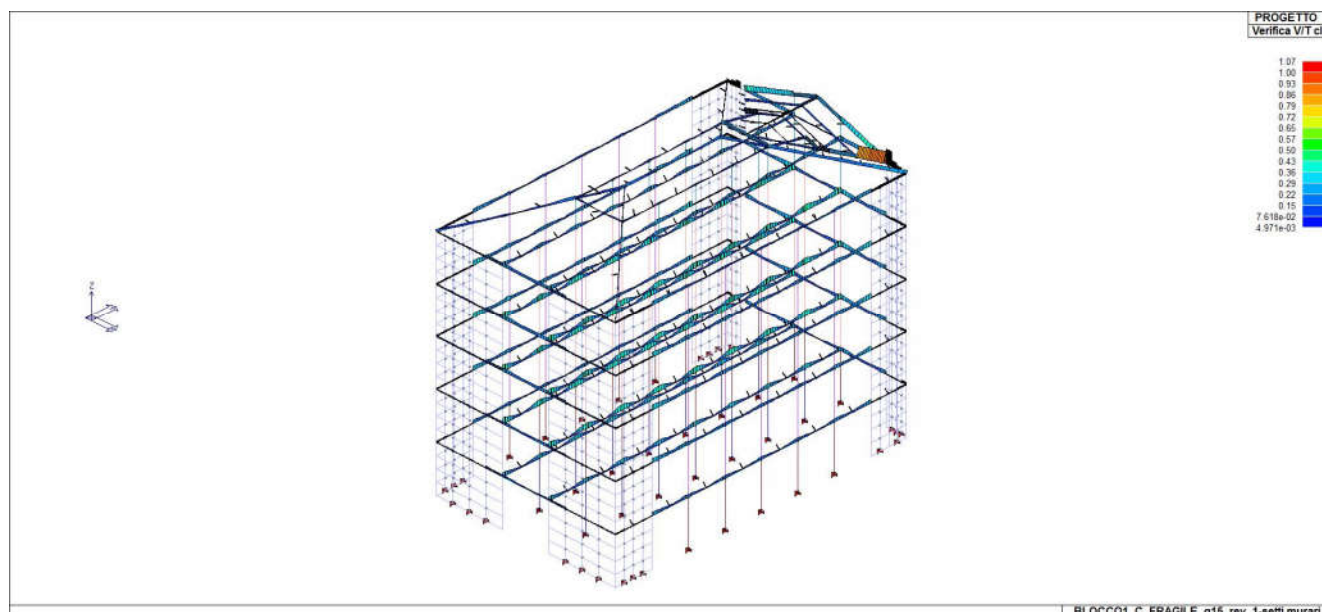
Saranno verificati gli elementi strutturali principali sotto un'azione sismica pari al 60% della PGA massima prevista per il sito in esame dal D.M.14/01/2008. Le verifiche sono eseguite in automatico dal software di calcolo PRO-SAP. Per una più agevole lettura dei risultati delle verifiche si è scelto di riportare, nei paragrafi successivi, i risultati in modo grafico, mediante mappatura di colore, riportando nell'allegato le verifiche analitiche. Si riportano alcune note riguardanti le considerazioni fatte durante l'esecuzione delle verifiche:

- 1) sono stati verificati in modo dettagliato gli elementi principali, il cui collasso comprometterebbe in modo drammatico la struttura, quindi i pilastri e le travi;
- 2) le verifiche eseguite dal software tengono conto dell'armatura reale presente nei pilastri e ricavata o dai rilievi o dagli elaborati progettuali. Nel caso in cui i rilievi abbiano evidenziato la presenza di armatura minore rispetto a quella prevista negli elaborati progettuali si è adottata l'armatura minore delle due;
- 3) le verifiche tengono conto della riduzione delle resistenze dei materiali in funzione del coefficiente di confidenza.

47 VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – $Q = 1,5$ – PGA 60% - CORPO C

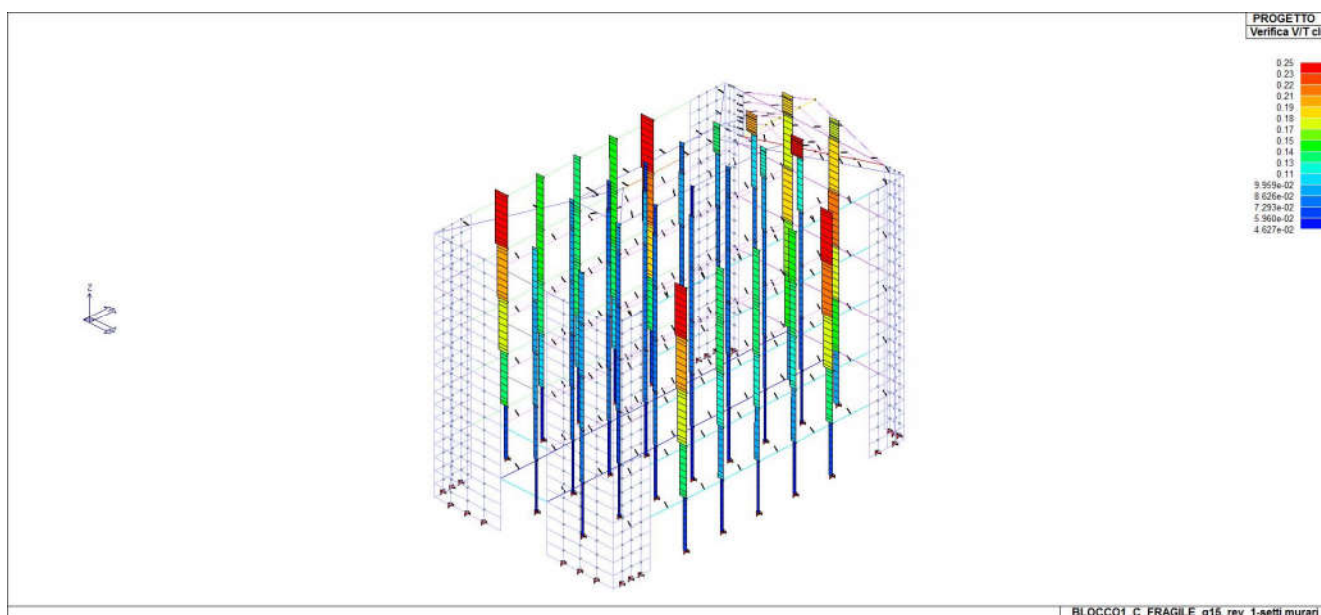
47.1 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



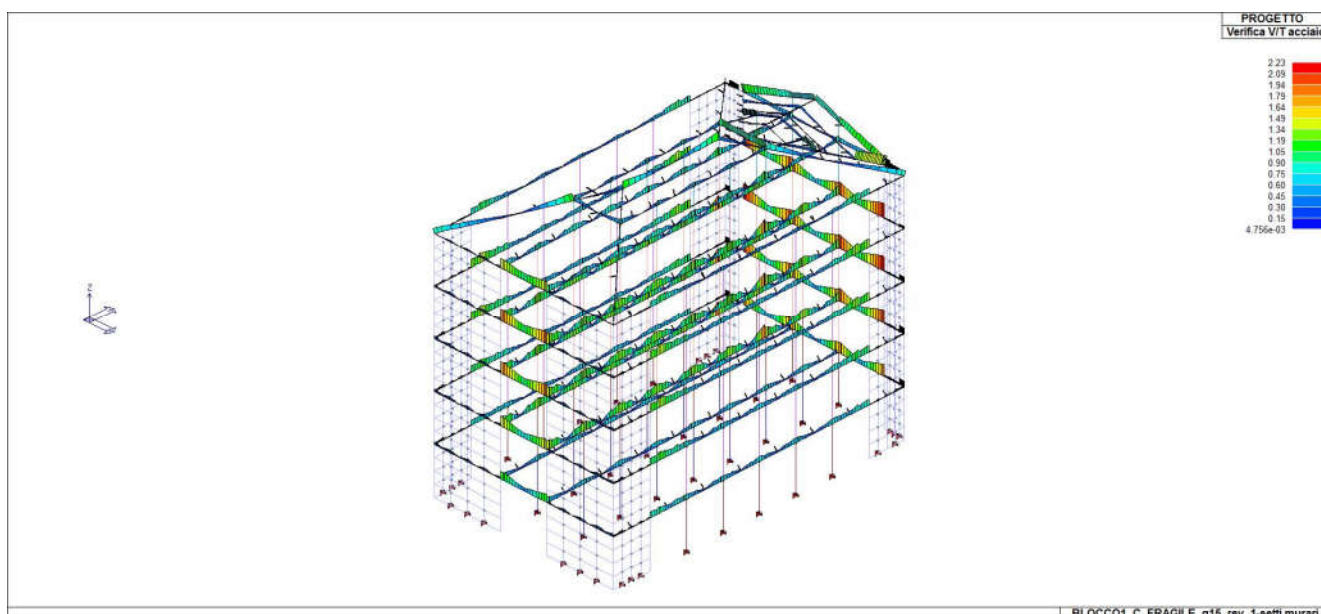
47.2 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



47.3 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.



