COMUNE DI MORCONE
Provincia di Benevento

O.P.C.M. 3274/2003
Verifica della vulnerabilità sismica dell'edificio "Scuola Media E. De Filippo"

Committente:
Amministrazione comunale di Morcone (BN)

R.U.P.:
Arch. Bruno Parlapiano

Il Progettista
Ing. Annamaria Zotti

OPERA:	VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DELL'EDIFICIO "SCUOLA MEDIA E. DE FILIPPO"
TIPO ELABORATO:	GENERALE
OGGETTO ELABORATO:	RELAZIONE TECNICA GENERALE BLOCCO 2

SIGLA:			N° Progressivo:
VV-Gen.RTGB2 03	Nome file:	VV-Gen. RTGB2 03.docx	03
	Scala:	1:100	
	Data:	Gennaio 2015	

Sommario

1. INTRODUZIONE 1
2. CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICO-QUALITATIVE DELL'EDIFICIO 3
   2.1 DOCUMENTAZIONE RINVENUTA E ANALISI STORICO CRITICA 3
   2.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE 6
   2.3 ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO 8
3. LIVELLO DI CONOSCENZA E PROPRIETA' DEI MATERIALI 9
   3.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI ESISTENTI 13
   3.2 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA 13
4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO 15
   4.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 15
   4.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE 16
   4.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO 18
   4.4 SPETTRI DI RISPOSTA 19
   4.5 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 19
5. AZIONI SULLA COSTRUZIONE DIVERSE DA QUELLA SISMICA 22
6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI 25
7. VERIFICHE DI REGOLARITÀ 27
   7.1 CLASSE DI DUTTILITÀ 27
8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA 29
   8.1 SCHEMA GEOMETRICO DELLA STRUTTURA 30
9. ANALISI GLOBALE: METODO DI ANALISI 50
10. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA 52
11. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A. 60
12. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE 63
13. RIFERIMENTI DI NORMATIVA 64

1. INTRODUZIONE

La presente relazione illustra i risultati delle valutazioni di sicurezza sismica eseguite per le strutture del corpo centrale (blocco 2) della Scuola Media E.De Filippo sita nel Comune di Morcone, in via degli Italici, n° 33 ai sensi delle Norme tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 14/01/2008, Ministero delle Infrastrutture, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 30) e della Circolare applicativa 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM. 14 gennaio 2008, (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, pubblicata sulla Gazzetta ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n.27): al fine di implementare correttamente la verifica strutturale, tali valutazioni sono state effettuate una volta raccolte le necessarie informazioni sulla struttura e sui materiali costituenti, oggetto di una specifica campagna di indagini.

Figura 1.1 – Vista satellitare del Comune di Morcone con l'individuazione della Scuola Media (fonte Google Earth).

Figura 1.2 – Vista satellitare della Scuola Media con l'individuazione del corpo principale (fonte Google Earth).

Si tratta di un edificio intelaiato in cemento armato realizzato verso la fine degli anni settanta del novecento e dunque antecedente alla zonizzazione sismica del territorio di Morcone.
Le verifiche di sicurezza sono state condotte con riferimento allo stato attuale dell'edificio.
Con l'ausilio dei programmi PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program, versione 2014, della ditta 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.,si è proceduto alle verifiche del comportamento delle strutture con modello globale dell'intero edificio, per la valutazione del periodo di ritorno dell'azione sismica in grado di attivare i meccanismi di danneggiamento o collasso globale o locale di singole unità strutturali.

2. CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICO-QUALITATIVE DELL'EDIFICIO

La definizione delle caratteristiche strutturali dell'edificio è il risultato di un processo conoscitivo che coinvolge diverse fasi dell'incarico.
Si è iniziato con la ricerca della documentazione progettuale originaria (grafici, relazioni di calcolo, contabilità dei lavori) che ha dato esito positivo in quanto sono stati trovati tutti i documenti progettuali originari, architettonici e strutturali, nonché la contabilità dei lavori eseguiti.
Il rilievo geometrico strutturale e le indagini conoscitive (saggi a vista e prove strumentali) sono stati forniti dall'Amministrazione Comunale.
I diversi sopralluoghi effettuati hanno complessivamente consentito di individuare con attendibilità lo schema resistente della struttura nonché i carichi permanenti e variabili cui essa è soggetta.
Nei successivi sottoparagrafi sono sintetizzati i principali risultati del processo conoscitivo.

2.1 DOCUMENTAZIONE RINVENUTA E ANALISI STORICO CRITICA

Al fine di individuare geometricamente il modello costituente la struttura dell'edificio in esame il primo passaggio fatto è stato quello di effettuare una ricerca documentale negli archivi del comune di Morcone. Da tali ricerche è stato possibile reperire una documentazione relativa sia alla parte amministrativa sia alla struttura dell'opera. Infatti presso il Comune di Morcone è stata trovata la documentazione relativa al presente progetto, comprensiva anche dei disegni architettonici. Si è riusciti a sapere che il collaudo è stato effettuato in data 20.04.1973 dall'Ing. Luigi tedeschi, e, quindi, che l'edificio ha sicuramente subito il sisma del 1980.
Questo elemento ci aiuta a capire che la struttura, pur subendo dei danni, è comunque riuscita a sopportare il disastroso sisma del 1980 e che quindi non è da considerarsi del tutto inadeguata, ma è semplicemente caratterizzata da alcuni limiti progettuali insiti nel modo di costruire e progettare propri dell'epoca della sua realizzazione (telai piani, travi forti e pilastri deboli, fondaioni isolate).

La documentazione trovata è risultata utile a ricostruire la geometria della struttura.
Oltre alle dimensioni degli elementi è fondamentale conoscere i quantitativi di armatura in essi posizionata; per rispondere a tale problematica sono stati consultati i disegni esecutivi senza dover ricorrere ad indagini pacometriche.

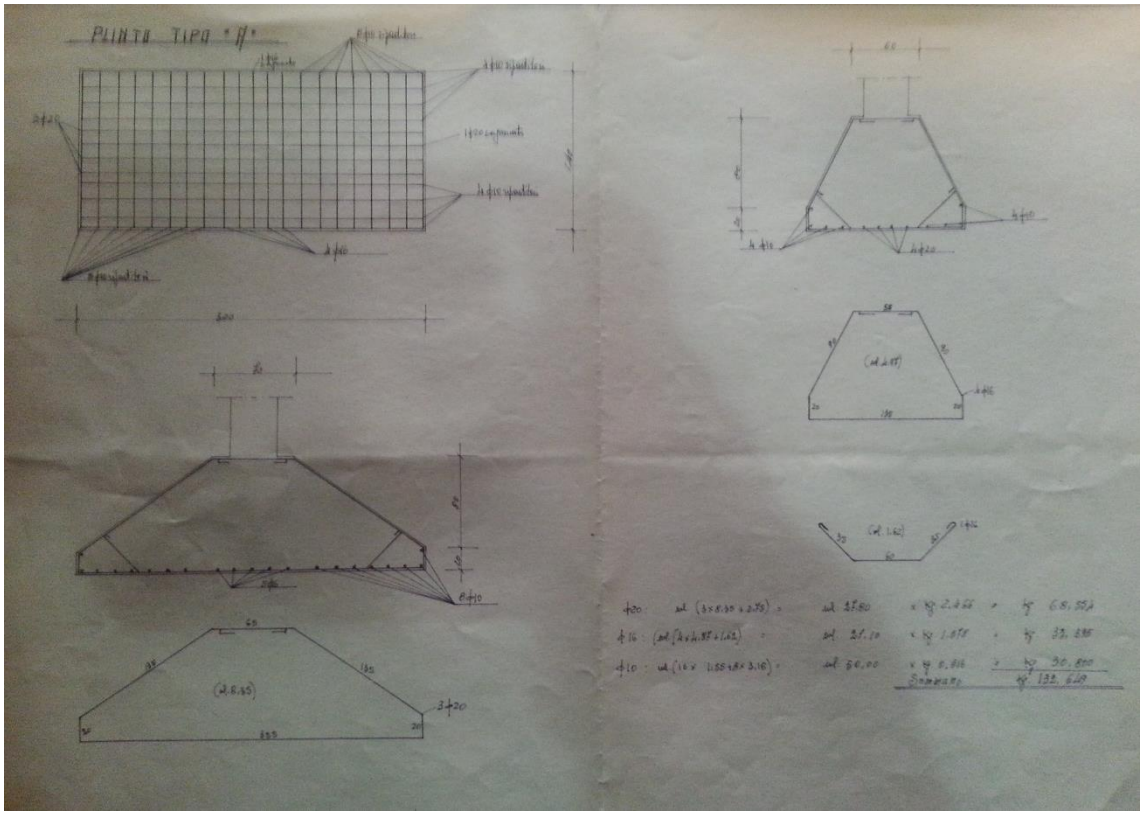


Figura 2.1.1 – Disegno esecutivo: plinti di fondazione tipologia A.

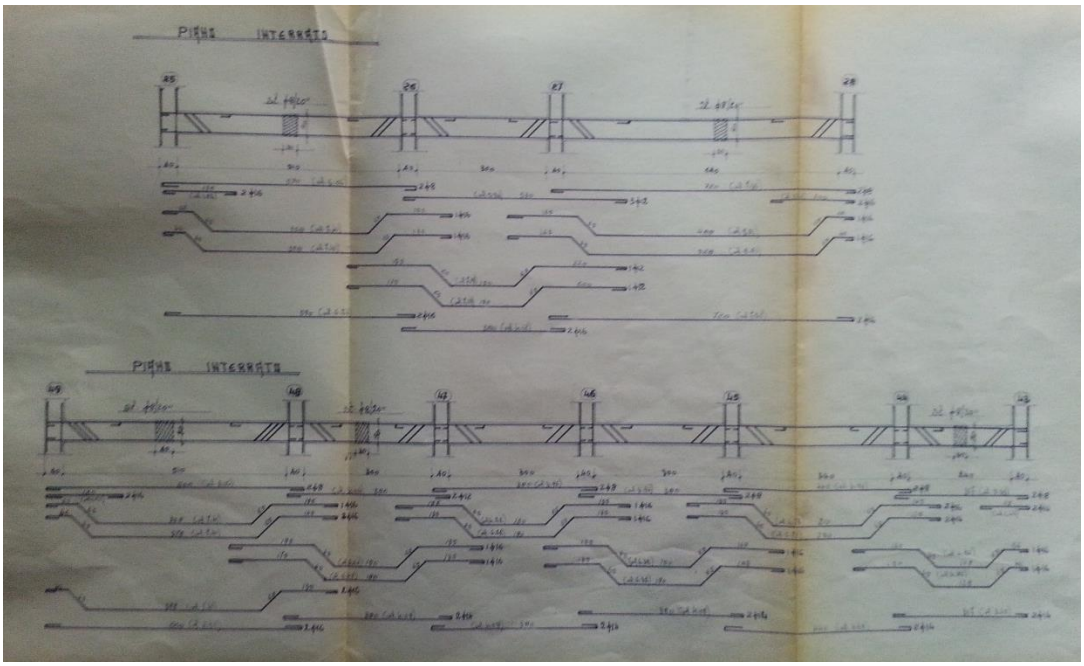


Figura 2.1.2 – Disegno esecutivo: travi piano interrato.

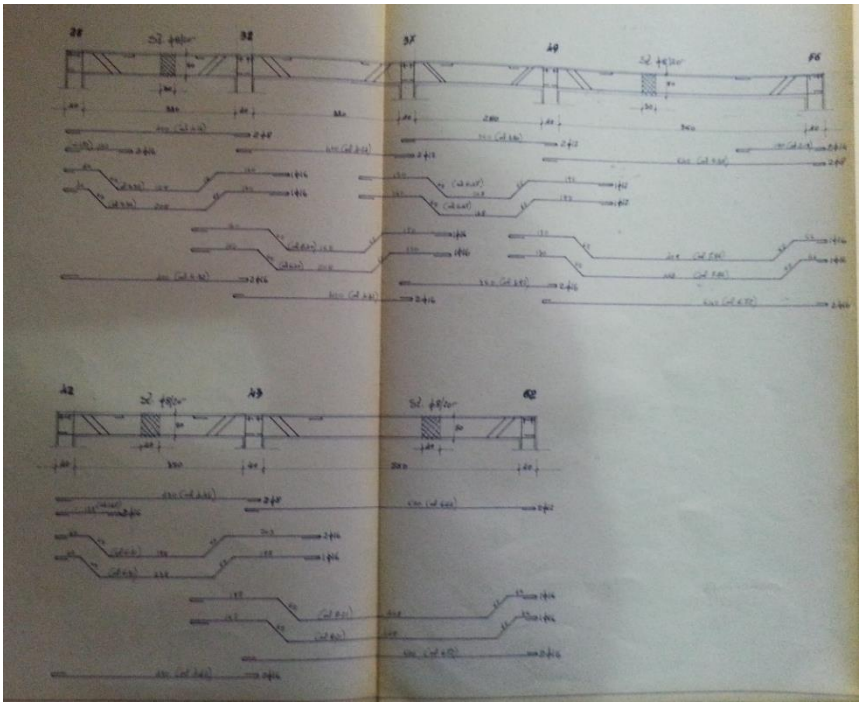


Figura 2.1.3 – Disegno esecutivo: travi piano di copertura.

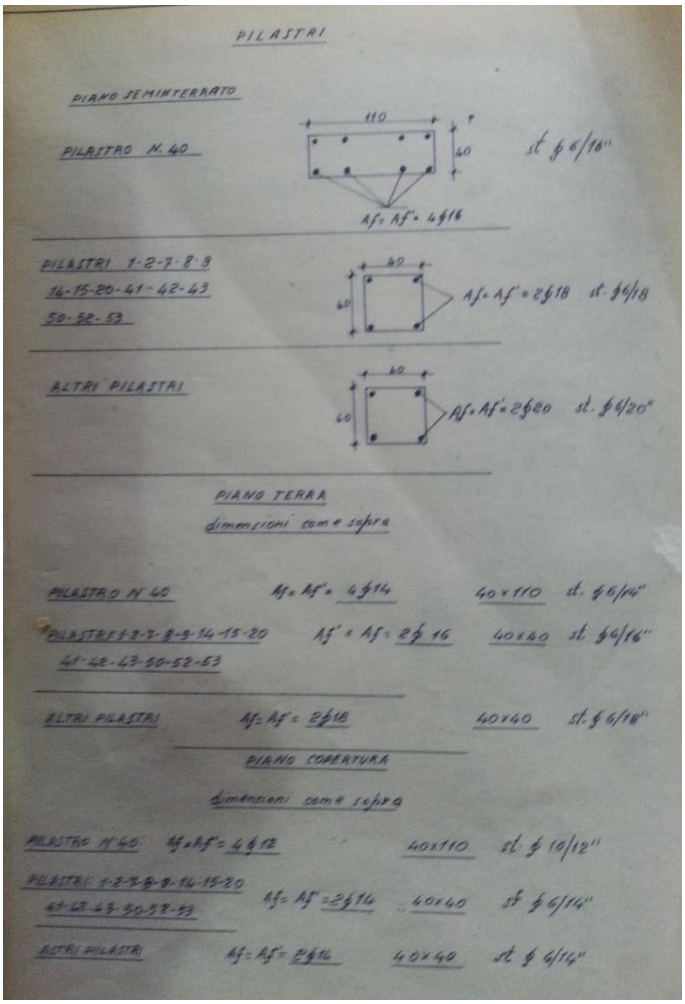


Figura 2.1.4 – Disegno esecutivo: pilastri.

2.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE

La pianta dell'edificio,molto irregolare nella sua forma, può essere descritta come una sorta di "L", formata dall'assemblaggio di blocchi rettangolari, collegati da un corridoio laterale che si sviluppa al fianco delle aule, con queste ultime che sono distribuite su tre livelli insieme ad una serie di elementi accessori, quali laboratori, auditorium, uffici di segreteria ed altre funzioni accessorie all'attività didattica. La struttura globalmente è inscrivibile in un rettangolo di lati pari a 36,9 x 38,4 m, pur presentando un'articolazione planimetrica ben più complessa dell'impronta virtuale descritta, caratterizzata in elevazione dall'andamento orografico del sito. L'edificio presenta una copertura piana.

Il sistema strutturale è del tipo a telaio spaziale, risultando costituito da un insieme di telai piani in c.a. disposti nelle due direzioni della pianta: otto in direzione X e nove in direzione Y. I pilastri hanno sezione costante lungo tutta l'altezza pari a 40 x 40 cm, tranne il pilastro n. 40 di dimensioni pari a 40 x 110. Le travi sono del tipo a spessore ed emergente con sezioni che variano in funzione della posizione: 40 x 50, 30 x 50, 30 x 60 e 30 x 40 nel caso delle travi emergenti e 40 x 24 e 60 x 24 per le travi a spessore. I solai sono latero-cementizi con travetti in c.a. interposti a pignatte in laterizio.
Il terreno di fondazione, come si evince dalla perizia geologica, è di natura calcarea, precisamente a partire dal basso ai calcari bianchi marnosi seguono le marne argillise verdastre e rossastre. La fondazione è composta da elementi isolati (plinti) collegati tra loro in entrambe le direzioni da travi di sezione con altezza variabile da 40 a 60 cm e base pari a 30 cm. Sotto l'aspetto morfologico l'area presenta un andamento acclive, pertanto sia i plinti che le travi di collegamento sono disposte ad altezze diverse.

In base a quanto sopra esposto è possibile individuare uno schema sismo-resistente alle azioni orizzontali del tipo a telaio di travi e pilastri. Non sono presenti, invece, casi in cui è necessario considerare l'azione sismica verticale per l'assenza di campate con luci superiori a 20 m, di sbalzi con luci superiori a 4 m, di elementi spingenti, ecc..