Si evince che in prossimità dei nodi in alcune travi il valore la verifica non risulta pienamente verificata.

Si ritiene che tali valori possono ridursi facilmente migliorando la modellazione per esempio modellando il sistema fondazionale corretto con le effettive rigidezze e gli effettivi gradi di vincolo. Tale approccio è da consigliarsi in fase di progettazione esecutiva. In merito alle verifiche a taglio degli edifici esistenti è inoltre diffusa l'interpretazione della normativa che tende a considerare la somma dei contributi delle resistenze dell'acciaio e del calcestruzzo per le verifiche agli SLU.

Le travi che richiedono una maggiore armatura a taglio saranno migliorate mediante placcature con fibre di carbonio.

47.4 NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO

Per le costruzioni esistenti la Circolare specifica che la resistenza a taglio di una sezione di cls può essere assunta come somma dei contributi dovuti alla resistenza al taglio del solo cls più il contributo delle armature trasversali e dello sforzo normale.

$$V_u = V_c + V_n + V_s$$

$$V_c = 0.8 A_c \cdot k \sqrt{f_c}$$

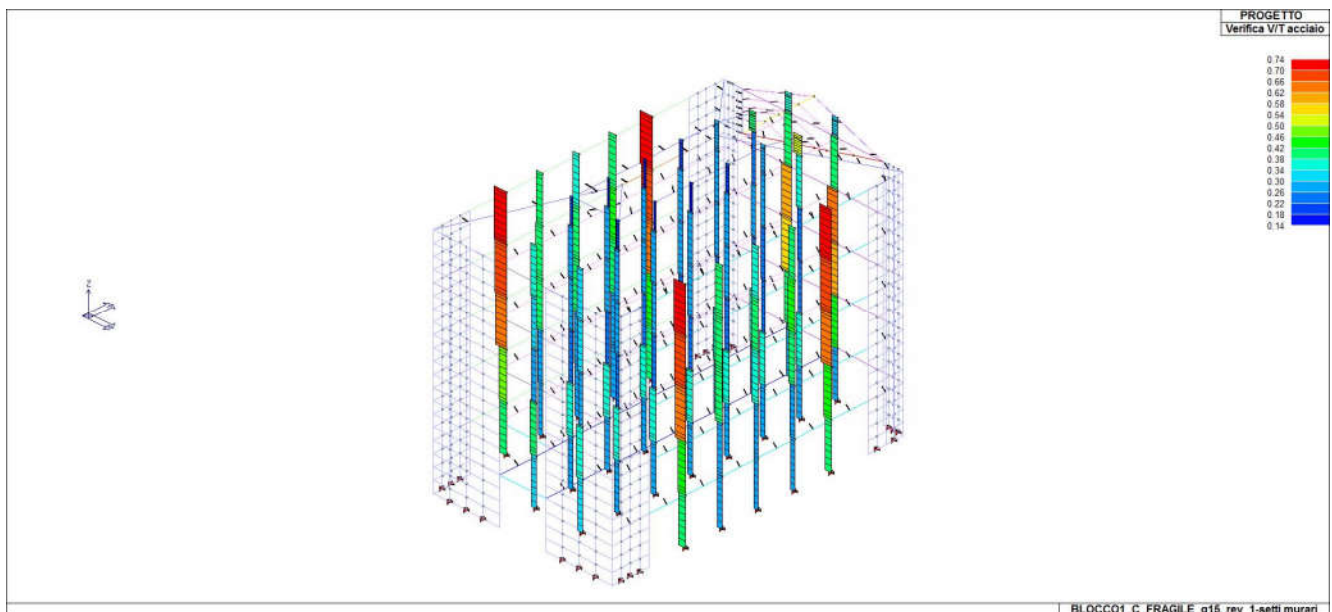
$$V_n = N \frac{h - x}{2 L_s}$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot z$$

Il valore della resistenza al taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma = 1,25$

47.5 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO

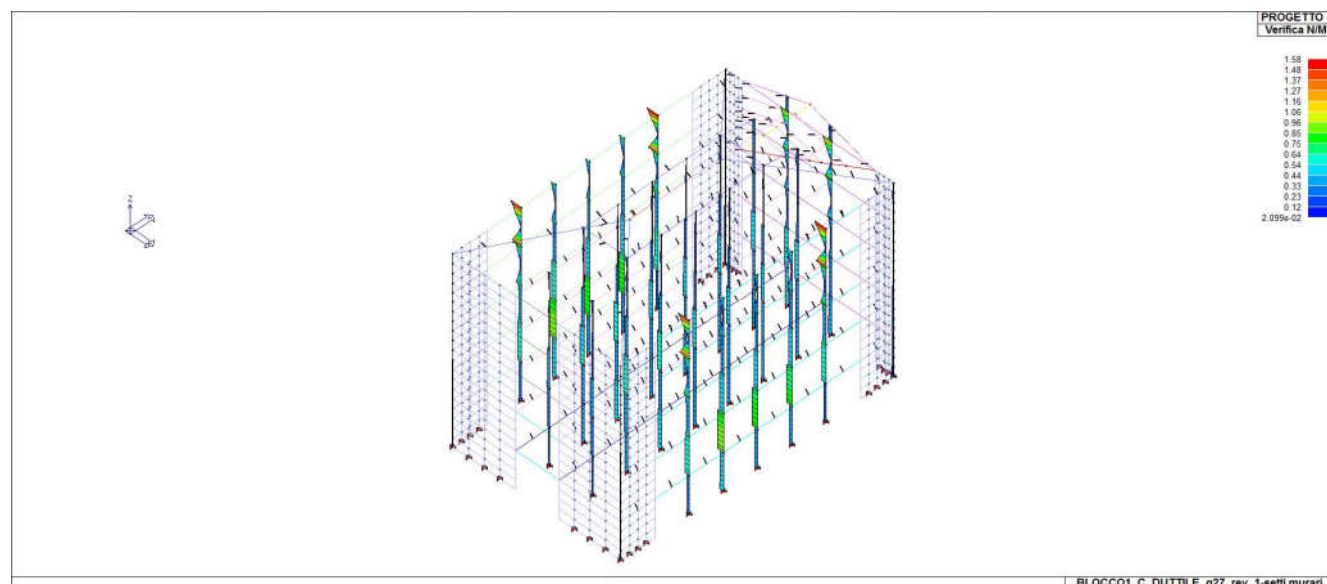
Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.



48 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – Q = 2,72 – PGA 60% - CORPO C

48.1 VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE

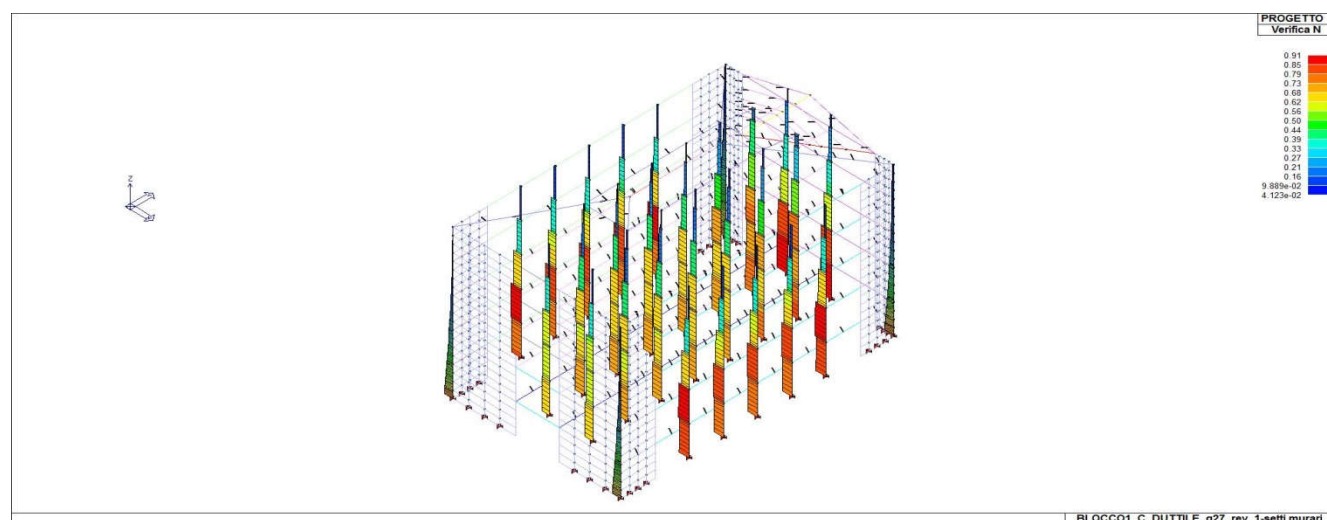
Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione dei pilastri. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore.