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

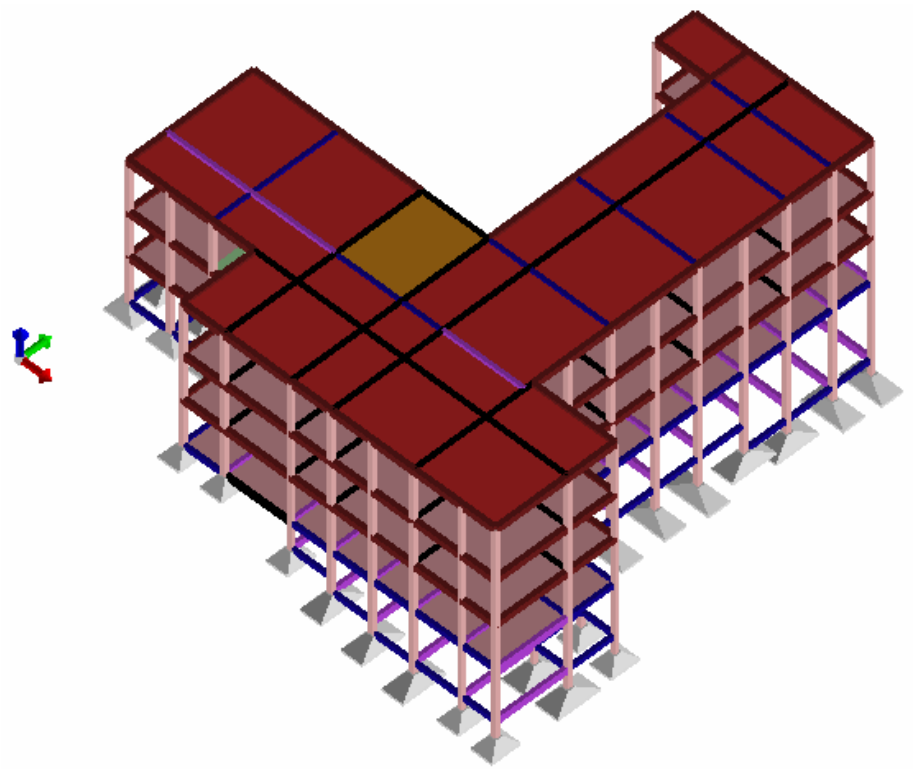


Figura 2.2.1 – Vista prospettica 1.

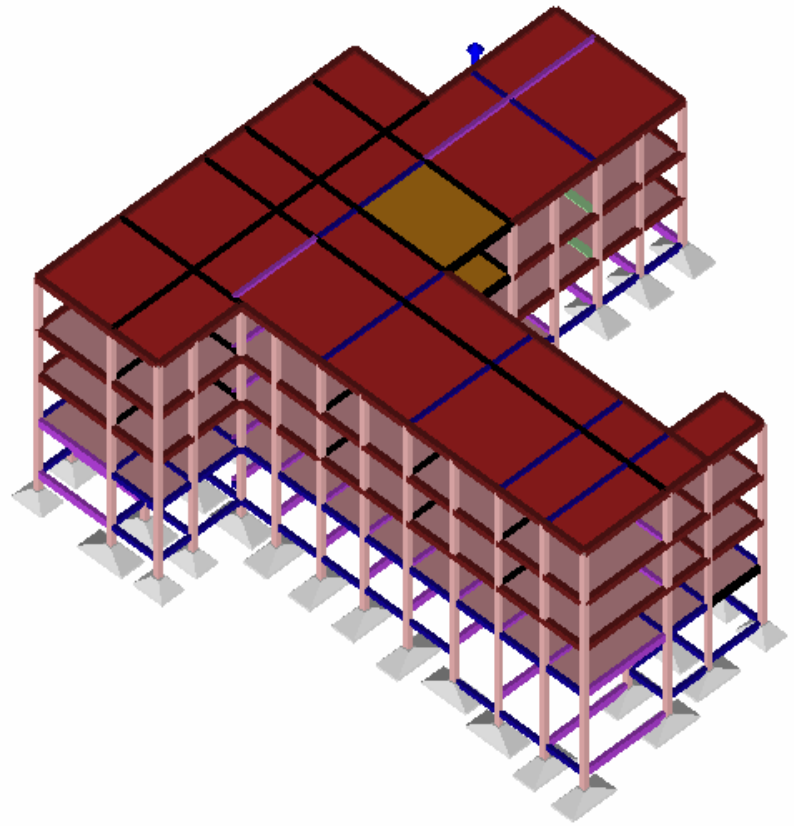


Figura 2.2.2 – Vista prospettica 2.

2.3 ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO

Dai sopralluoghi effettuati è emerso che l'edificio si presenta in discreto stato di conservazione sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista delle finiture.
Nel suo complesso non è evidente un significativo quadro fessurativo e non sono presenti segni relativi a dissesti o a cedimenti fondali in atto che possano pregiudicare, allo stato attuale, la staticità del fabbricato. È riscontrabile, tuttavia, un danno leggero e non diffuso caratterizzato da:

- Lesioni capillari o lievi nelle strutture verticali senza espulsioni di materiale e/o dislocazioni significative dei componenti;
- Lesioni capillari nei solai parallelamente all'orditura dovute a flessione differenziale dei travetti;
- Lesioni capillari da ritiro del calcestruzzo nelle travi di copertura.

Figura 2.3.1 – Lesioni capillari nelle strutture verticali.

Inoltre, per quanto è stato possibile osservare, l'edificio non è stato oggetto di interventi di adeguamento e/o miglioramento sismico.

3. LIVELLO DI CONOSCENZA E PROPRIETA' DEI MATERIALI

Per valutare la vulnerabilità sismica delle strutture esistenti e per definire il più appropriato livello di sicurezza nei confronti delle azioni sulle strutture, risulta fondamentale acquisire il maggior numero di informazioni relative alla storia progettuale, alla geometria ed alle caratteristiche dei materiali che costituiscono le strutture portanti.

La conoscenza dell'edificio, nel caso specifico, è stata conseguita con ricerche storiche, con lo studio delle tipologie costruttive relative all'epoca di costruzione, e con l'analisi delle operazioni di rilievo e delle indagini strumentali fornite dall'Amministrazione Comunale.

L'operazione di caratterizzazione non è scaturita solo da una semplice interpretazione ed estensione dei risultati delle indagini, ma è stata anche il frutto di una più complessa analisi dell'edificio che ha compreso l'individuazione dei principi e delle tecniche con le quali le strutture sono state concepite e realizzate.

Vista la ricca documentazione trovata non ci si è dovuti affidare ad una campagna di indagini meticolosa; oltre che per la geometria ciò è valido anche per la caratterizzazione meccanica dei materiali.

Gli elementi che hanno contribuito alla conoscenza dell'edificio sono riportati nel seguito:

- **rilievo geometrico e strutturale** sia degli elementi portanti verticali sia degli elementi portanti orizzontali, con l'individuazione dei carichi gravanti fornito dall'Amministrazione Comunale;
- analisi dei **dettagli costruttivi** effettuata mediante saggi a vista (sui tompagni, sui solai e in fondazione) e consultazione della documentazione del progetto originale depositato al Genio Civile;
- **verifiche ed indagini in situ**; in particolare sono stati reperiti certificati relativi a:
    - prove di resistenza a compressione su cubetti di calcestruzzo;
    - indagini sclerometriche e ultrasoniche;

  effetuate nel Novembre del 2002.

  Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dell'armatura, non avendo a disposizione alcuna documentazione in merito, sono state previste una serie di prelievi di barre di armatura da sottoporre a prove di trazione. I risultati delle prove, ovviamente caratterizzati da una certa dispersione dei dati, sono stati elaborati al fine di giungere a valori delle resistenze utilizzabili per tutti gli elementi o gruppi di essi.

SANNIO TEST s.r.l.

Laboratorio e sede sociale:
Z. I. L oc. Pezzapiana 82100 BENEVENTO
Tel. e Fax 0824.24724
e-mail: sannio.test@tin.it

P.I. 01209370624
C.C.I.A.A. n. 20774/2000
Cap. soc. £ 94.400.000

LABORATORIO TECNOLOGICO SPERIMENTALE PER PROVE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONI
Autorizzato con D.M. n. 43320 del 28/01/98

Rapporto di prova n° E0124/02 del 11/11/2002

COMMITTENTE : Comune di Morcone

CANTIERE : ***Scuola Media e Materna "E. De Filippo"***
Via degli Italici Morcone (BN)

DATA DI PROVA: 08/11/2002

1° PIANO

Prova	*STRUTTURA*	*Velocita' m/sec*	*Ed kg/cmq*	**Indice medio sclerometrico*	*R (S) Kg/cmq*
1	Pilastro aula	3861,4	308645	35,2	308,0
2	Pilastro aula	3697,4	282985	37,3	294,5
3	Pilastro aula	3986,4	328952	32,3	304,0
4	Pilastro aula	3763,8	293240	39,3	325,1
5	Pilastro aula	3604,5	268943	41,3	308,2
6	Pilastro aula	3501,4	253778	42,0	292,3
7	Pilastro aula	3524,6	257152	44,5	315,8
8	Pilastro aula	3621,4	271471	40,4	304,6
9	Pilastro aula	3709,7	284871	37,8	301,1
10	Pilastro scala	3578,1	265018	40,3	295,0

NOTE:
R (S) = Resistenza a compressione stimata col **metodo combinato**
* indice medio di rimbalzo di 10 battute sclerometriche
Ed = Modulo Elastico Dinamico

Lo Sperimentatore
dott. geol. Vito Carbone

SANNIO TEST SRL BENEVENTO

Il Direttore del Laboratorio
ing. Mariano A. Recupero

pag. 2 di 3

INSERT ICMQ NORMA UNI EN ISO 9002 CERTIFICAZIONE SISTEMA QUALITA' CERTIFICATO N°01640 IQNet

Figura 3.1 – Certificato prova sclerometrica e ultrasonica: 1° piano.

SANNIO TEST s.r.l.

Laboratorio e sede sociale:
Z. I. L oc. Pezzapiana 82100 BENEVENTO
Tel. e Fax 0824.24724
e-mail: sannio.test@tin.it

P.I. 01209370624
C.C.I.A.A. n. 20774/2000
Cap. soc. £ 94.400.000

LABORATORIO TECNOLOGICO SPERIMENTALE PER PROVE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONI
Autorizzato con D.M. n. 43320 del 28/01/98

Rapporto di prova n° E0124/02 del 11/11/2002

COMMITTENTE : Comune di Morcone

CANTIERE : ***Scuola Media e Materna "E. De Filippo"***
Via degli Italici Morcone (BN)

DATA DI PROVA: 08/11/2002

2° PIANO

Prova	*STRUTTURA*	*Velocita' m/sec*	*Ed kg/cmq*	**Indice medio sclerometrico*	*R (S) Kg/cmq*
1	Pilastro aula	3621,8	271531	39,2	295,1
2	Pilastro aula	3496,7	253097	42,8	297,2
3	Pilastro aula	3564,7	263037	43,2	314,6
4	Pilastro aula	3694,8	282587	40,3	319,1
5	Pilastro aula	3763,1	293131	36,1	297,0
6	Pilastro aula	3687,3	281441	39,9	314,2
7	Pilastro aula	3567,4	263435	41,8	304,4
8	Pilastro aula	3670,7	278913	38,3	297,6
9	Pilastro aula	3685,6	281182	39,4	309,7
10	Pilastro scala	3548,7	260681	40,8	292,9

NOTE:
R (S) = Resistenza a compressione stimata col **metodo combinato**
* indice medio di rimbalzo di 10 battute sclerometriche
Ed = Modulo Elastico Dinamico

Lo Sperimentatore
dott. geol. Vito Carbone

SANNIO TEST SRL BENEVENTO

Il Direttore del Laboratorio
ing. Mariano A. Recupero

pag. 3 di 3

ICMQ NORMA UNI EN ISO 9002 CERTIFICAZIONE SISTEMA QUALITA' CERTIFICATO N°01640

Figura 3.2 – Certificato prova sclerometrica e ultrasonica: 2° piano.

SANNIO TEST s.r.l.

Laboratorio e sede sociale:
Z. I. Loc. Pezzapiana 82100 BENEVENTO
Tel. e Fax 0824.24724
e-mail: sannio.test@tin.it

P.I. 01209370624
C.C.I.A.A. n. 20774/2000
Cap. soc. £ 94.400.000

LABORATORIO TECNOLOGICO SPERIMENTALE PER PROVE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONI
Autorizzato con D.M. n. 43320 del 26/01/98

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE UNI EN 6132-72

Rapporto di prova n° C0125/02 del 11/11/2002

OPERA: SCUOLA MEDIA E MATERNA "E. DE FILIPPO"
Via Degli Italici MORCONE (BN)

COMMITTENTE: COMUNE DI MORCONE

DATA DI PROVA: 11/11/2002

RISULTATI DELLE PROVE

camp.	Posizione	Data di prelievo	diametro (cm)	altezza (cm)	area res. (cmq)	massa (kg)	Resistenza tot. (KN)	Resistenza unit. (Kg/cmq)
C1	Pilastro piano interr.	08/11/2002	6,4	12,08	32,17	0,957	84,5	267,8
C2	Pilastro piano interr.	08/11/2002	6,4	13,00	32,17	0,941	98,6	312,4
C3	Pilastro piano terra	08/11/2002	6,4	13,02	32,17	0,947	99	313,7

DETERMINAZIONE SPESSORE DI CLS ALTERATO DAL FENOMENO DELLA CARBONATAZIONE

camp.	spessore alterato (cm)
C1	1,91
C2	1,3
C3	1,5

Lo Sperimentatore
(Dott. Geol. Vito Carbone)

SANNIO TEST SRL BENEVENTO

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Ing. Mariano Antonio Recupero)

ICMQ NORMA UNI EN ISO 9002 CERTIFICAZIONE SISTEMA QUALITA' CERTIFICATO N°01640

IQNet

pag. 1 di 1

Figura 3.3 – Certificato prova di resistenza a compressione cls.

3.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI ESISTENTI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti assunte nelle analisi numeriche sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo tipo **C20/25** (Resistenza caratteristica Rck = 25.0 N/mm2);
- **Barre di acciaio liscio tipo FeB32k** (Resistenza caratteristica Fyk = 320.0 N/mm2).

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.
Per quanto riguarda il calcestruzzo dalla documentazione reperita si è ricavato un valore della resistenza media a compressione di calcolo corrispondente ad un calcestruzzo C20/25.
Per quanto riguarda l'acciaio sono stati estratti dei campioni di armatura sottoposti a prove di trazione in laboratorio. Le prove effettuate hanno confermato le classi indicate negli elaborati progettuali originari, ovvero: classe Feb32k liscio per l'acciaio delle travi e dei pilastri.

3.2 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Si ritiene che la conoscenza dell'edificio è stata conseguita con un livello di approfondimento, funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storico-documentale, della documentazione rinvenuta e delle indagini sperimentali così come definito al capitolo C8A.1.B.3 e relativa Tabella C8A.1.2 della Circolare del CSLP n. 617/2009 esplicativa delle NTC08 pari a: ***"LC2 - Conoscenza Adeguata"*** che consente di poter adottare un ***"Fattore di Confidenza FC = 1,20".***

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *limitate* verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *limitate* prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

In relazione al livello di conoscenza conseguito si precisano i seguenti aspetti relativi a: geometria, dettagli costruttivi e materiali:

- **Geometria**: è stata ricavata sulla base dei disegni di carpenteria originali e di un rilievo metrico ex-novo “completo” fornito dall’Amministrazione Comunale e integrato da diversi saggi a vista;
- **Dettagli costruttivi**: si è proceduto alla consultazione dei disegni costruttivi allegati al progetto originale e all’effettuazione di limitate verifiche in situ mediante saggi a vista per controllare la corrispondenza tra le armature effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni;
- **Proprietà dei materiali**: le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono state desunte dall’elaborazione dei dati delle prove di laboratorio fornite dall’Amministrazione Comunale. Il numero di prove effettuate è stato considerato in funzione del livello di conoscenza adottato e dei certificati di collaudo e prove sui materiali rinvenuti; si è pervenuti così ad un numero di prove corrispondenti a "limitate prove in situ".

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si è tenuto conto delle situazioni ripetitive presenti, che hanno consentito di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidente caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale (“Note esplicative alla tabella C8A.1.3 (a,b)” della “Circolare NTC08”).

4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Il seguente paragrafo ha lo scopo di stimare i parametri di progetto per la definizione delle azioni sismiche di riferimento necessarie per la valutazione della vulnerabilità delle strutture.

4.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione, secondo le "NTC", sono caratterizzate da un periodo di riferimento V_R e da prescelte probabilità di superamento nella vita di riferimento $P_{VR,}$ associate ai vari stati limite.
Per definire il periodo di riferimento occorre individuare la vita nominale della struttura (intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata) e la classe d'uso.

La vita nominale V_N dei diversi tipi di opere è stabilita come nella tabella seguente:

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

La classe d'uso, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche, è stabilita come nella tabella seguente:

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.

cui corrispondono i seguenti coefficienti:

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.

Nel caso specifico, trattandosi di un edificio scolastico, si è fatto riferimento ad "*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*" con Vita Nominale - $V_N \geq 50$ anni, il cui uso prevede **"Costruzioni con affollamenti significativi"**_cui corrisponde **"Classe d'uso III – Cu = 1,5",** pertanto il **"Periodo di riferimento per l'azione sismica - V_R"** vale:

$$\boldsymbol{V_R} = V_N * C_U = 50 * 1{,}5 = \mathbf{75\ anni} \qquad \text{(eq. 2.4.1 NTC 08)}$$

4.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La caratterizzazione sismica del sottosuolo ha permesso di assumere "**Categoria di suolo di fondazione di tipo B**", ossia *"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 Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina)".*

L'identificazione della categoria di sottosuolo permette di definire i coefficienti Ss (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e Cc (coefficiente che individua il periodo dello spettro, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante).