N.B.: La verifica di alcuni pilastri non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

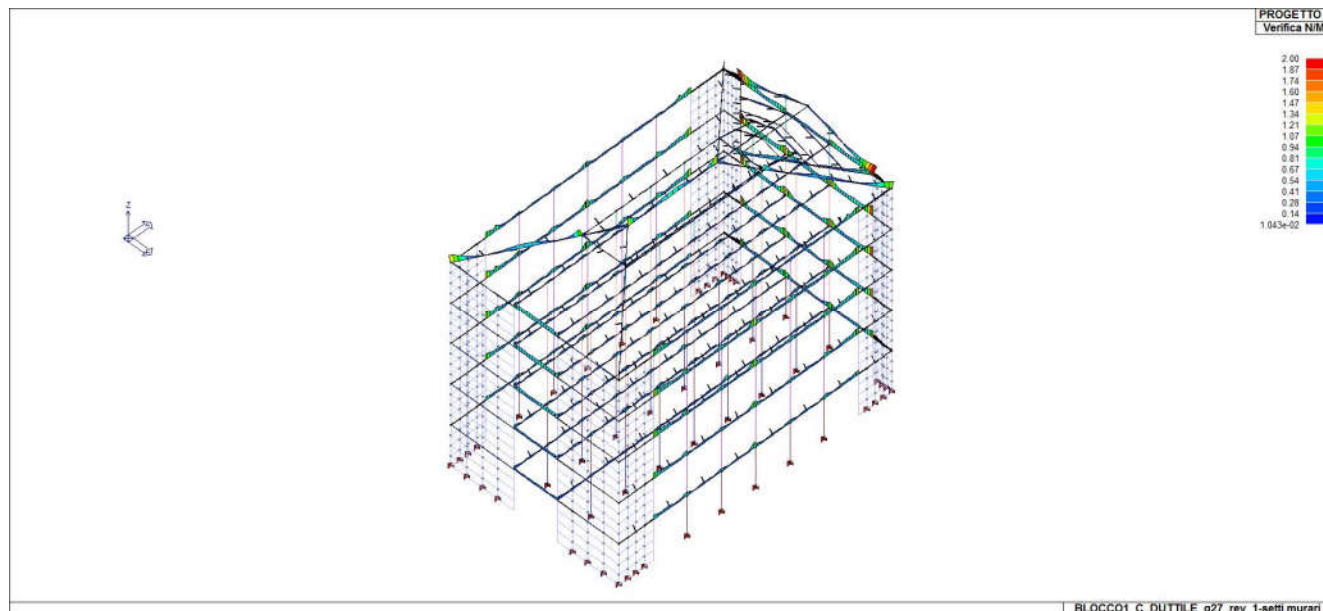
48.2 VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI

Si riporta la verifica delle sezioni considerando la pressione massima dovuta allo sforzo normale agente sulla sezione di calcestruzzo, senza considerare il contributo dell'acciaio. La sollecitazione non deve eccedere del 65% la resistenza massima a compressione della sezione di solo cls. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva.



48.3 VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE

Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione delle travi. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore,.



N.B.: La verifica di alcune travi non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

N.B.: In questa fase si è omessa la verifica delle pareti in c.a. perché non è nota l'armatura presente in tali elementi. In fase esecutiva, previa realizzazione di prove specifiche in situ, si verificheranno anche i setti in c.a. e si valuterà l'eventuale loro rinforzo.

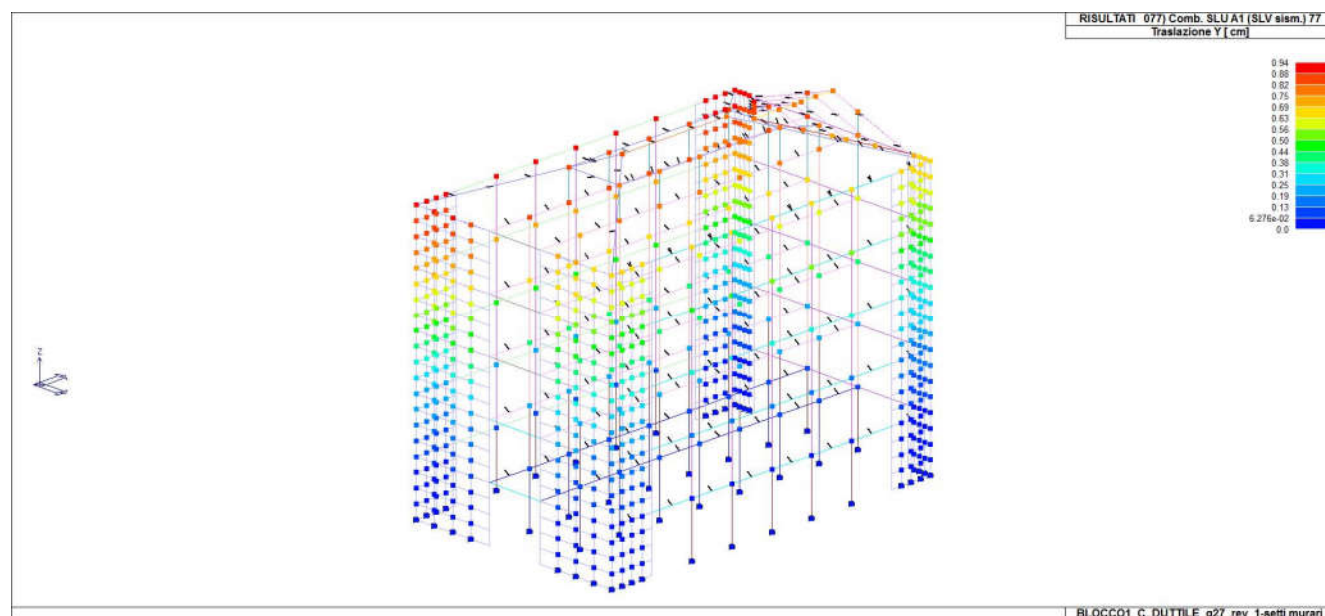
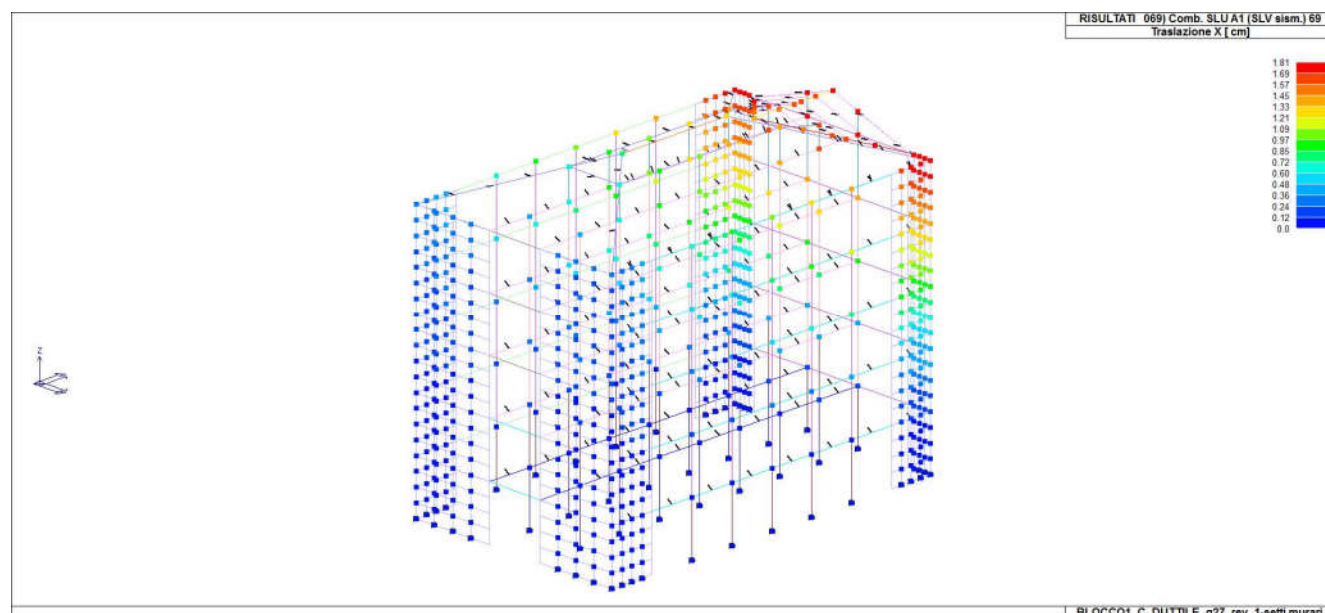
Per quello che riguarda le nuove opere di miglioramento (nuove pareti in c.a. e cerchiature dei pilastri e delle travi) in fase esecutiva questi elementi di nuova realizzazione saranno verificati con il D.M.14.01.2008.