Il sito in esame è ubicato in una zona acclive (inclinazione media superiore a 15°) per cui ai sensi della tab. 3.2.IV delle "NTC08" la **Categoria Topografica è "T2"**, e quindi ai sensi della successiva tab. 3.2.VI, il "**Coefficiente di amplificazione topografica" risulta "ST = 1,2**".

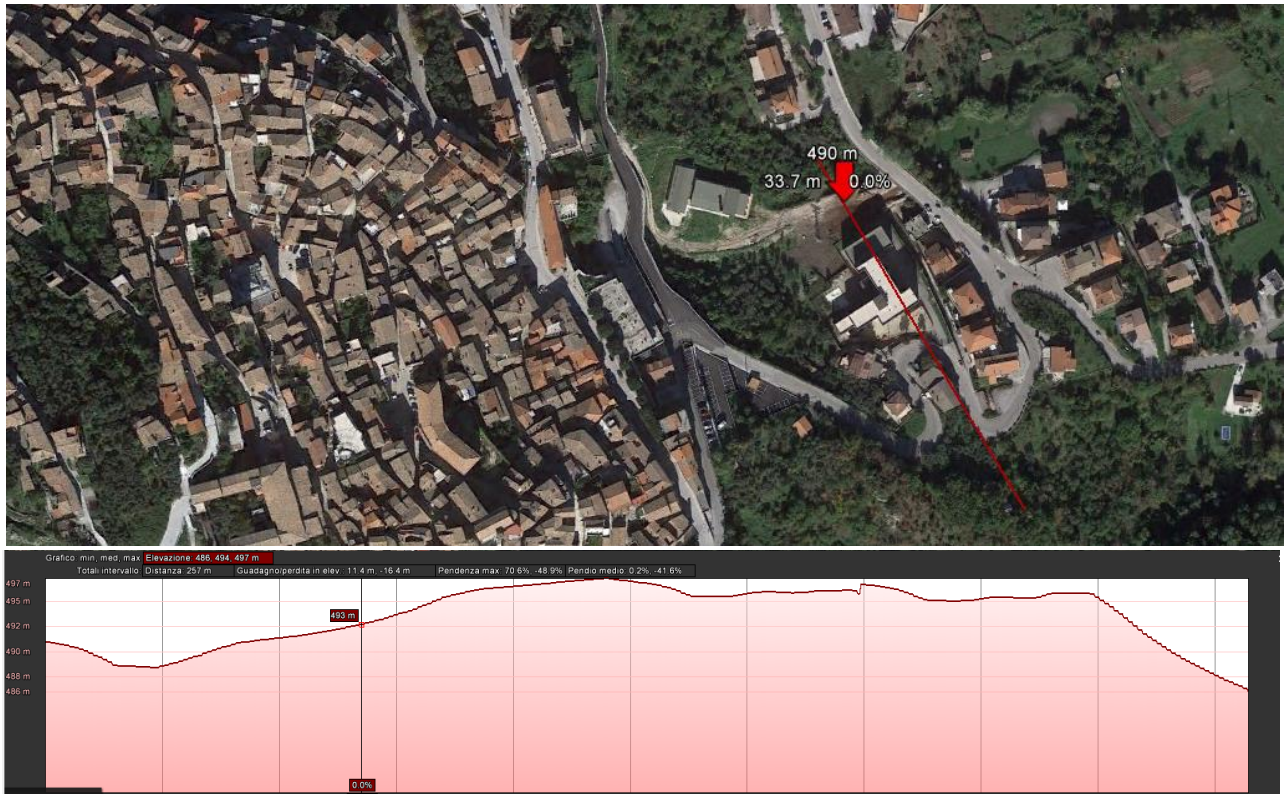


Figura 4.2.1 – Sezione topografica direzione Nord ovest – Sud est (fonte Google Earth).

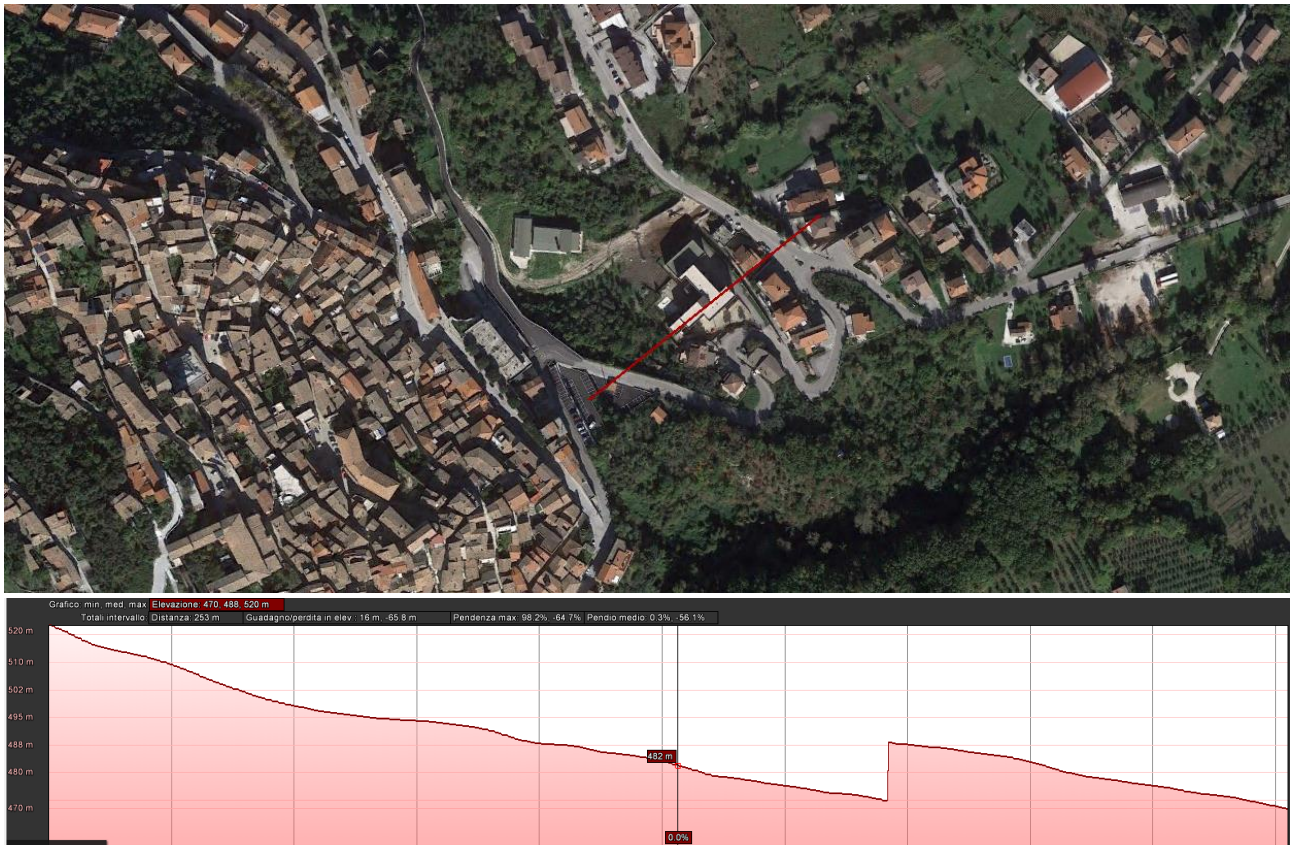


Figura 4.2.2 – Sezione topografica direzione Sud ovest – Nord est (fonte Google Earth).

4.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Il punto 3.2.1 delle "NTC08" definisce, nei confronti delle azioni sismiche, quattro stati limite. Gli SLE vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); gli SLU in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). Ad ogni stato limite considerato viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, come di seguito specificato:

Tabella 3.2.I – *Probabilità di superamento* P_{V_R} *al variare dello stato limite considerato*

Stati Limite		P_{V_R} : **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento** V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Si precisa che, secondo quanto indicato al punto 7.2.1 delle "NTC08", le caratteristiche delle costruzioni in oggetto consentono di non considerare la componente verticale dell'azione sismica nella modellazione globale.

Le forme spettrali corrispondenti ai diversi Stati Limite di riferimento vengono definite in funzione delle relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, e dei parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale ag, F_O e T_C*, riferiti al luogo su cui sorgono le strutture:

- ag = accelerazione orizzontale massima del terreno;
- Fo = massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale;
- T_C*= periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essendo consuetudine utilizzare quale parametro caratterizzante la pericolosità sismica il relativo periodo di ritorno T_R, si ricorda che quest'ultimo, fissata la vita di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} (associata a ciascuno degli stati limite), è determinabile mediante la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Nell'Allegato B delle "NTC08" sono riportati per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R i valori dei parametri ag, Fo e Tc*, da utilizzare per definire l'azione sismica di riferimento. Per un qualunque punto del territorio nazionale non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei suddetti parametri possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. In base alle coordinate del punto geografico dove ricade l'edificio e alle caratteristiche del fabbricato e del terreno (Classe, Vita Nominale e Categoria del Suolo), è possibile dunque caratterizzare il grado di pericolosità sismica e di conseguenza ricavare i parametri che servono per la generazione del diagramma degli spettri di risposta elastici

associati ai quattro stati limite previsti dalla normativa, ovvero Stato Limite di: Operatività (SLO), di Danno (SLD), di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC).

4.4 SPETTRI DI RISPOSTA

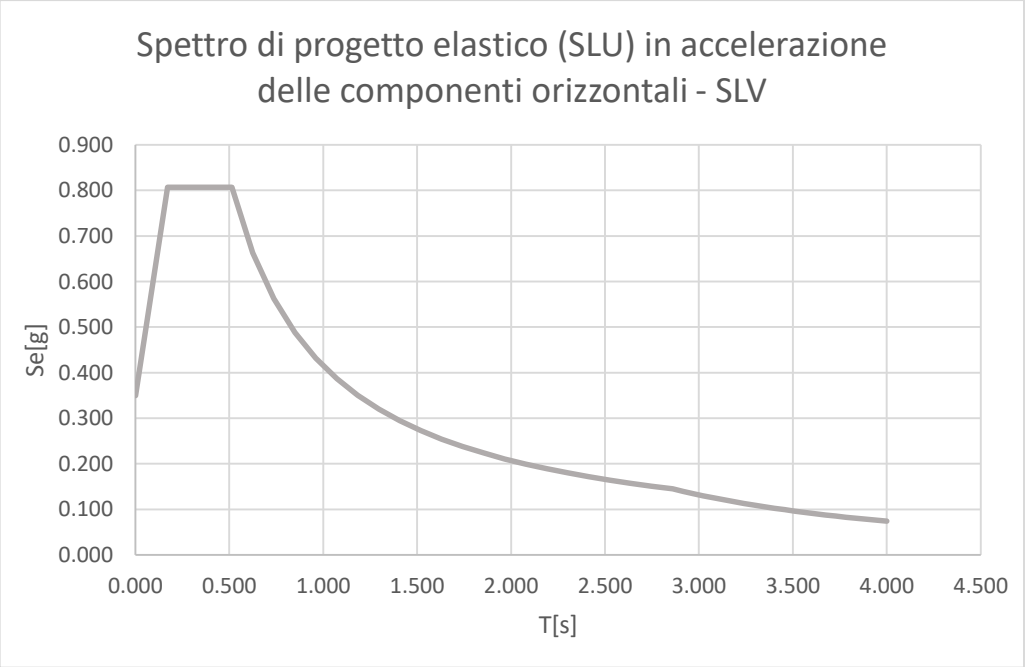
Con riferimento all'ubicazione dell'edificio in oggetto, sono stati definiti i parametri a partire dai quali è possibile definire le forme spettrali associate ai diversi Stati Limite e precisamente:

- Pvr: probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento della struttura;
- Tr: periodo di ritorno, espresso in anni, dell'azione sismica prevista;
- ag/g: accelerazione orizzontale massima del terreno rapportata a quella di gravità;
- Fo: massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale;
- TC*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In base alle condizioni topografiche e stratigrafiche sopra descritte è possibile definire i restanti parametri ed arrivare alla definizione completa degli spettri di risposta.

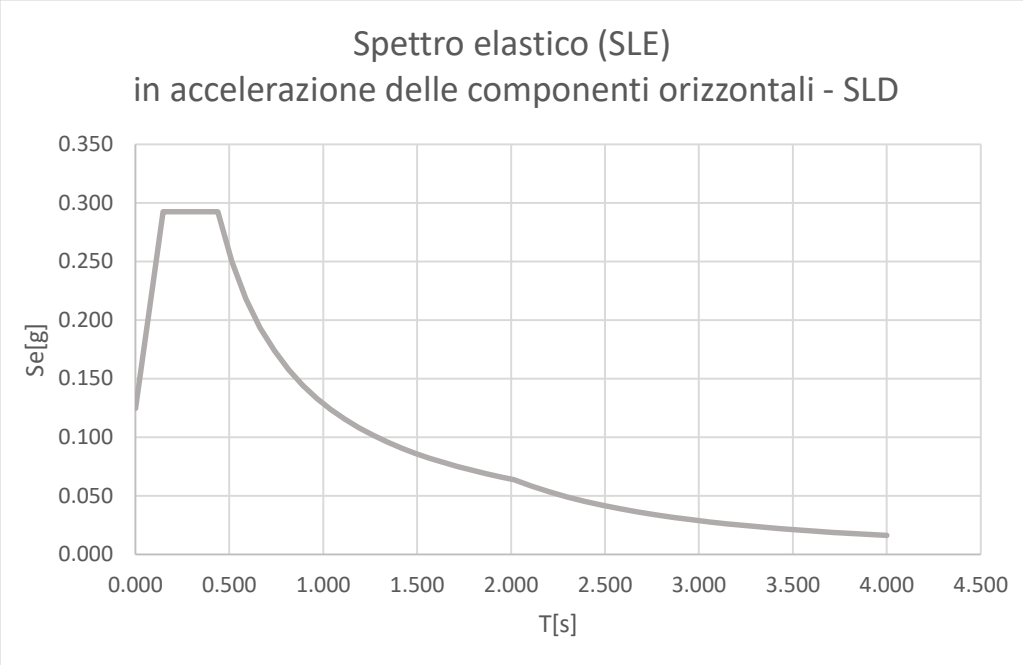
4.5 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Gli spettri di domanda, sono determinati in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro relativo ad un periodo di ritorno assegnato (TR), definito in base alla probabilità di superamento dello stato limite in esame. Lo spettro sismico dipende anche dalla "classe del suolo" e dalla "categoria topografica". Il comune di Morcone (BN) presenta i seguenti valori relativi allo spettro sismico concordemente alle NTC - D.M. 14/01/2008 (longitudine: 14.6685°,latitudine 41.3441°):



STATO LIMITE - SLV					
Parametri indipendenti			Parametri dipendenti		
ag	0.315	g	S	1.109	
Fo	2.310		η	1.000	
TC*	0.386	s	TB	0.171	s
SS	1.109		TC	0.513	s
CC	1.331		TD	2.860	s
ST	1.000				
q	1.000				

Tabella 4.5.1 – Parametri sismici - SLV.



STATO LIMITE - SLD					
Parametri indipendenti			Parametri dipendenti		
ag	0.104	g	S	1.200	
Fo	2.348		η	1.000	
TC*	0.318	s	TB	0.147	s
SS	1.200		TC	0.440	s
CC	1.384		TD	2.015	s
ST	1.000				
q	1.000				

Tabella 4.5.2 – Parametri sismici - SLD.

Come riportato nel punto 3.2.3.2 - Spettro di risposta elastico in accelerazione - delle Norme Tecniche per le Costruzioni, l'accelerazione orizzontale massima ($PGA_{SLV} = a_g*S$) del terreno che caratterizza il sito corrisponde ad un'accelerazione al suolo a_g= 0.315 g, e ad un coefficiente S = 1.109 ($S = S_S * S_T$, relativo al sito di costruzione avente categoria topografica "T2" e categoria di suolo "B"). Relativamente al punto 3.2.3.2.1 - Spettro di risposta elastico

in accelerazione delle componenti orizzontali, l'accelerazione spettrale a periodo nullo risulta pertanto uguale a $S_e(T = 0) = 0.104$ g.

In tal caso risulta:

$$PGA_{SLV} = a_g * S = 0{,}315 \text{ g} * 1{,}109 = \mathbf{0{,}349 \text{ g}}.$$

$$PGA_{SLD} = a_g * S = 0{,}104 \text{ g} * 1{,}200 = \mathbf{0{,}125 \text{ g}}.$$

5. AZIONI SULLA COSTRUZIONE DIVERSE DA QUELLA SISMICA

L'analisi dei carichi verticali ai fini delle verifiche sismiche è stata condotta in accordo alle "NTC08".

- <u>Carichi Permanenti</u>

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli propri della struttura e quelli relativi a tamponature esterne, divisori, massetti, isolamenti, pavimenti, intonaci, impianti ed altro. Tali carichi sono valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali (oppure in base al peso proprio stimato per l'elemento considerato, come ad esempio capita nel caso di eventuali impianti o sovrastrutture di copertura).
Per la scelta dei coefficienti di combinazione per i diversi stati limite secondo le "NTC08" tale categoria di carichi è stata divisa in: carichi permanenti strutturali e carichi permanenti non strutturali.
Si riporta l'analisi comparata dei carichi nella situazione attuale:

<u>Solaio latero – cementizio</u>

Carichi G_1	kN/m^2
soletta	1.00
travetti	1.20
pignatte	1.22
G_1 tot	3.42

Carichi G_2	kN/m^2
Pavimento	0.50
mass. Pavimento	0.38
intonaco intradosso	0.32
G_2 tot	1.20

Carichi Q	kN/m^2
C1 - Ambienti susc. di affoll.	3.00

Tabelle 5.1 – G_1, G_2 e Q del solaio di interpiano.