49 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO C

Nella direzione perpendicolare al giunto la traslazione max allo SLV è di $0,94 \times 2,72 = 2,55 \text{ cm}$

Nella direzione parallela al giunto in corrispondenza della parete di confine la traslazione massima (asse x) è pari a $1,8 \times 2,72 = 4,89 \text{ cm}$.

Tali deformate in caso di sisma sono del tutto compatibili con le dimensioni del giunto tanto da escludere fenomeni di martellamento.



50 SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO C

Le verifiche precedenti sono state condotte considerando un'azione sismica da normativa pari al 60% di quella adottata per lo stesso sito per una costruzione ex-novo e considerando di attuare nell'edificio gli interventi già citati che possano ridurre la vulnerabilità sismica (setti in c.a. negli angoli dell'edificio).

Rispetto alla verifica di vulnerabilità di secondo livello, si può dedurre che con l'introduzione dei setti in c.a. negli angoli dell'edificio, si riduce drasticamente il numero di elementi strutturali (travi e pilastri) da rinforzare.

Le verifiche degli elementi strutturali eseguite variando la percentuale di accelerazione sismica, hanno dato i seguenti risultati:

| ESITO VERIFICA ELEMENTI CON SISMA 60% PGA | |
|---|---------------------------------|
| ELEMENTO STRUTTURALE PRINCIPALE | ESITO VERIFICA |
| PILASTRI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO |
| PARETI IN C.A. | DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA |
| TRAVI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO CON RINFORZI |
| PILASTRI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |
| TRAVI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |

51 CONCLUSIONI – CORPO C

Dal punto di vista prettamente analitico, l'edificio studiato, attualmente, è in grado di sopportare le azioni sismiche dovute ad un sisma pari al:

- **10%** di quello di progetto per una nuova costruzione previsto dal D.M.14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;

Superati questi valori alcuni elementi cominciano ad andare in crisi; ciò non toglie però che gli edifici possano avere qualche risorsa di resistenza in più rispetto quelle evidenziate nell'analisi strutturale teorica.

Per aumentare l'indice di vulnerabilità dell'edificio fino a portarlo almeno al 60% della PGA di un edificio di nuova costruzione si dovranno eseguire i seguenti interventi:

- 1) Realizzare dei setti in c.a. nei quattro angoli dell'edificio;
- 2) Rinforzare alcuni pilastri che presentano delle carenze d'armatura mediante placcatura o incamiciamento con fibre di carbonio o elementi in acciaio;
- 3) Rinforzare alcune travi che presentano delle carenze d'armatura mediante placcatura o incamiciamento con fibre di carbonio o elementi in acciaio;

Si riporta di seguito uno schema sintetico degli interventi.

PLANTA PLANO TIPO
SCALA 1:200

SCALA 1:200



52 ANALISI MIGLIORAMENTO SISMICO 60%PGA - CORPO D

Dalla relazione di verifica di vulnerabilità di secondo livello redatta dall'Ing. Piero Praitoni è emerso che il **corpo D** riesce a raggiungere al massimo i seguenti livelli di sicurezza:

| TIPO DI VERIFICA | LIVELLO DI SICUREZZA |
|-----------------------------|----------------------|
| MECCANISMI DUTTILI TRAVI | 10% DELLA PGA |
| MECCANISMI DUTTILI PILASTRI | 30% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI TRAVI | 10% DELLA PGA |
| MECCANISMI FRAGILI PILASTRI | 30% DELLA PGA |

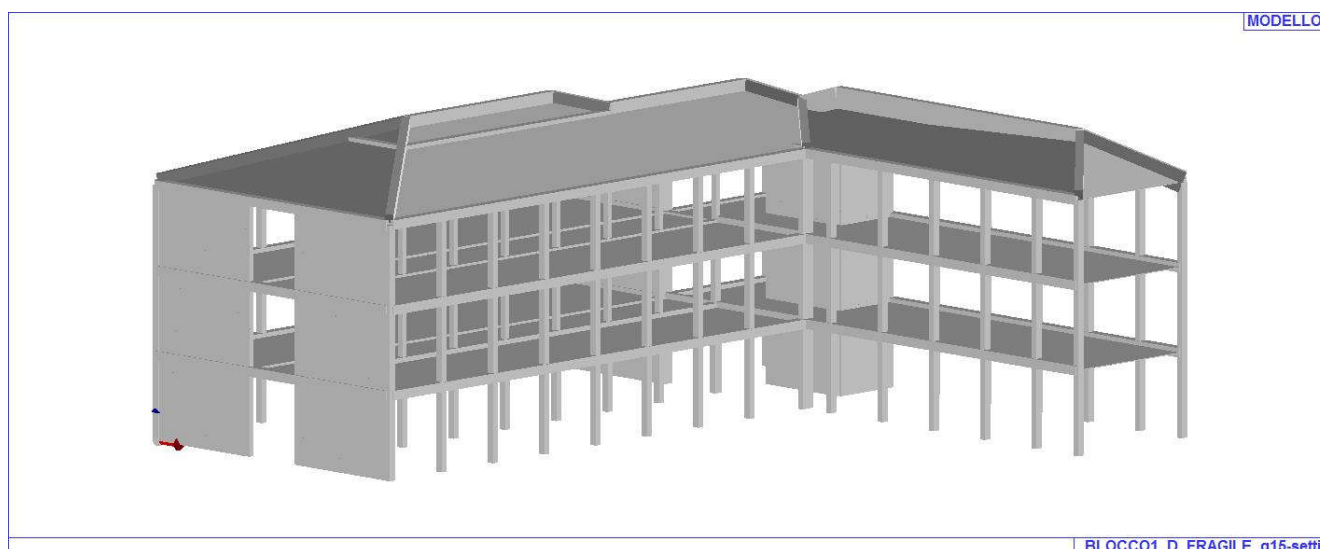
In sintesi il corpo D così come si presenta rischia di andare in crisi per rotture fragili con un'azione sismica pari al 10% della PGA attesa in quel sito per un edificio di nuova costruzione.

Visto il valore così basso di sicurezza si è ipotizzato di eseguire degli interventi sull'edificio che possano aumentare il grado di sicurezza e portarlo almeno al 60% della PGA attesa per un edificio di nuova costruzione.

Per far ciò nel caso dell'edificio D si è scelto di:

- 1) Realizzare dei setti in c.a. perimetro dell'edificio;
- 2) Rinforzare alcune travi che presentano delle carenze d'armatura mediante placcatura o incamiciamento con fibre di carbonio o elementi in acciaio;

53 MODELLO TRIDIMENSIONALE CORPO D



54 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE SLV – PGA 60% - CORPO D

In prima battuta è stata svolta un'analisi sismica di tipo dinamico a spettro di risposta. Tuttavia, non essendo riusciti con tale tipo di analisi ad eccitare più dell'85% delle masse, pur avendo studiato più di 400 modi di vibrare, si è ritenuto più opportuno eseguire un'analisi statica equivalente. Le combinazioni sismiche tengono conto anche dell'eccentricità aggiuntiva dovuta ad una distribuzione casuale delle masse.

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

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

$$1 \quad G_1 + 1 \quad G_2 + 0,6 \quad Q_k + E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

In linea di principio sono stati assunti:

G_1 = pesi propri delle strutture

G_2 = carichi permanenti

Q_k = carichi accidentali

I valori di tali carichi sono stati ampiamente illustrati nei paragrafi precedenti.

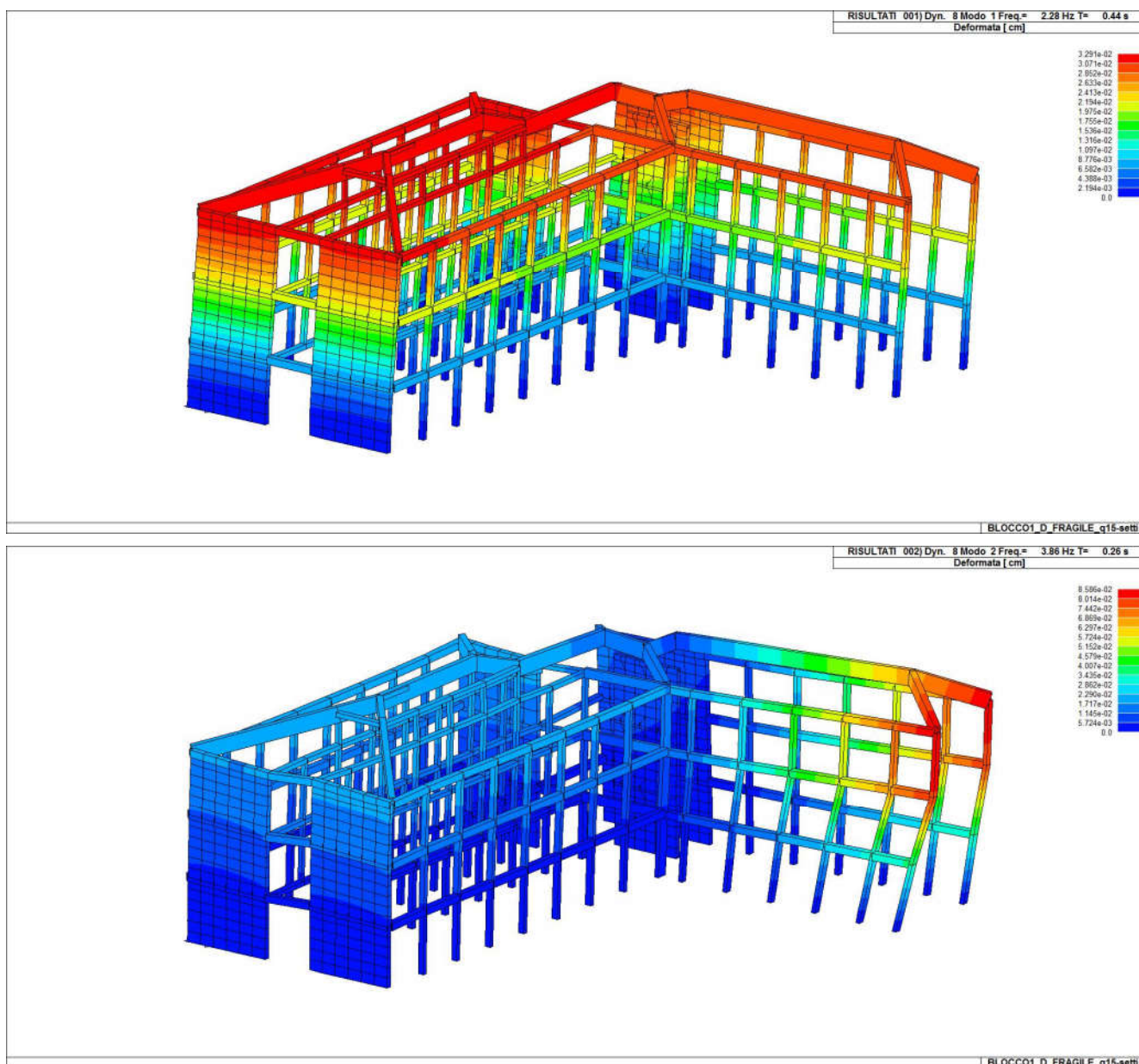
Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti ecc.) sono combinati successivamente tenendo conto della contemporanea interazione tra il sisma interamente agente in una direzione ed una quota parte di esso agente nell'altra direzione, secondo l'espressione:

$$1,00 \quad E_x + 0,3 \quad E_y + 0,3 \quad E_z$$

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni principali sulle parti strutturali. I calcoli e le verifiche realizzati mediante software sono riportate nel **CD ALLEGATO**. Per l'analisi sismica e per la definizione degli spettri di risposta, sono stati definiti diversi parametri, illustrati nei paragrafi precedenti. E' stata eseguita un'analisi statica equivalente per i motivi precedentemente illustrati, tuttavia, si riportano di seguito le deformazioni modali ottenute con l'analisi dinamica modale a spettro di risposta.

54.1 DEFORMATE MODALI PRINCIPALI

Si riportano le principali deformate per i primi modi di vibrare della struttura.



55 PROCEDURE DI VERICA DEGLI ELEMENTI CONSIDERANDO IL 60% DI PGA

Saranno verificati gli elementi strutturali principali sotto un'azione sismica pari al 60% della PGA massima prevista per il sito in esame dal D.M.14/01/2008. Le verifiche sono eseguite in automatico dal software di calcolo PRO-SAP. Per una più agevole lettura dei risultati delle verifiche si è scelto di riportare, nei paragrafi successivi, i risultati in modo grafico, mediante mappatura di colore, riportando nell'allegato le verifiche analitiche. Si riportano alcune note riguardanti le considerazioni fatte durante l'esecuzione delle verifiche:

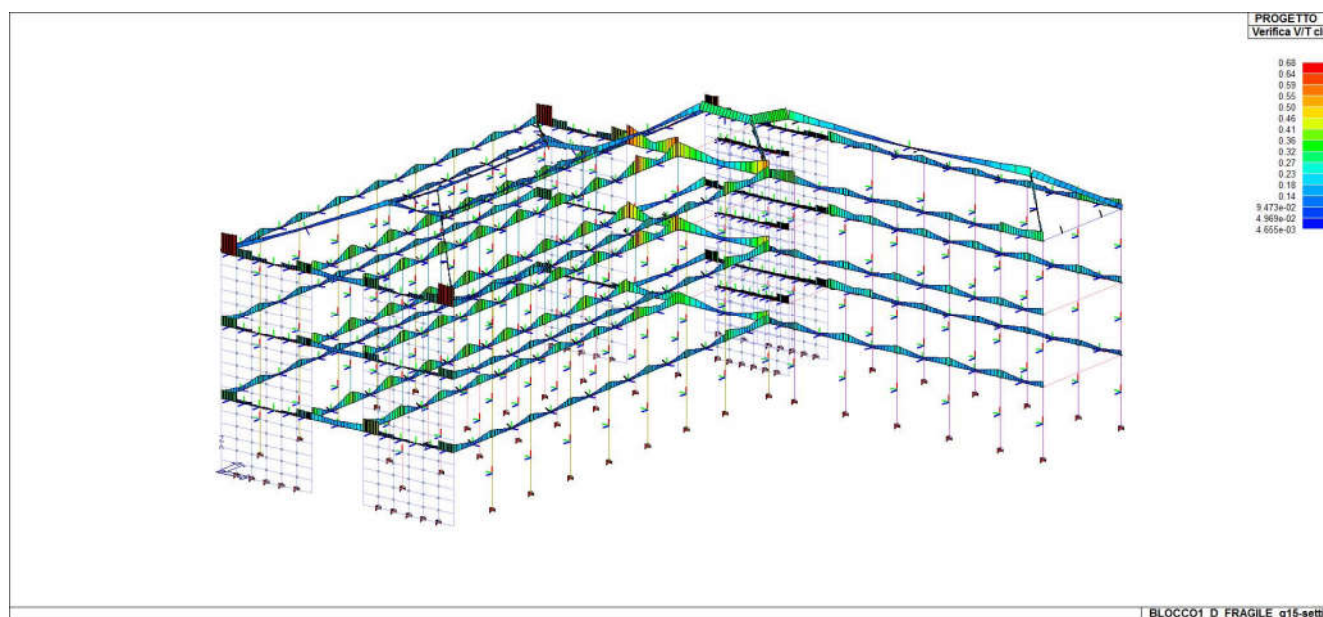
- 1) sono stati verificati in modo dettagliato gli elementi principali, il cui collasso comprometterebbe in modo drammatico la struttura, quindi i pilastri e le travi;
- 2) le verifiche eseguite dal software tengono conto dell'armatura reale presente nei pilastri e ricavata o dai rilievi o dagli elaborati progettuali. Nel caso in cui i rilievi abbiano evidenziato la presenza di armatura minore rispetto a quella prevista negli elaborati progettuali si è adottata l'armatura minore delle due;

- 3) le verifiche tengono conto della riduzione delle resistenze dei materiali in funzione del coefficiente di confidenza.