Solaio latero – cementizio di copertura

Carichi G_1	kN/m^2
soletta	1.00
travetti	1.20
pignatte	1.22
G_1 tot	3.42

Carichi G_2	kN/m^2
coibente	0.00
mass. pendenze	0.34
strato regolariz.	0.48
guaina	0.1
Pavimento	0.00
mass. Pavimento	0.00
intonaco intradosso	0.32
G_2 tot	1.23

Carichi Q	kN/m^2
H1 - Coperture acc.per manut.	0.50

Tabelle 5.2 – G_1, G_2 e Q del solaio di copertura.

Scala con trave a ginocchio

Carichi G_1	kN/ml
soletta	0.34
gradino	0.56
G_1 tot	0.90
	kN/m^2
G_1 tot	2.99

Carichi G_2	kN/ml
rivestimento gradino	0.50
massetto	0.26
intonaco	0.14
G_2 tot	0.90
	kN/m^2
G_2 tot	3.01

Carichi Q	kN/m^2
C1 - Ambienti suscettibili di affollamento	4.00

Tabelle 5.3 – G_1, G_2 e Q della scala.

• <u>Sovraccarichi Variabili</u>

Ai fini delle verifiche svolte si è fatto riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008). I sovraccarichi assunti nelle verifiche sono quelli previsti per la destinazione di "uffici", "ambienti suscettibili di affollamento", "biblioteche,archivi, magazzini", e "coperture e sottotetti" - cat. B, C, E e H - tabella 3.1.II - "Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici".
In particolare:

- Scuole 300 daN/mq;
- Scale 400 daN/mq;
- Sottotetto e coperture non praticabili 50 daN/mq.

• <u>Azioni Ambientali e Naturali per l'Azione della Neve</u>

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - D.M. 14/01/2008) :

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_T$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2];
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

La provincia di Benevento si trova in Zona III, per cui il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 0.51[1 + (a_s/\ 481)^2 \quad \text{kN/m}^2$$

essendo la quota del suolo sul livello del mare a_s > 200 m.
Pertanto considerando μ_1 = 0.8, μ_2 = 0.8, C_E = 1 e C_t = 1 si ha q_s = **1.30 kN/m^2**.

• <u>Azioni Ambientali e Naturali per l'Azione del Vento</u>

Trattandosi di un edificio con una configurazione e tipologia strutturale ordinaria ed in c.a. si ritiene che l'azione globale e/o locale che il vento esercita sulla costruzione sia inferiore a quella dovuta alle azioni sismiche, per cui non è necessario procedere ad una loro valutazione.

• <u>Escursioni Termiche</u>

Non è stata presa in considerazione l'azione delle variazioni termiche in quanto ritenuta non significativa per le tipologie in esame.

In considerazione delle diverse e numerose tipologie di distribuzione dei carichi, si rimanda al tabulato di calcolo per il riepilogo dei carichi unitari utilizzati nelle elaborazioni numeriche.

6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni sono state stabilite secondo la combinazione fondamentale riportata nel paragrafo § 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – D.M. 14/01/2008.

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{K2}$$

dove:

- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{K1} è il valore caratteristico della azione variabile;
- y_{G1} è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
- y_{G2} è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- y_{Q1} è il coefficiente parziale delle azioni variabili;
- Ψ_{0i} sono i valori dei coefficienti di combinazione.

Le verifiche sismiche allo stato limite ultimo (SLV) vengono effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (§ 3.2.4 Norme Tecniche per le Costruzioni 2008):

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

- E è l´azione sismica per lo stato limite in esame;
- Ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione;

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

I coefficienti parziali di sicurezza sono dati dalla Tabella 2.6.I delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008; i valori individuati sono:

COEFFICIENTI	VALORI	
γ_{G1}	1	favorevole
	1.3	sfavorevole
γ_{G2}	0	favorevole
	1.5	sfavorevole
γ_{Q1}	0	favorevole
	1.5	sfavorevole

Tabella 6.1 – Valori dei γ (A1 STR) assunti nel calcolo.

I valori dei vari coefficienti di combinazione sono invece scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma (Tabella 2.5.I Norme Tecniche per le Costruzioni 2008):

categoria		ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
B2	Uffici	0.7	0.5	0.3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
E1	Biblioteche, archivi, magazzini	1.0	0.9	0.8
H1	Coperture	0.0	0.0	0.0
	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

7. VERIFICHE DI REGOLARITÀ

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.
La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA

REGOLARITà IN PIANTA (punto 7.2.2 NTC08)	
a)Configurazione compatta e simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali(massa e rigidezza)	NO
b)rapporto lati rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta < 4	SI
c)dimensione rientri e sporgenze < 25% dimensione totale della costruzione nella corr. direzione	PRESENTI
d)orizzontamenti resistenti e inf.rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali	SI
EDIFICIO IRREGOLARE IN PIANTA	

Tabella 7.1 – Condizioni di regolarità in pianta.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA

REGOLARITà IN ALTEZZA (punto 7.2.2 NTC08)	
e)i sistemi resistenti verticali8telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
f)massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione	
variazione massa tra due orizzontamenti< 25 %	NO
aumento rigidezza tra due orizzontamenti <10%	-
diminuzione rigidezza tra due orizzontamenti < 30%	NO
g)Per telai in CDB: (res. effettiva/res. richiesta)$_{orizz.\ i}$ < 20%(res. effettiva/res. richiesta)$_{orizz.\ i+1}$	
direzione 2 :V2	(*)
direzione 3 :V3	(*)
h)restringimenti della sezione orizz. dell'edificio graduali da un piano al successivo	NO
EDIFICIO IRREGOLARE IN ALTEZZA	

Tabella 7.2 – Condizioni di irregolarità in altezza.

(*) tali valori sono da definirsi a posteriori dopo la verifica.

La struttura è pertanto:

- IRREGOLARE in pianta
- IRREGOLARE in altezza.

7.1 CLASSE DI DUTTILITÀ

La classe di duttilita è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.
Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi piu fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

1. comportamento strutturale non-dissipativo;
2. comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilita (CD):

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell' entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata verificata in classe di duttilità **BASSA**.

8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La modellazione numerica è stata eseguita rispettando quanto riportato nei capitoli 7 e 8 (edifici esistenti) delle "NTC08" e tenendo in debito conto le corrispondenti precisazioni riportate nella "Circolare applicativa 2 febbraio 2009, n.617".
Il modello da analizzare rappresenta in modo adeguato la reale geometria, la distribuzione delle masse e delle rigidezze effettive, pur nelle necessarie schematizzazioni ed esemplificazioni e restituisce il comportamento reale delle strutture sotto le azioni a cui è soggetta. (Figura 8.1).
La schematizzazione delle strutture, riportata sia nei grafici che nelle restanti relazioni redatte è frutto di analisi e di ipotesi più probabili nel loro complesso. Ipotesi basate sui criteri dell'epoca di progettazione e realizzazione degli elementi strutturali, sulla consultazione della documentazione rinvenuta e sulla valutazione dei risultati dei rilievi e delle indagini diagnostiche.

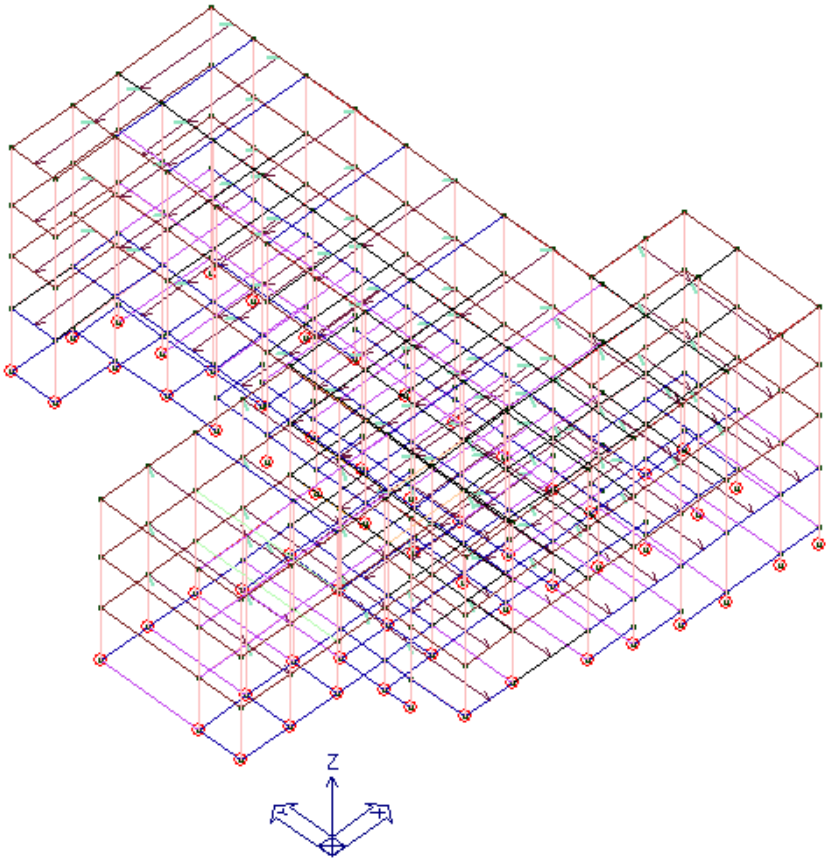


Figura 8.1 – Modello a telaio della struttura.

In base a quanto esposto nella descrizione del sistema costruttivo è possibile individuare uno schema sismo-resistente alle azioni orizzontali di tipo tridimensionale del tipo a telaio con travi e pilastri orditi nelle due direzioni X e Y. Gli impalcati orizzontali dell'edificio, in funzione delle loro caratteristiche costruttive, solai latero-cementizi con soletta di irrigidimento (cfr. documentazione rinvenuta ed elaborati grafici) sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.
Il terreno di fondazione, infine, è stato schematizzato come suolo elastico alla Winkler.

Le tamponature, i tramezzi e le apparecchiature impiantistiche sono stati considerati unicamente in termini di massa essendo il loro contributo strutturale (in termini di rigidezza e resistenza) tale da non modificare significativamente il comportamento globale della struttura.
A tal proposito, infatti, si ricorda che i tramezzi interni presentano uno spessore di circa 10 cm e quindi risultano praticamente ininfluenti ai fini della rigidezza globale.
Non sono presenti casi dove è necessario considerare l'azione sismica verticale non essendoci campate con luci superiori a 20 m, sbalzi con luci superiori a 4 m, elementi spingenti, etc..

8.1 SCHEMA GEOMETRICO DELLA STRUTTURA

Di seguito si riportano degli schemi geometrici con la numerazione dei principali elementi della struttura, in modo che si possa controllare i dati contenuti nei corrispondenti tabulati di calcolo:

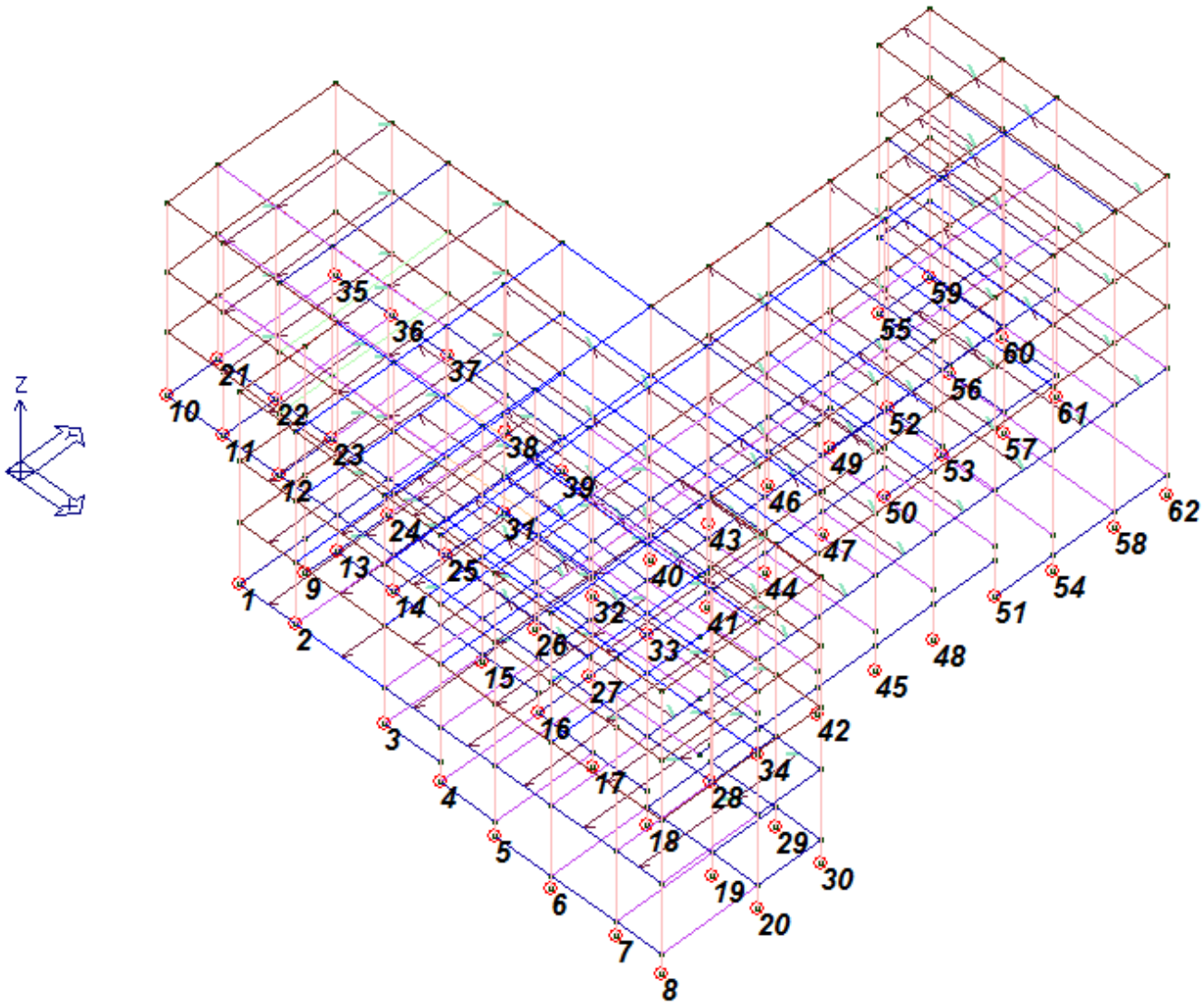


Figura 8.1.1 – Schema tridimensionale 1 con numerazione delle pilastrate.

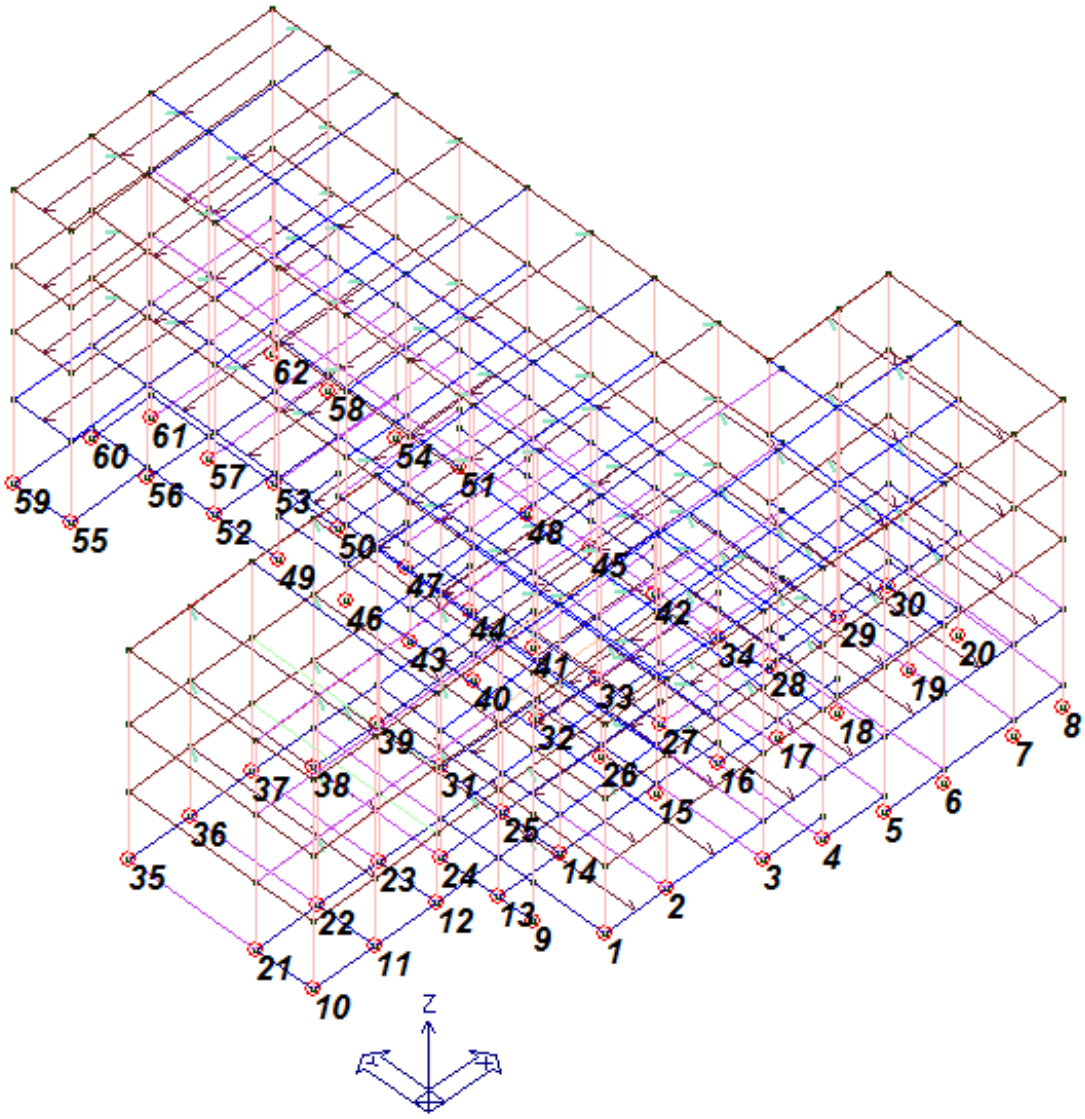


Figura 8.1.2 – Schema tridimensionale 2 con numerazione delle pilastrate.

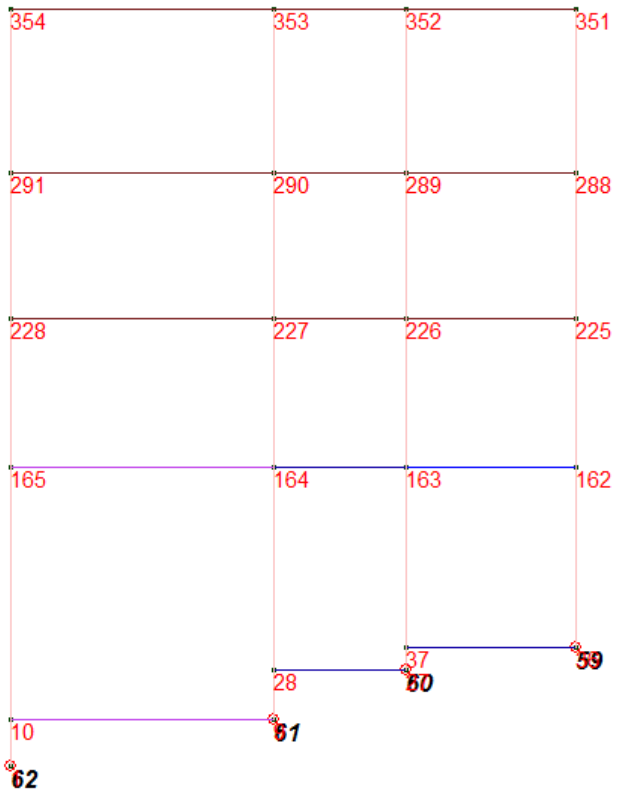


Figura 8.1.3 – Telaio piano 62 – 61 -60 – 59 con numerazione dei nodi.

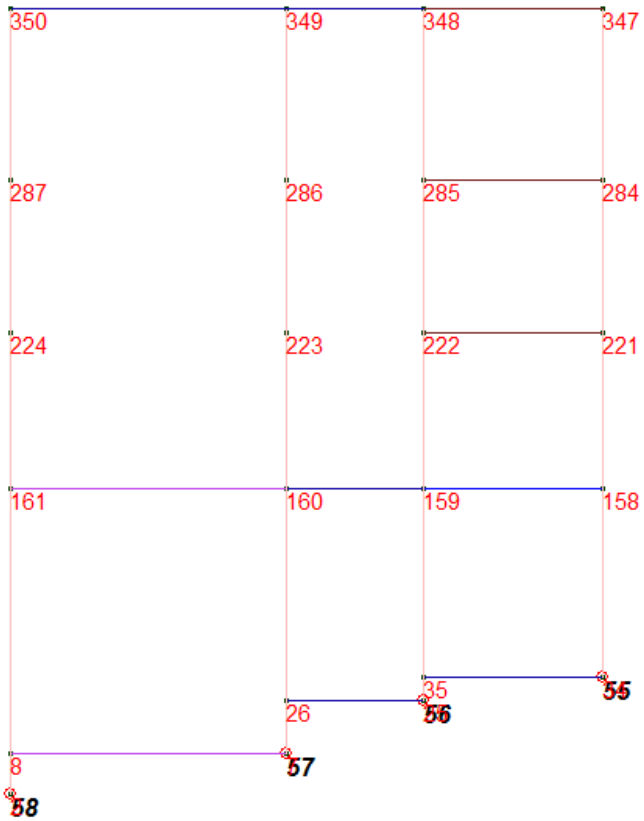
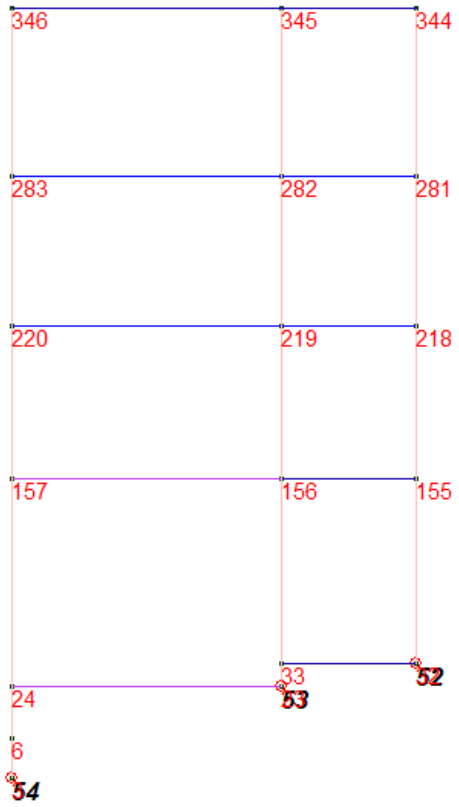
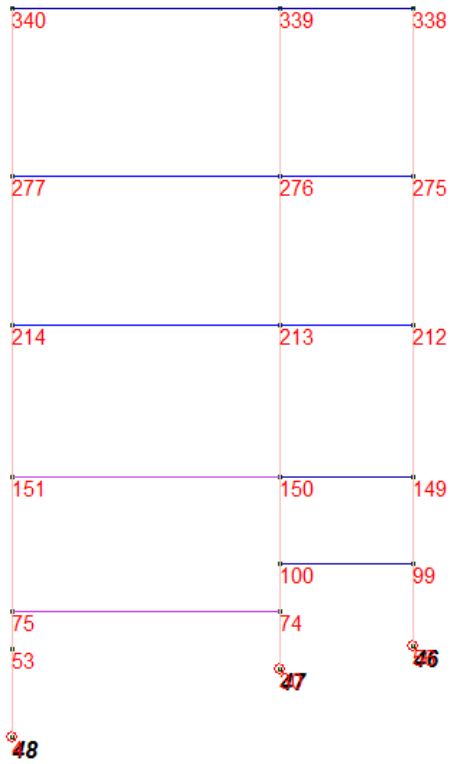


Figura 8.1.4 – Telaio piano 58 – 57 -56 - 55 con numerazione dei nodi.



. Figura 8.1.5 – Telaio piano 54 – 53 -52 con numerazione dei nodi.



. Figura 8.1.6 – Telaio piano 48 – 47 - 46 con numerazione dei nodi.

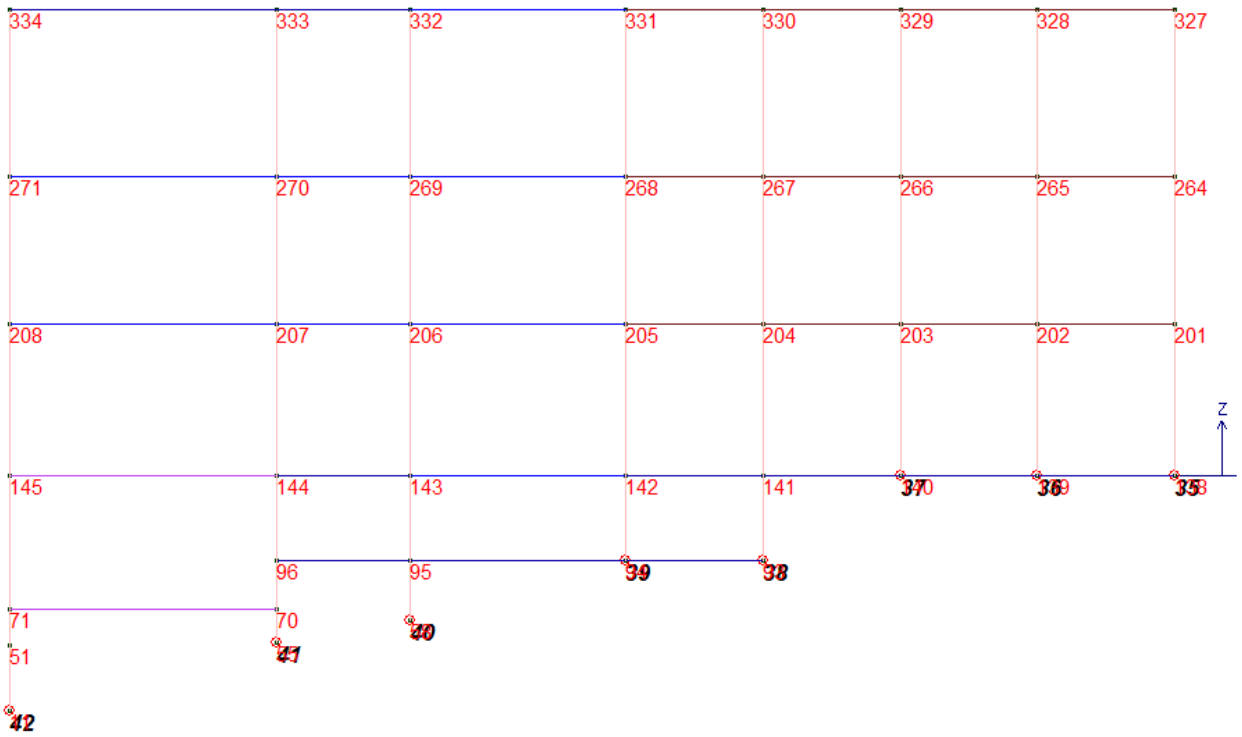


Figura 8.1.7 – Telaio piano 42 – 41 – 40 – 39 – 38 – 37 – 36 – 35 con numerazione dei nodi.

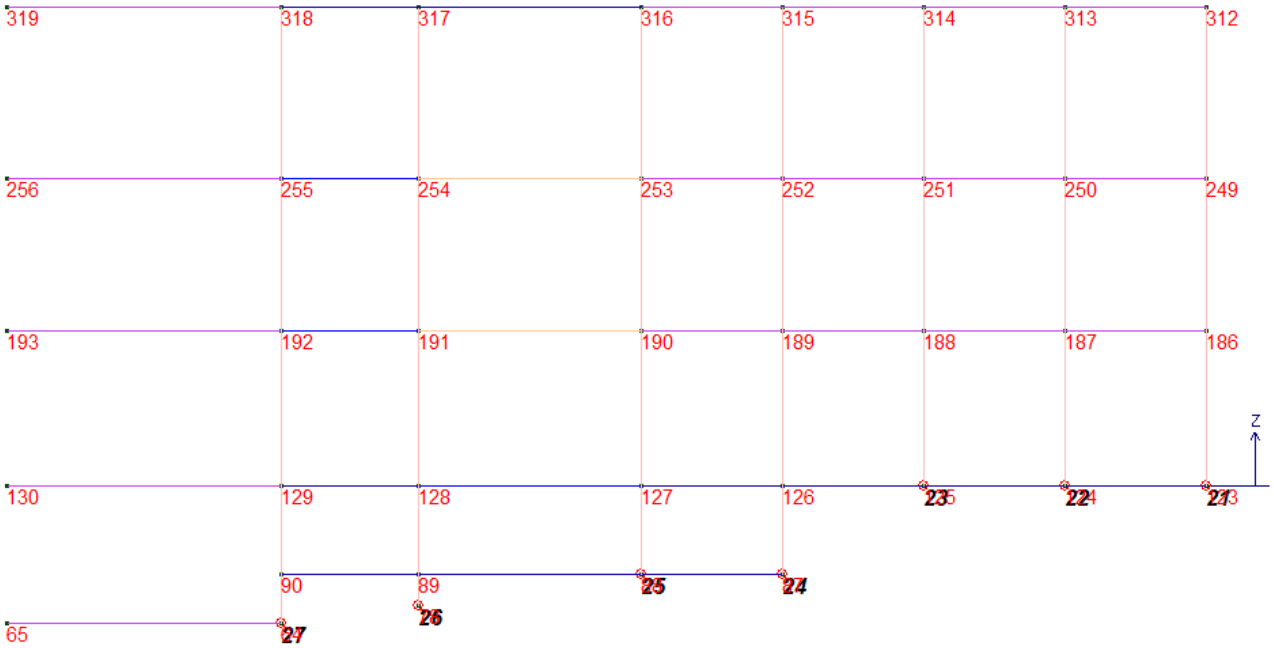


Figura 8.1.8 – Telaio piano 27 – 26 – 25 – 24 – 23 – 22 – 21 con numerazione dei nodi.

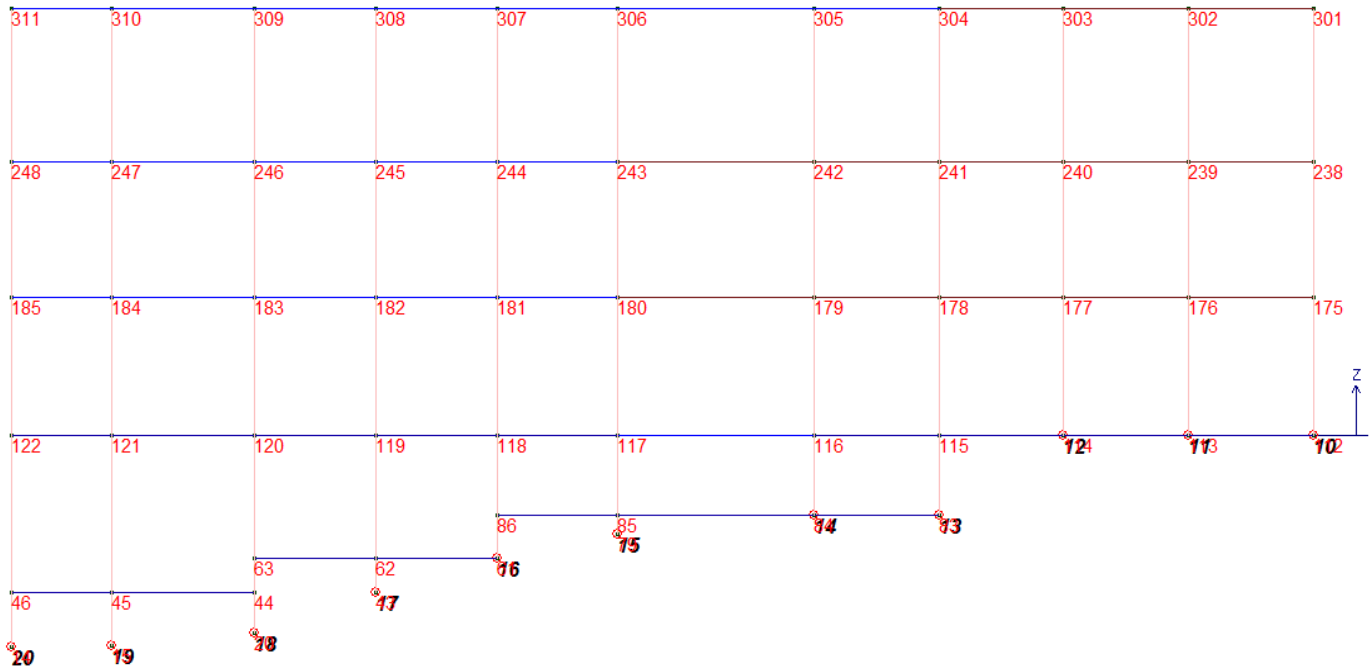


Figura 8.1.9 – Telaio piano 20 – 19 – 18 – 17 – 16 – 15 – 14 – 13 – 12 – 11 -10 con numerazione dei nodi.