56 VERIFICA DEGLI ELEMENTI FRAGILI – $Q = 1,5$ – PGA 60% - CORPO D

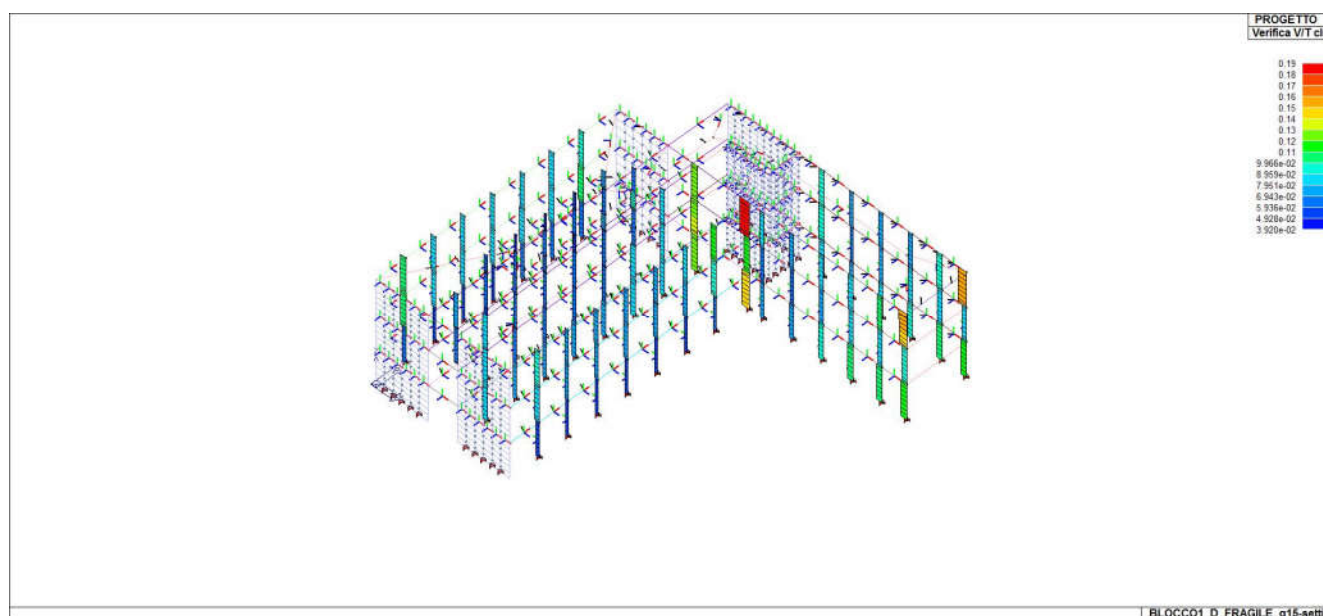
56.1 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



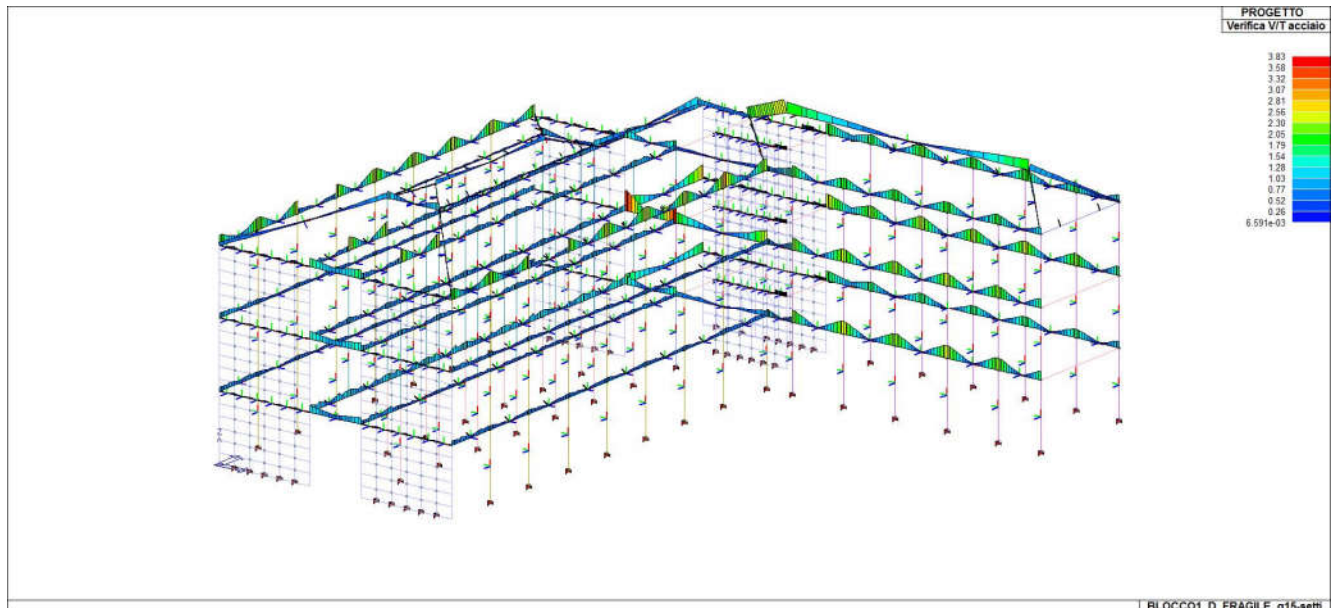
56.2 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO CALCESTRUZZO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo del cls.



56.3 VERIFICA DELLE TRAVI A TAGLIO LATO ACCIAIO

Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.



Si evince che in prossimità dei nodi in alcune travi il valore la verifica non risulta pienamente verificata.

Si ritiene che tali valori possono ridursi facilmente migliorando la modellazione per esempio modellando il sistema fondazionale corretto con le effettive rigidezze e gli effettivi gradi di vincolo. Tale approccio è da consigliarsi in fase di progettazione esecutiva. In merito alle verifiche a taglio degli edifici esistenti è inoltre diffusa l'interpretazione della normativa che tende a considerare la somma dei contributi delle resistenze dell'acciaio e del calcestruzzo per le verifiche agli SLU.

Le travi che richiedono una maggiore armatura a taglio saranno migliorate mediante placcature con fibre di carbonio.

56.4 NOTA SULLE VERIFICHE A TAGLIO

Per le costruzioni esistenti la Circolare specifica che la resistenza a taglio di una sezione di cls può essere assunta come somma dei contributi dovuti alla resistenza al taglio del solo cls più il contributo delle armature trasversali e dello sforzo normale.

$$V_u = V_c + V_n + V_s$$

$$V_c = 0.8 A_c \cdot k \sqrt{f_c}$$

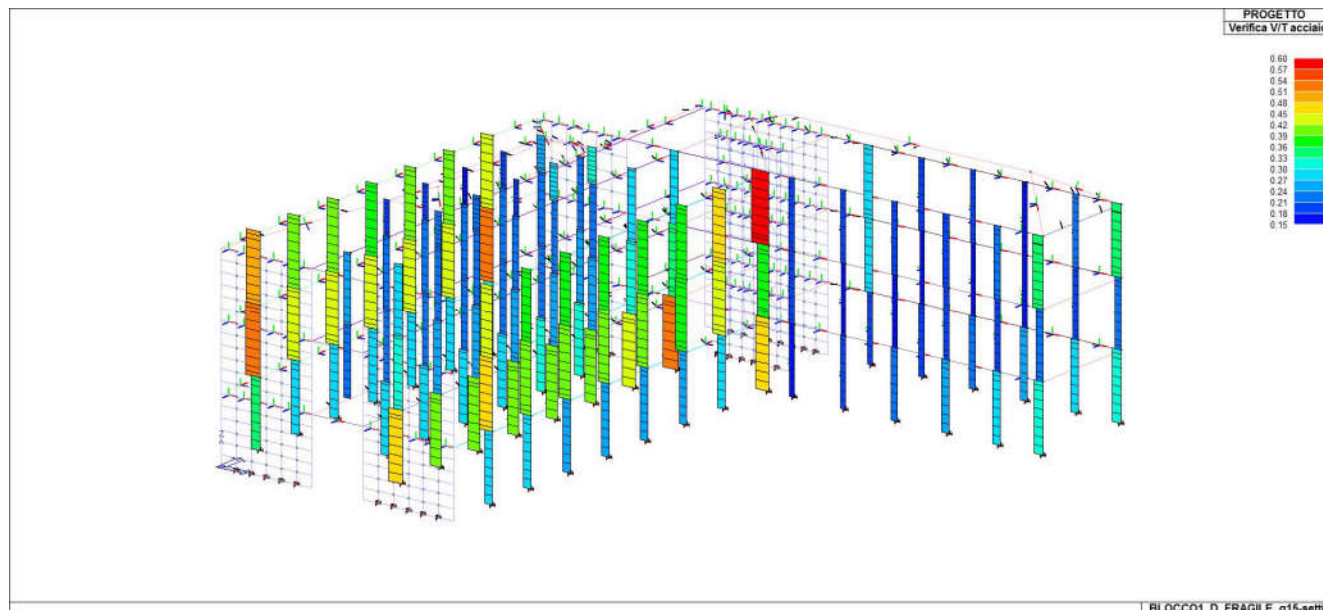
$$V_n = N \frac{h - x}{2L_s}$$

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot z$$

Il valore della resistenza al taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma = 1,25$