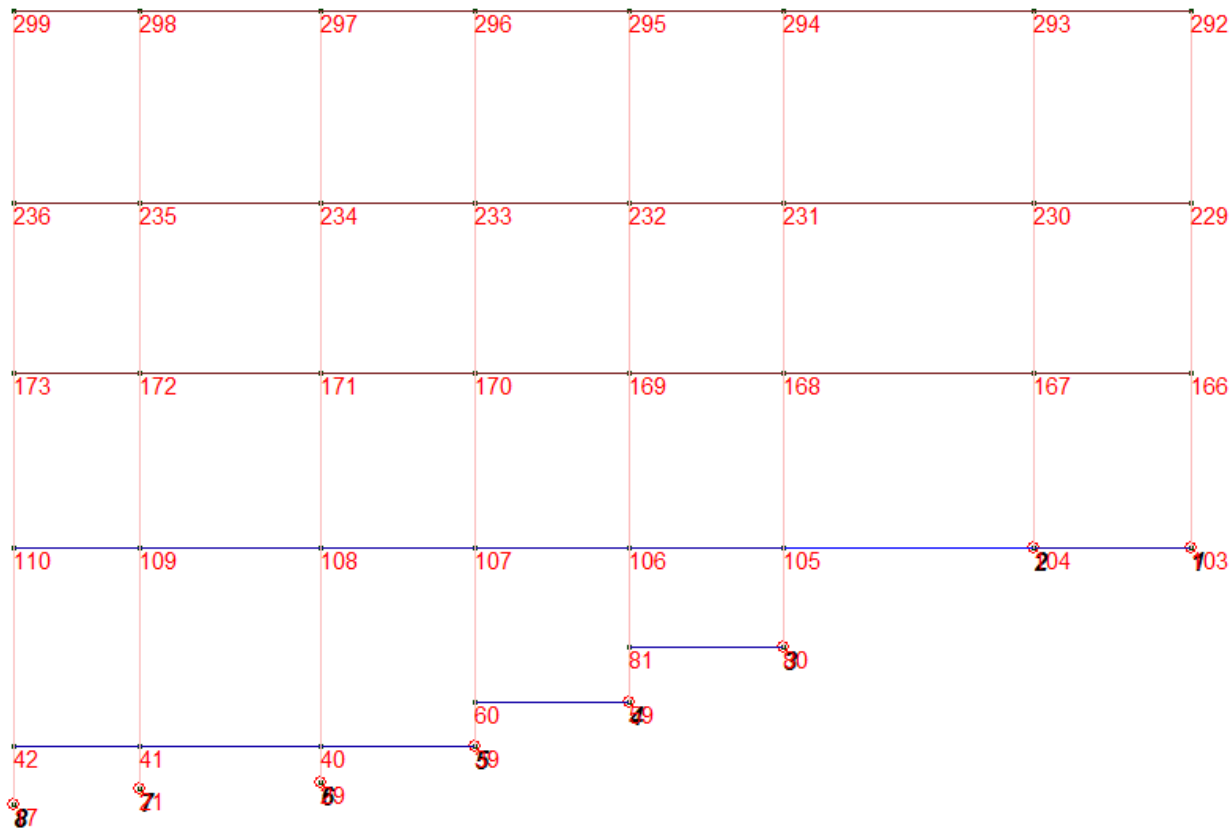


Figura 8.1.10 – Telaio piano 8 – 7 – 6 – 5 – 4 – 3 – 2 – 1 con numerazione dei nodi.

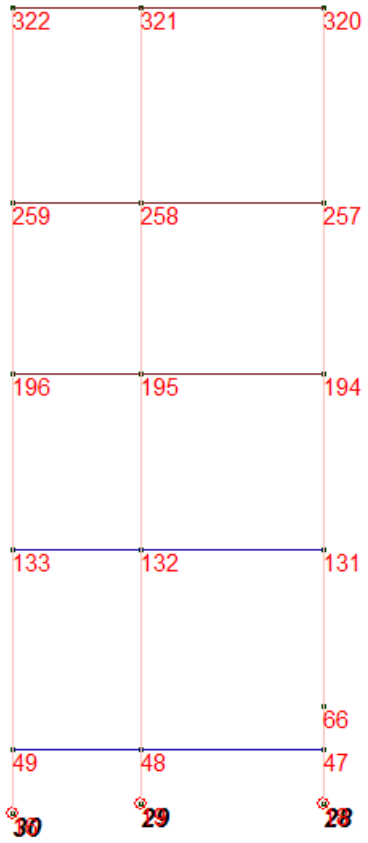


Figura 8.1.11 – Telaio piano 30 – 29 – 28 con numerazione dei nodi.

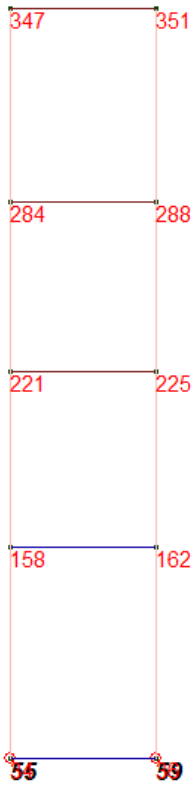


Figura 8.1.12 – Telaio piano 55 – 59 con numerazione dei nodi.

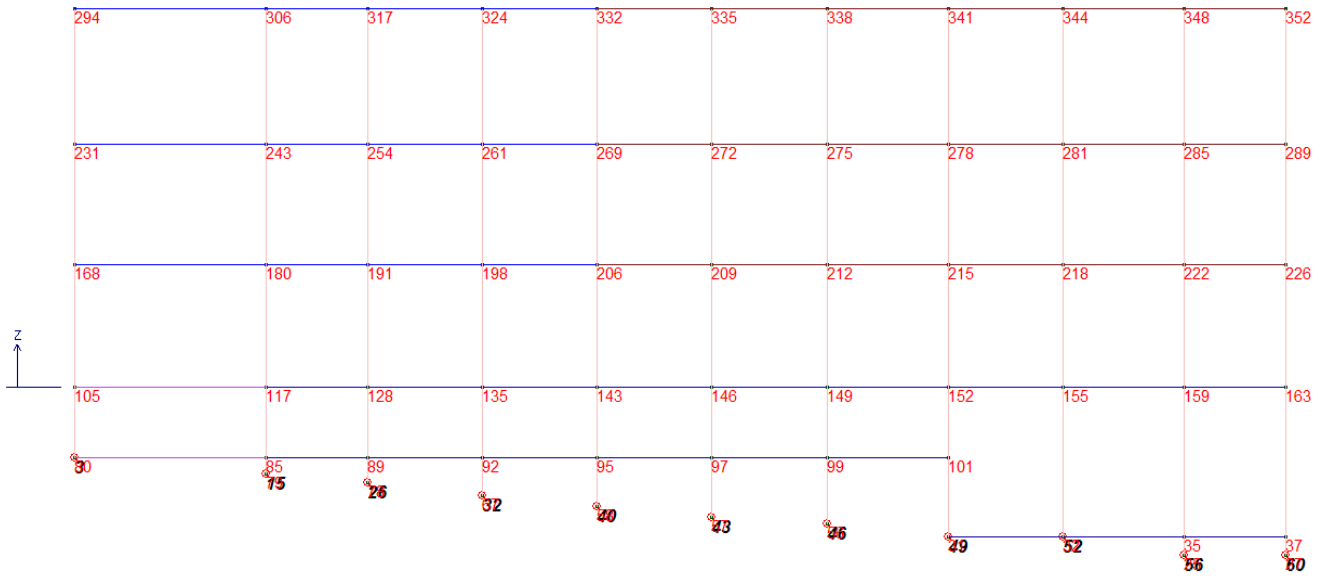


Figura 8.1.13 – Telaio piano 3 – 15 – 26 – 32 -40 -43 – 46 – 49 – 52 – 56 - 60 con numerazione dei nodi.

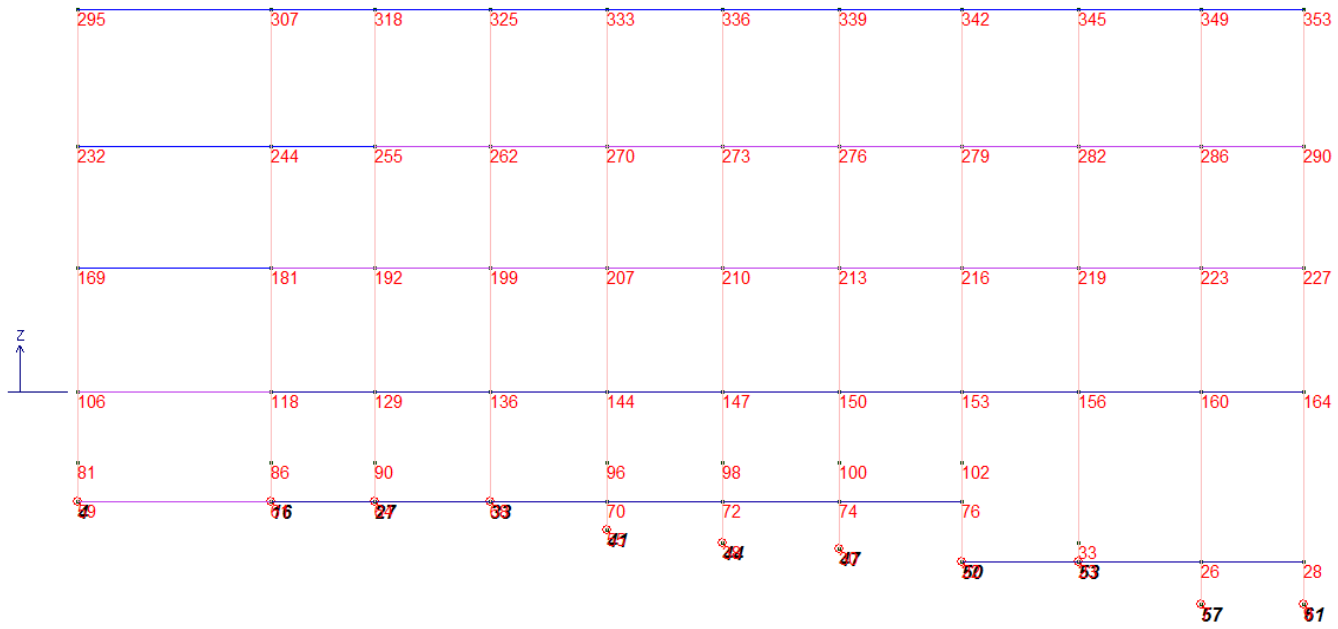


Figura 8.1.14 – Telaio piano 4 – 16 – 27 – 33 - 41 -44 – 47 – 50 – 53 – 57 - 61 con numerazione dei nodi.

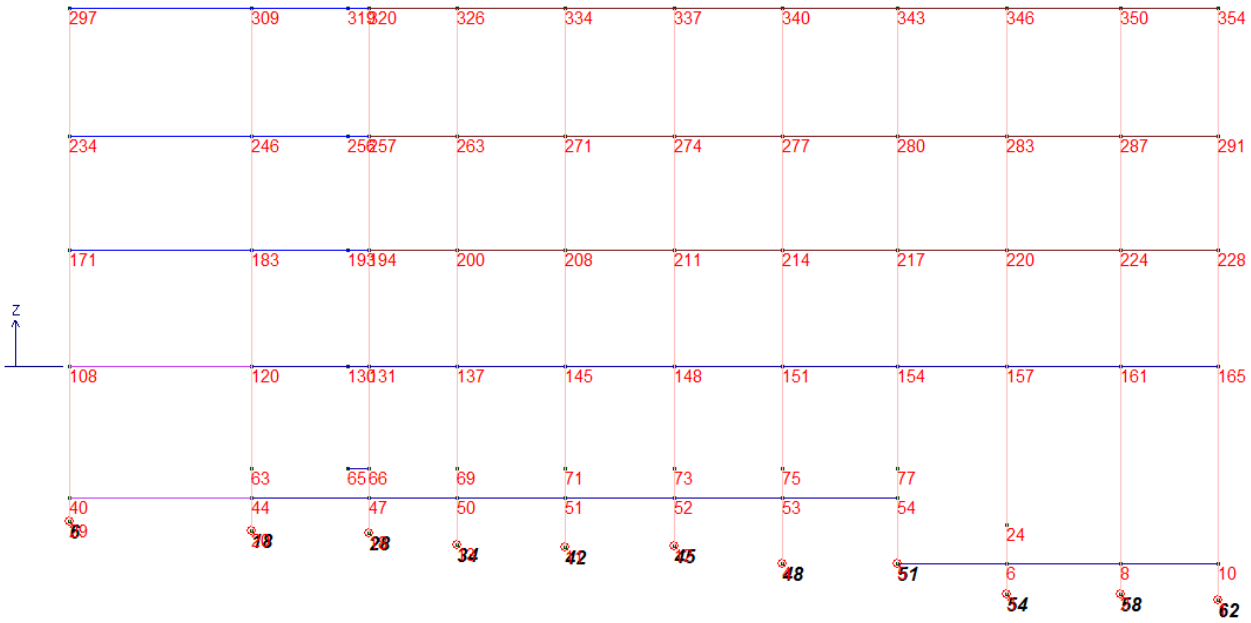


Figura 8.1.15 – Telaio piano 5 – 18 – 28 – 34 - 42 -45 – 48 – 51 – 54 – 58 - 62 con numerazione dei nodi.

Figura 8.1.16 – Telaio piano 2 – 14 – 25 – 31 - 39 con numerazione dei nodi.

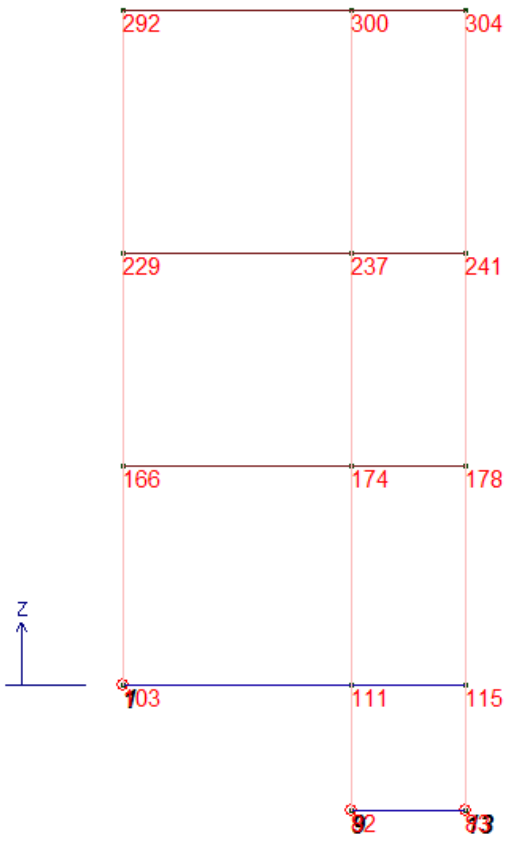


Figura 8.1.17 – Telaio piano 1 – 9 – 13 con numerazione dei nodi.

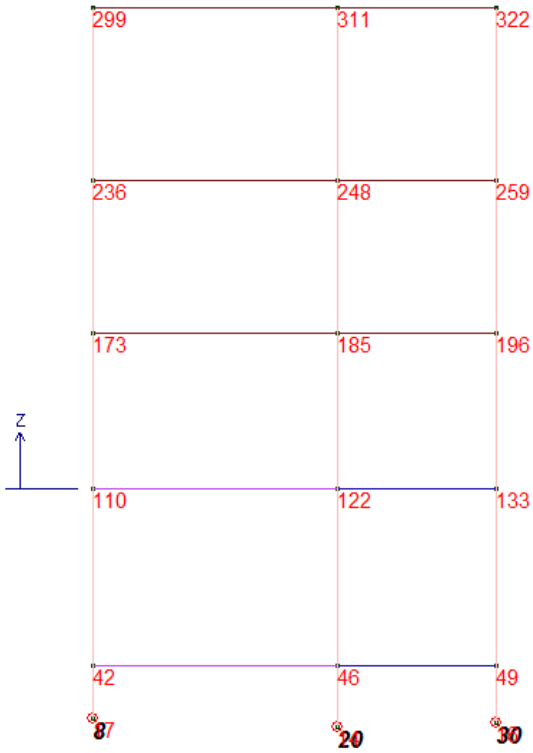


Figura 8.1.18 – Telaio piano 8 – 20 – 30 con numerazione dei nodi.

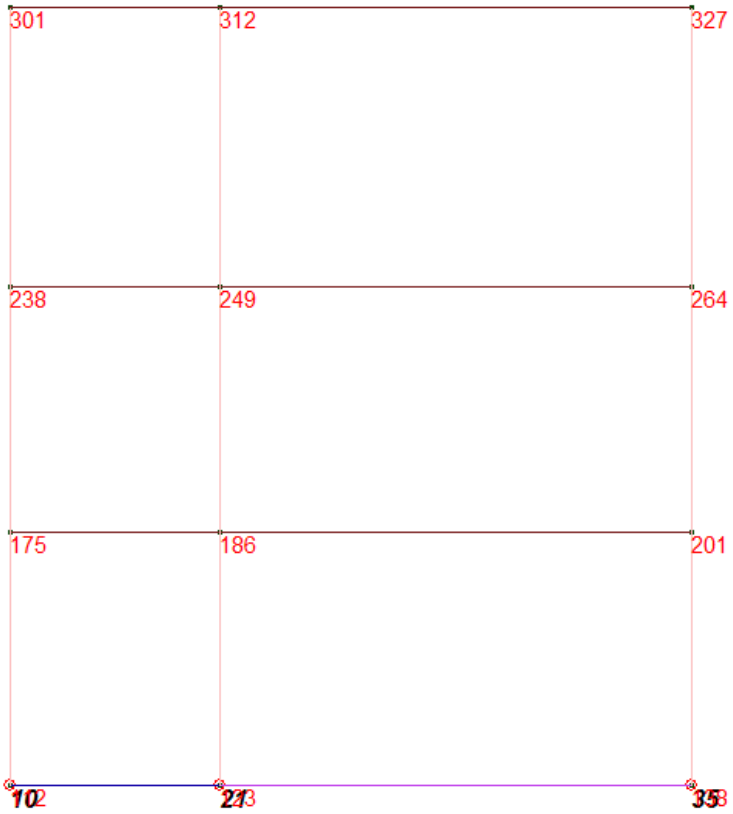


Figura 8.1.19– Telaio piano 10 – 21 – 35 con numerazione dei nodi.

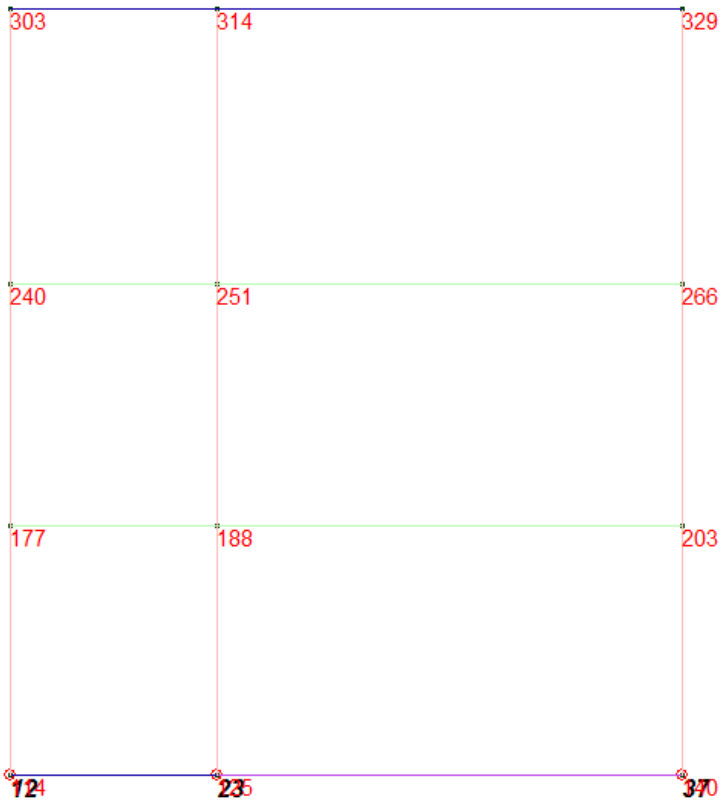


Figura 8.1.20 – Telaio piano 12 – 23 – 37 con numerazione dei nodi.

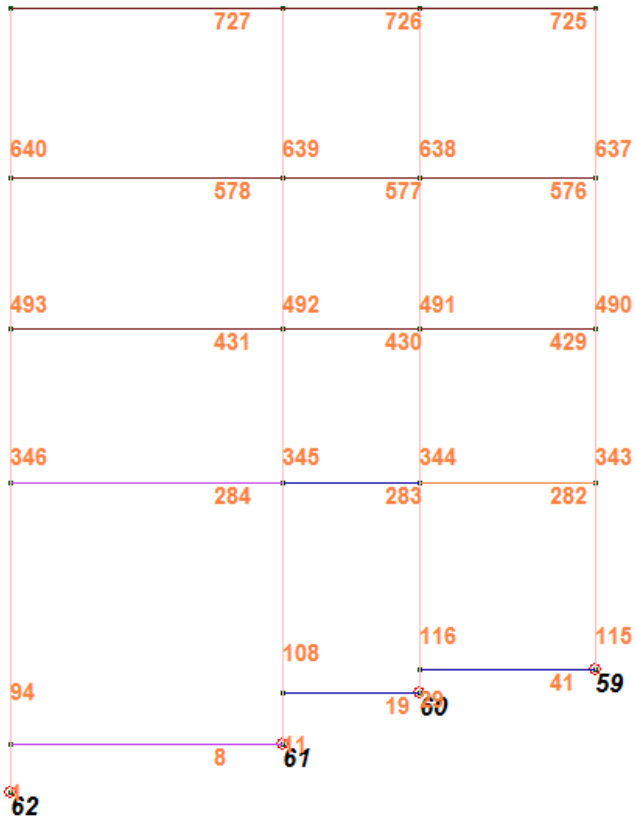


Figura 8.1.21 – Telaio piano 62 – 61 -60 – 59 con numerazione degli elementi D2.

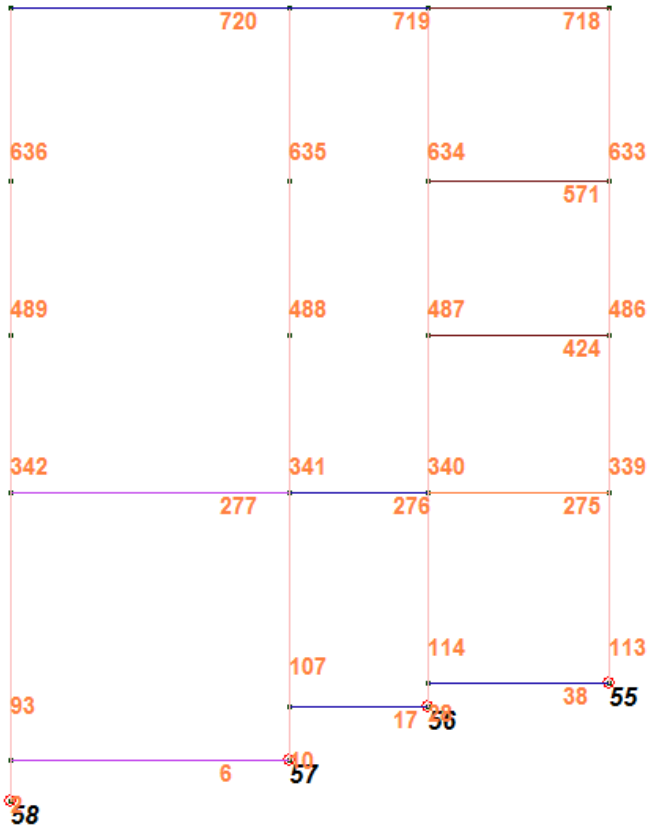
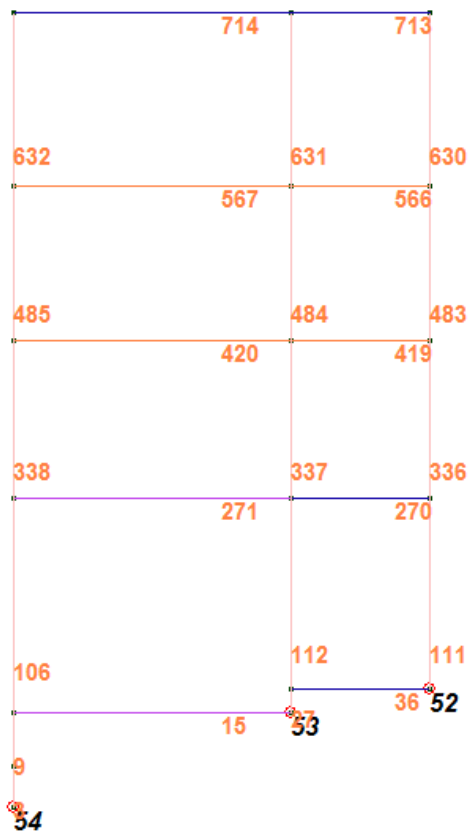
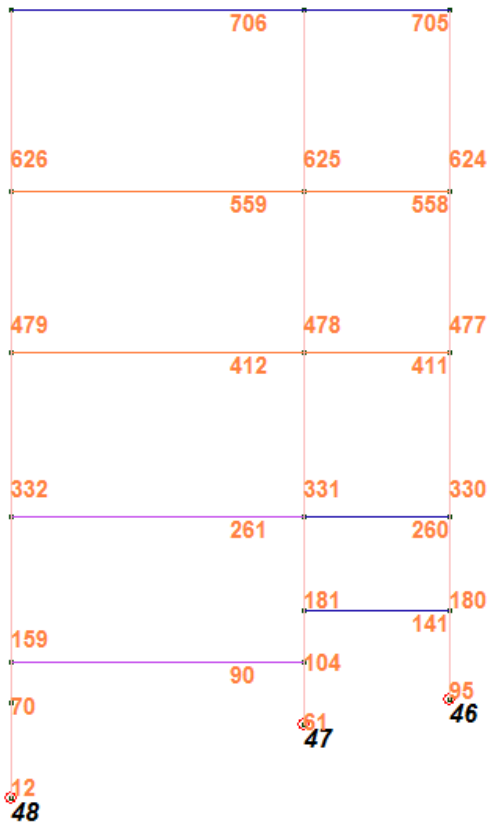


Figura 8.1.22 – Telaio piano 58 – 57 -56 - 55 con numerazione degli elementi D2.



. Figura 8.1.23 – Telaio piano 54 – 53 -52 con numerazione degli elementi D2.



. Figura 8.1.24 – Telaio piano 48 – 47 - 46 con numerazione degli elementi D2.

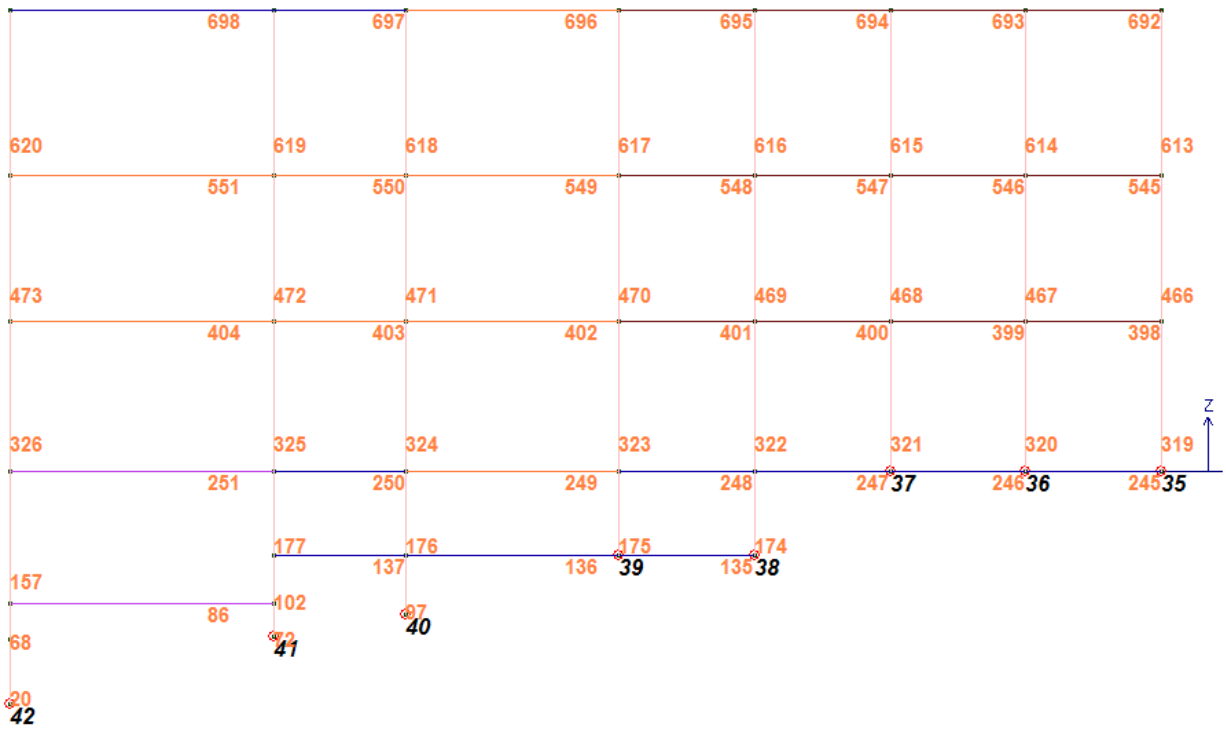


Figura 8.1.25 – Telaio piano 42 – 41 – 40 – 39 – 38 – 37 – 36 – 35 con numerazione degli elementi D2.

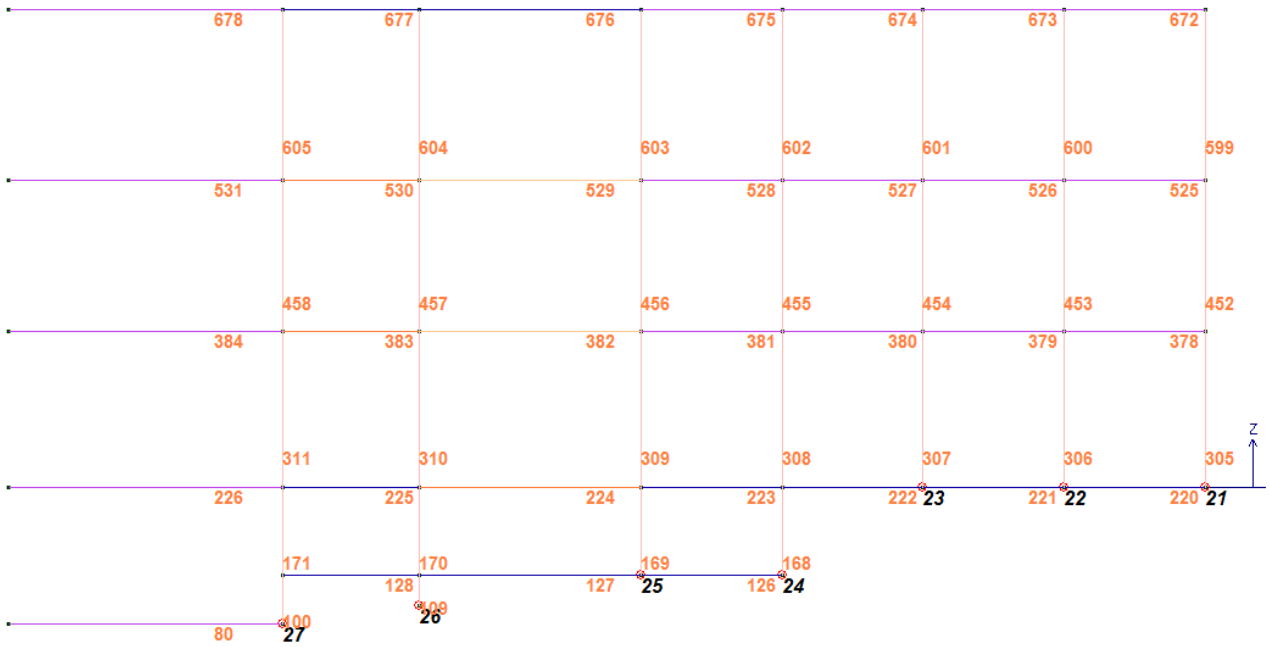


Figura 8.1.26 – Telaio piano 27 – 26 – 25 – 24 – 23 – 22 – 21 con numerazione degli elementi D2.

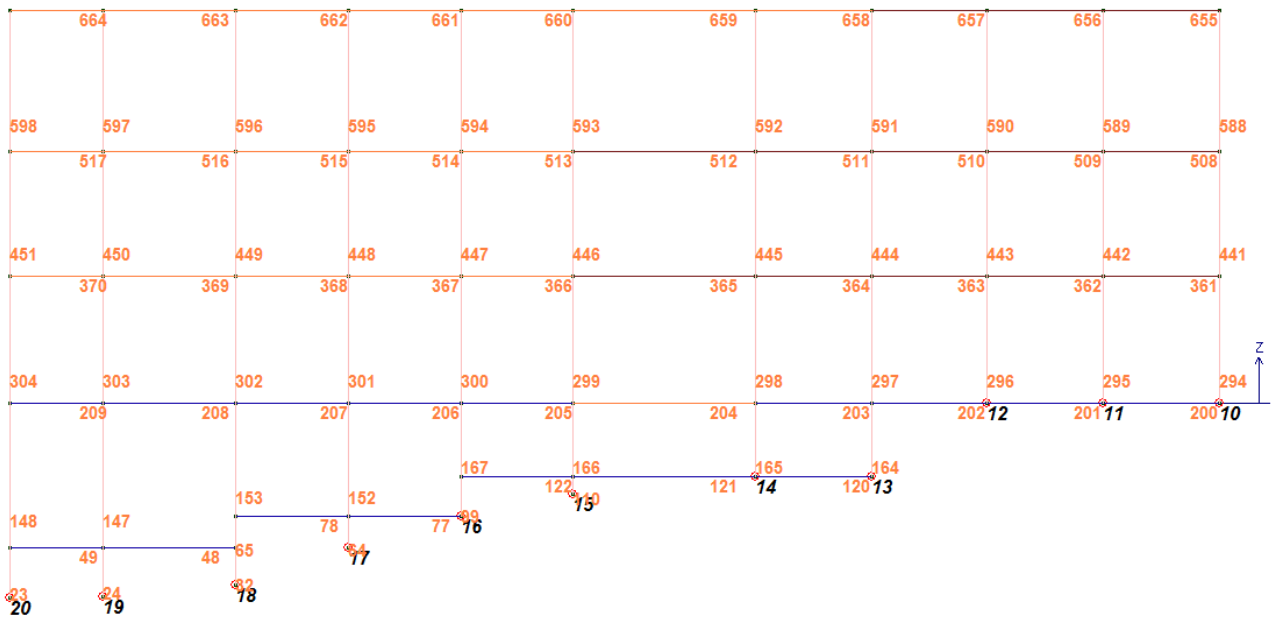


Figura 8.1.27 – Telaio piano 20 – 19 – 18 – 17 – 16 – 15 – 14 – 13 – 12 – 11 -10 con numerazione degli elementi D2.