56.5 VERIFICA DEI PILASTRI A TAGLIO LATO ACCIAIO

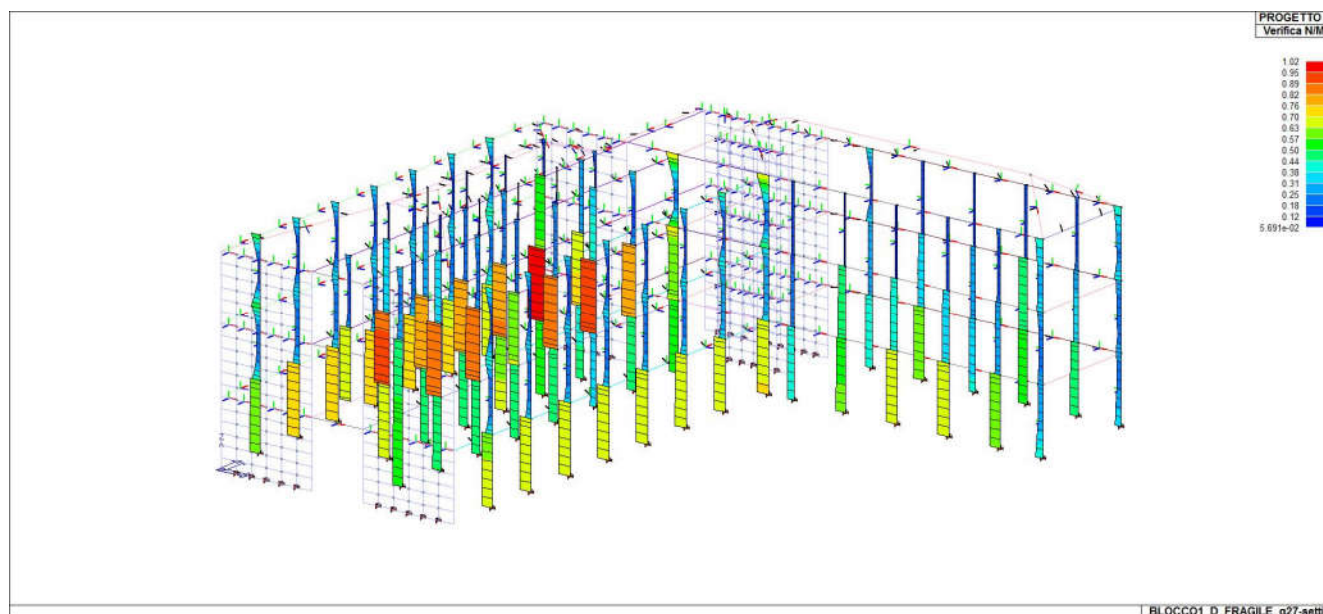
Si riporta la verifica delle sezioni sotto le azioni taglianti e torcenti. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva. Si riporta la verifica della sezione tenendo conto del solo contributo dell'acciaio.



57 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DUTTILI – Q = 2,72 – PGA 60% - CORPO D

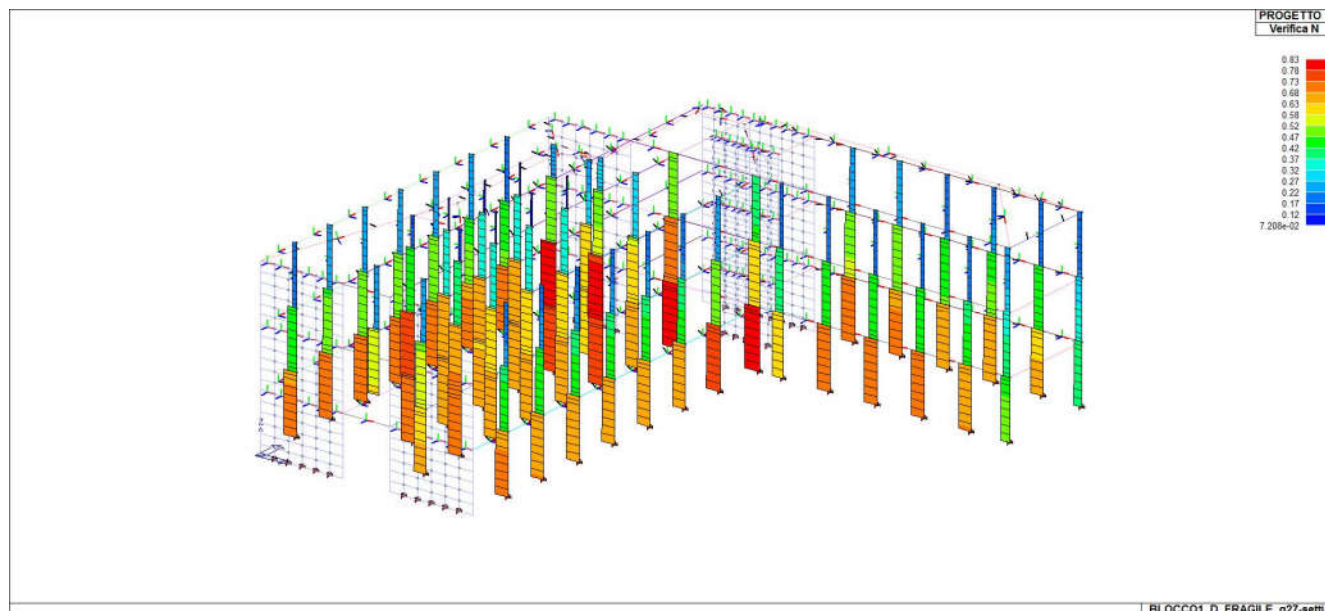
57.1 VERIFICA M/N DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE

Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione dei pilastri. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore.



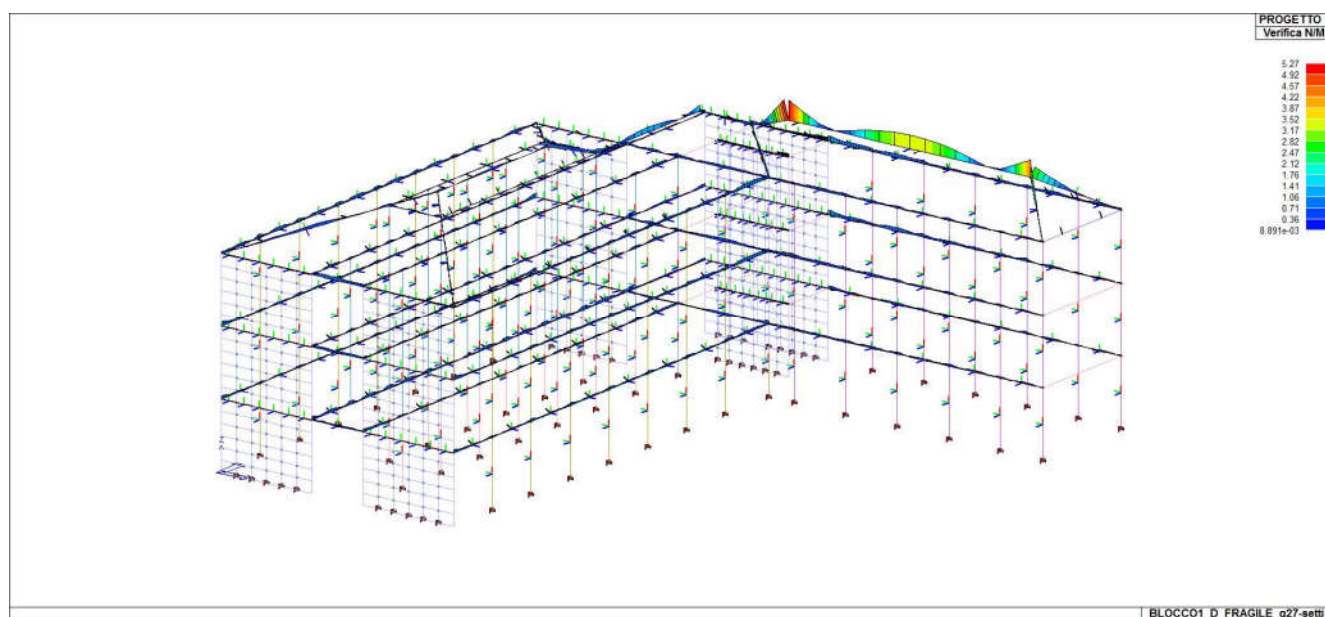
57.2 VERIFICA N (SFORZO NORMALE) DEI PILASTRI

Si riporta la verifica delle sezioni considerando la pressione massima dovuta allo sforzo normale agente sulla sezione di calcestruzzo, senza considerare il contributo dell'acciaio. La sollecitazione non deve eccedere del 65% la resistenza massima a compressione della sezione di solo cls. Il valore deve essere minore o uguale ad 1 per avere una verifica positiva.



57.3 VERIFICA N/M DELLE TRAVI A PRESSOFLESSIONE

Viene di seguito riportata la verifica a pressoflessione delle travi. La verifica consiste nel valutare il rapporto S_d/S_u , con sollecitazioni ultime proporzionali, dove S_d è la sollecitazione di progetto mentre S_u è la sollecitazione ultima. Affinché questa risulti soddisfatta il valore del rapporto deve essere inferiore o al più pari ad 1. Sono riportati in figura, mediante mappatura di colore, i risultati della verifica.



N.B.: La verifica di alcune travi non è soddisfatta per una percentuale elevata, si procederà perciò in fase esecutiva ad un loro incamiciamento mediante fibre di carbonio o piatti in acciaio.

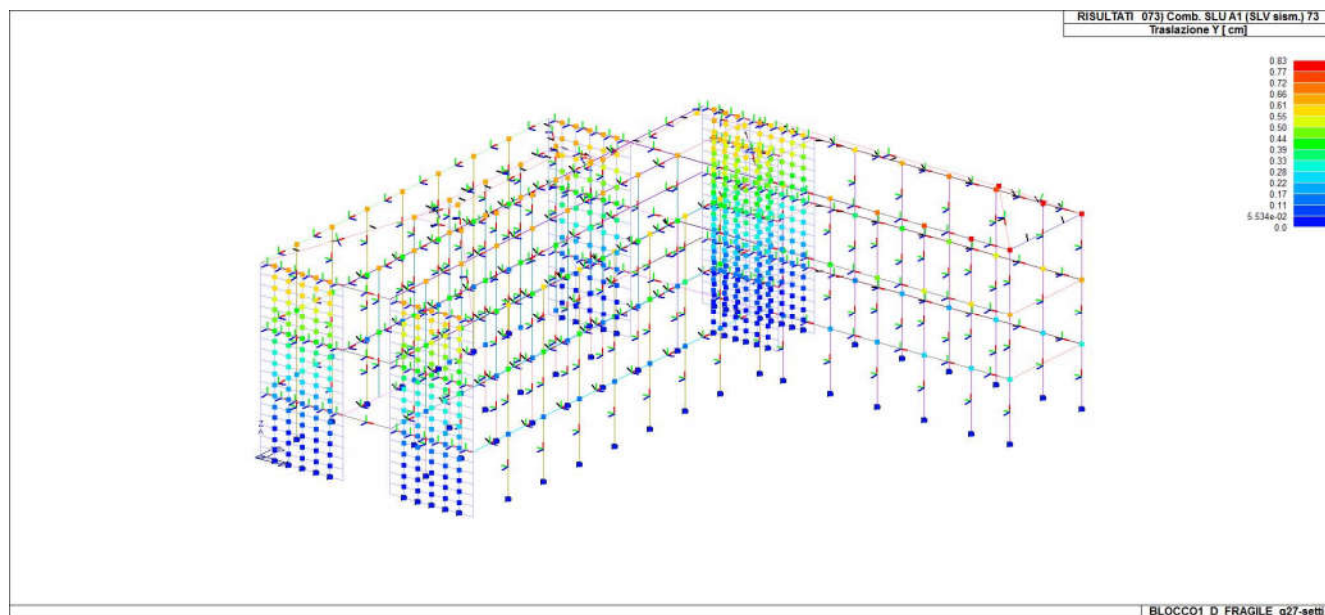
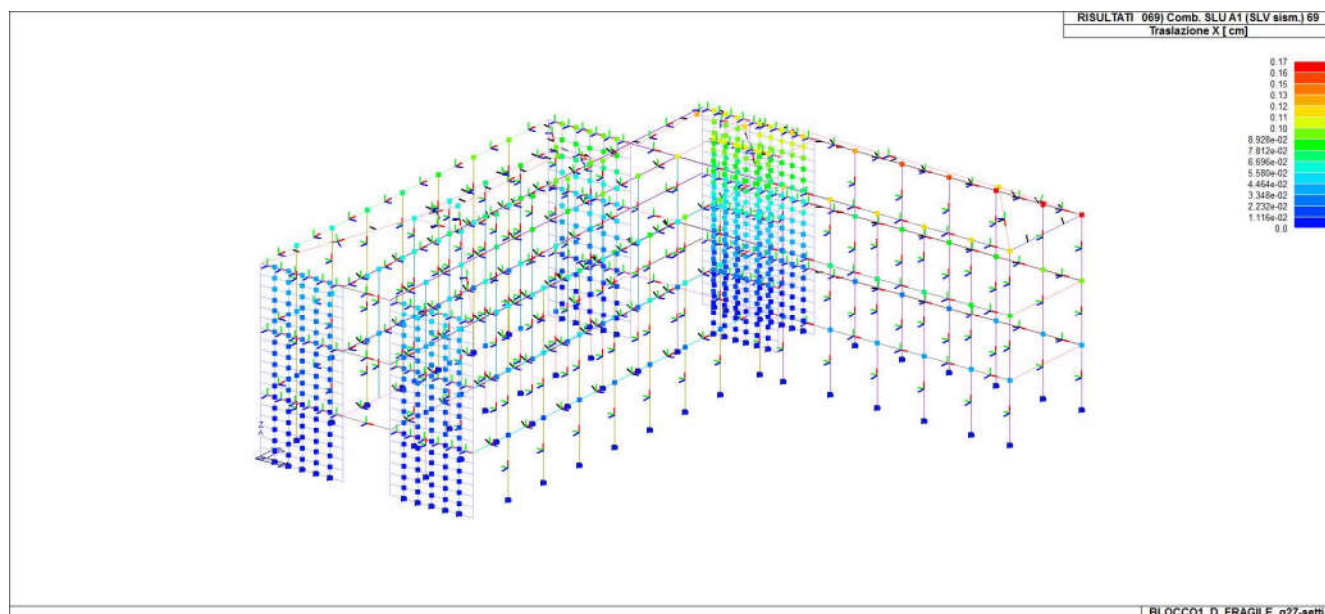
N.B.: Per quello che riguarda le nuove opere di miglioramento (nuove pareti in c.a. e cerchiature dei pilastri e delle travi) in fase esecutiva questi elementi di nuova realizzazione saranno verificati con il D.M.14.01.2008.

58 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI E DEI GIUNTI – CORPO D

Nella direzione perpendicolare al giunto la traslazione max allo SLV è di $0,17 \times 2,72 = 0,46 \text{ cm}$

Nella direzione parallela al giunto in corrispondenza della parete di confine la traslazione massima (asse y) è pari a $0,83 \times 2,72 = 2,25 \text{ cm}$.

Tali deformate in caso di sisma sono del tutto compatibili con le dimensioni del giunto tanto da escludere fenomeni di martellamento.



59 SINTESI SULL'ESITO DELLE VERIFICHE POST INTERVENTI - CORPO D

Le verifiche precedenti sono state condotte considerando un'azione sismica da normativa pari al 60% di quella adottata per lo stesso sito per una costruzione ex-novo e considerando di attuare nell'edificio gli interventi già citati che possano ridurre la vulnerabilità sismica (setti in c.a. negli angoli dell'edificio).

Rispetto alla verifica di vulnerabilità di secondo livello, si può dedurre che con l'introduzione dei setti in c.a. lungo i bordi dell'edificio, si riduce drasticamente il numero di elementi strutturali (travi e pilastri) da rinforzare.

Le verifiche degli elementi strutturali eseguite variando la percentuale di accelerazione sismica, hanno dato i seguenti risultati:

| ESITO VERIFICA ELEMENTI CON SISMA 60% PGA | |
|---|---------------------------------|
| ELEMENTO STRUTTURALE PRINCIPALE | ESITO VERIFICA |
| PILASTRI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO |
| PARETI IN C.A. | DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA |
| TRAVI IN C.A. A TAGLIO | VERIFICATO CON RINFORZI |
| PILASTRI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO |
| TRAVI IN C.A. A PRESSOFLESSIONE | VERIFICATO CON RINFORZI |

60 CONCLUSIONI – CORPO D

Dal punto di vista prettamente analitico, l'edificio studiato, attualmente, è in grado di sopportare le azioni sismiche dovute ad un sisma pari al:

- **10%** di quello di progetto per una nuova costruzione previsto dal D.M.14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;

Superati questi valori alcuni elementi cominciano ad andare in crisi; ciò non toglie però che gli edifici possano avere qualche risorsa di resistenza in più rispetto quelle evidenziate nell'analisi strutturale teorica.

Per aumentare l'indice di vulnerabilità dell'edificio fino a portarlo almeno al 60% della PGA di un edificio di nuova costruzione si dovranno eseguire i seguenti interventi:

- 1) Realizzare dei setti in c.a. perimetro dell'edificio;
- 2) Rinforzare alcune travi che presentano delle carenze d'armatura mediante placcatura o incamiciamento con fibre di carbonio o elementi in acciaio;

Si riporta di seguito uno schema sintetico degli interventi.

PIANTA PIANO TIPO

COSTRUZIONE NUOVO SETTO IN C.A.
PROGETTO

CONSTRUZIONE NUOVO SETTO IN C.A.
/ PROGETTO