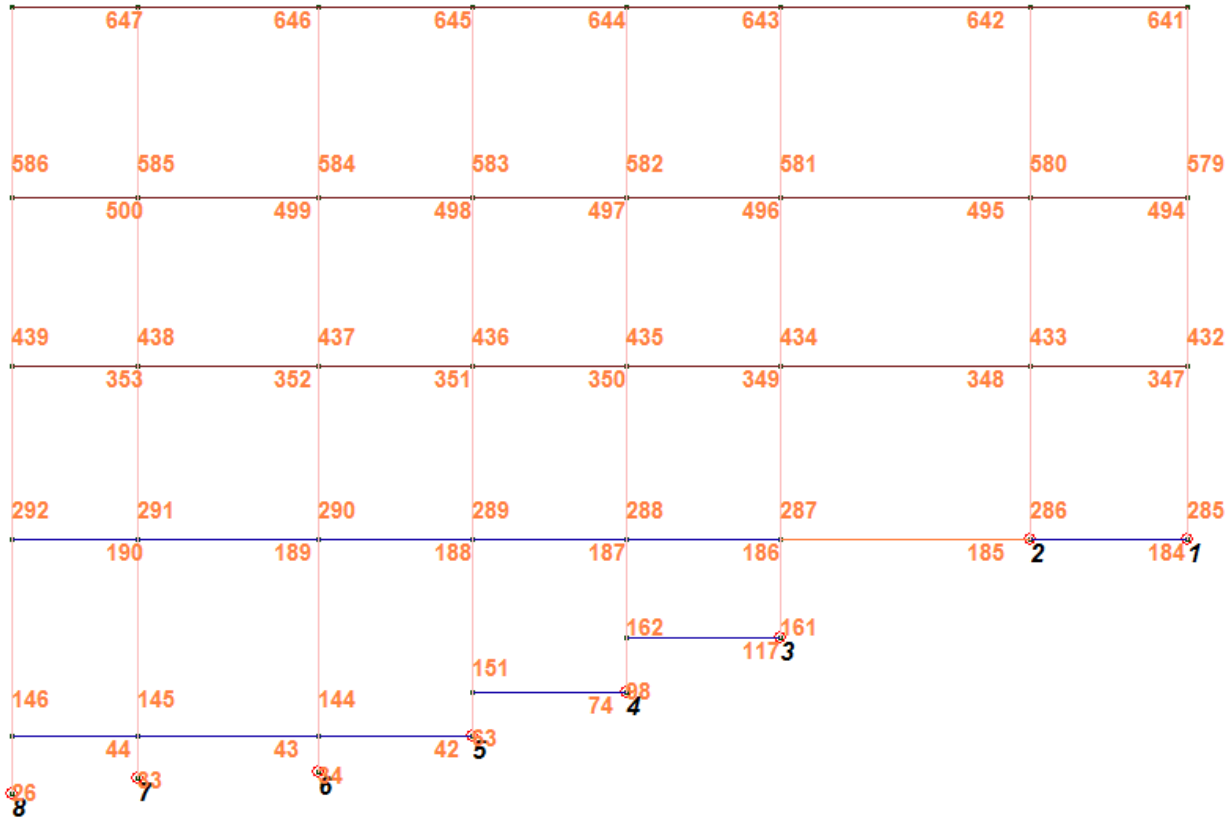


Figura 8.1.28 – Telaio piano 8 – 7 – 6 – 5 – 4 – 3 – 2 – 1 con numerazione degli elementi D2.

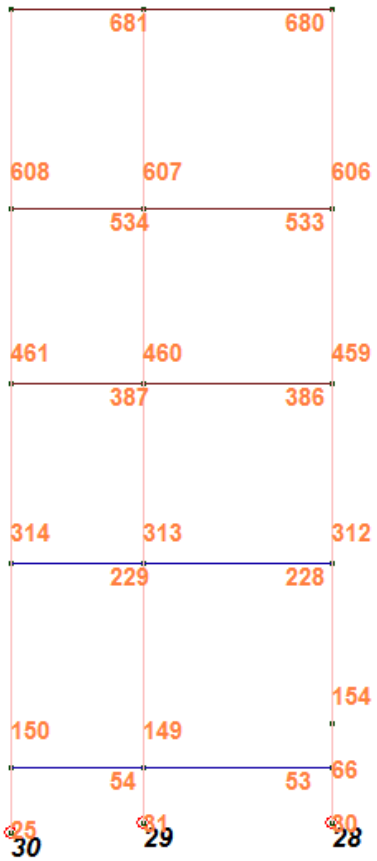


Figura 8.1.29 – Telaio piano 30 – 29 – 28 con numerazione degli elementi D2.

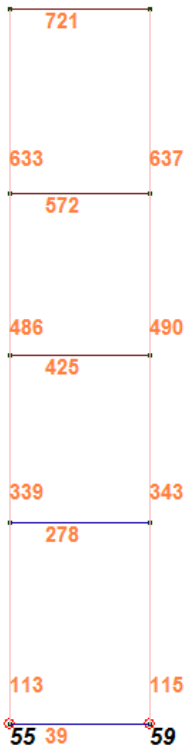


Figura 8.1.30 – Telaio piano 55 – 59 con numerazione degli elementi D2.

Figura 8.1.31 – Telaio piano 3 – 15 – 26 – 32 -40 -43 – 46 – 49 – 52 – 56 - 60 con numerazione degli elementi D2.

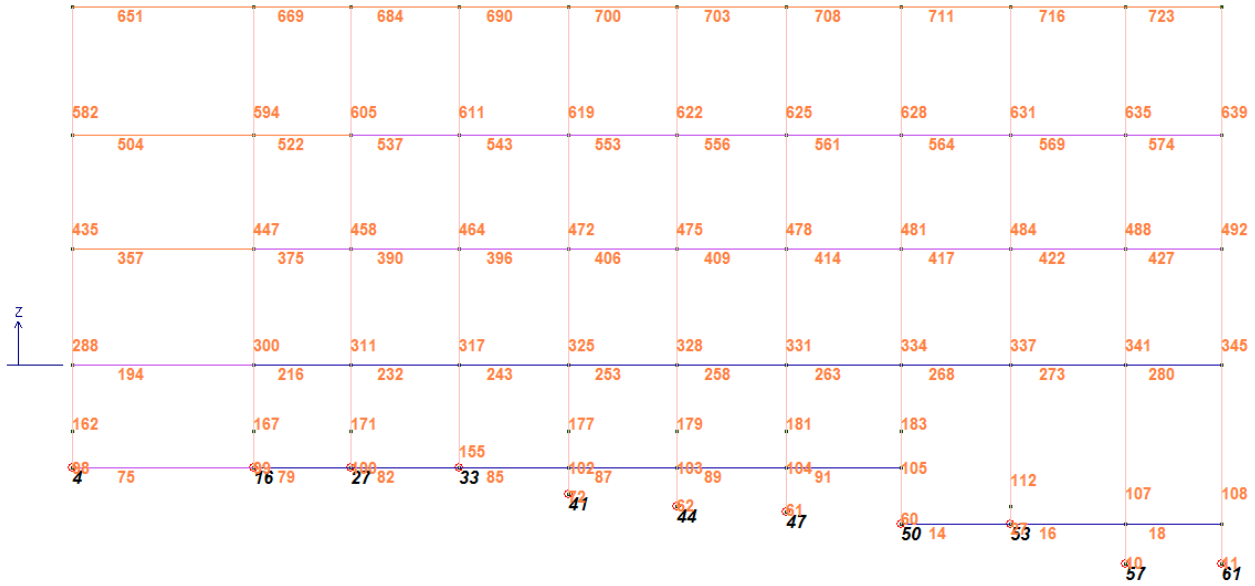


Figura 8.1.32 – Telaio piano 4 – 16 – 27 – 33 - 41 -44 – 47 – 50 – 53 – 57 - 61 con numerazione degli elementi D2.

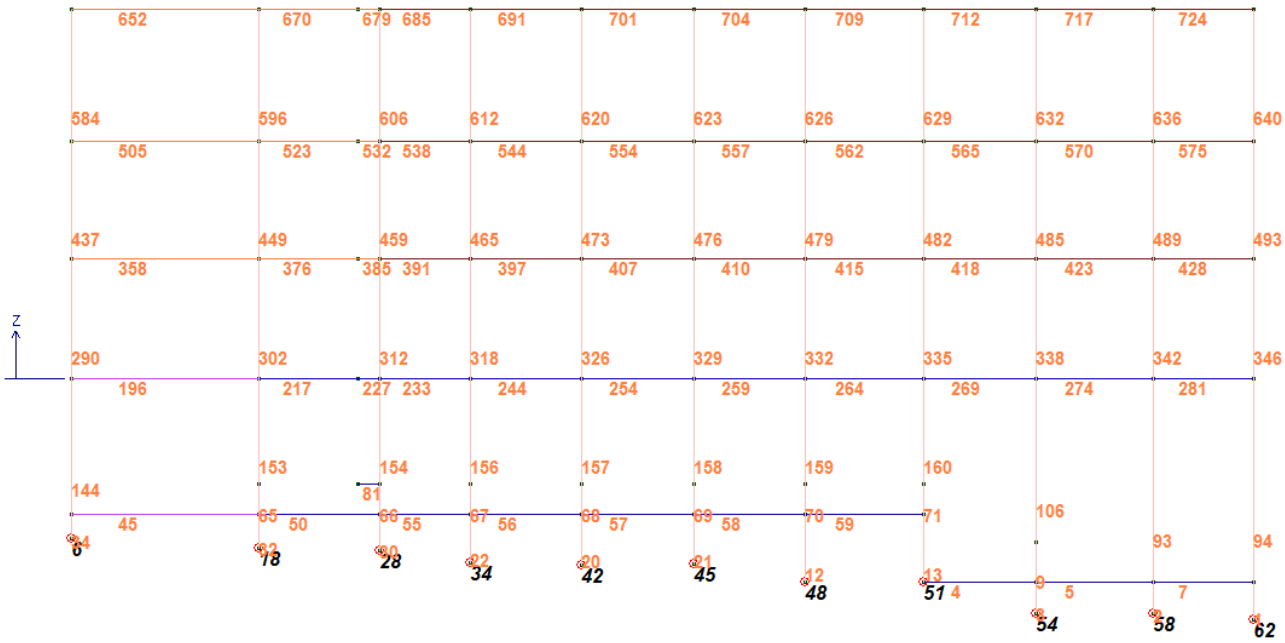


Figura 8.1.33 – Telaio piano 5 – 18 – 28 – 34 - 42 -45 – 48 – 51 – 54 – 58 - 62 con numerazione degli elementi D2.

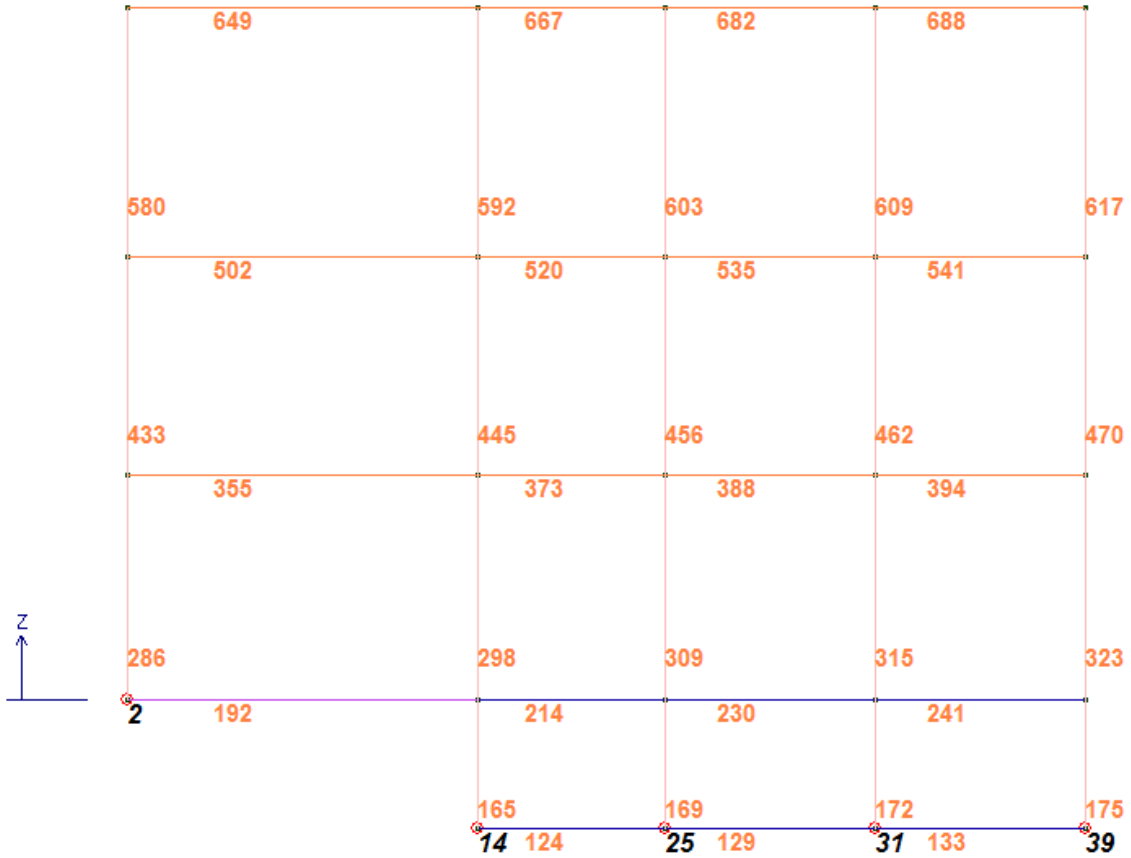


Figura 8.1.34 – Telaio piano 2 – 14 – 25 – 31 - 39 con numerazione degli elementi D2.

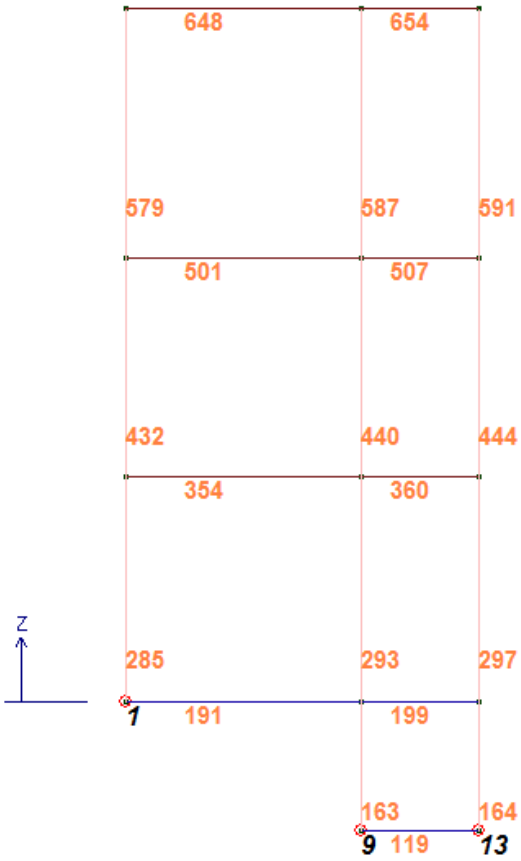


Figura 8.1.35 – Telaio piano 1 – 9 – 13 con numerazione degli elementi D2.

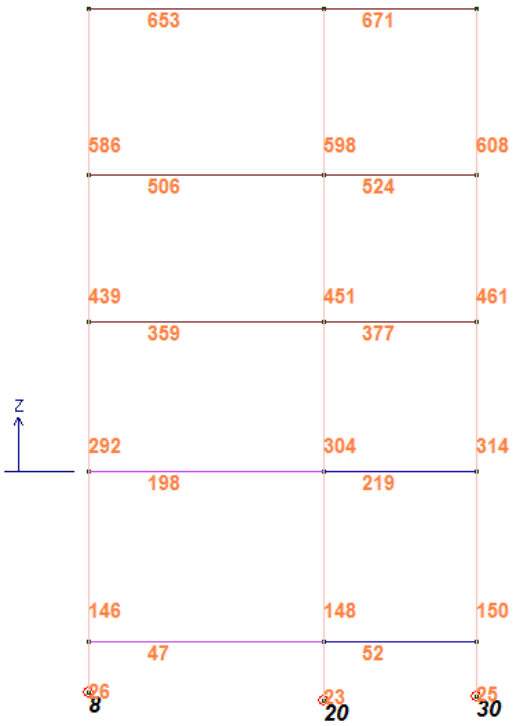


Figura 8.1.36 – Telaio piano 8 – 20 – 30 con numerazione degli elementi D2.

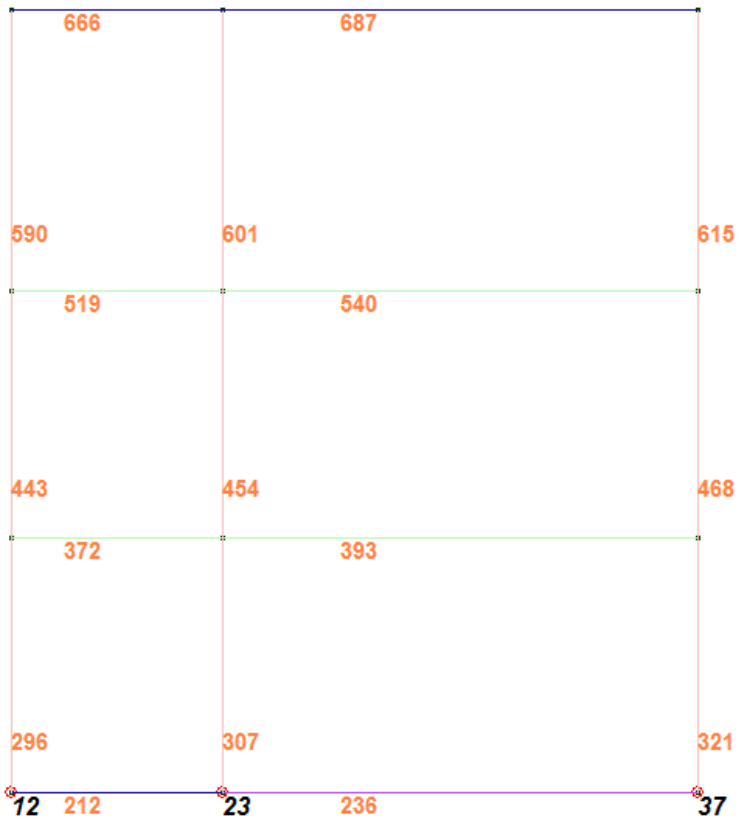


Figura 8.1.37 – Telaio piano 12 – 23 – 37 con numerazione degli elementi D2.

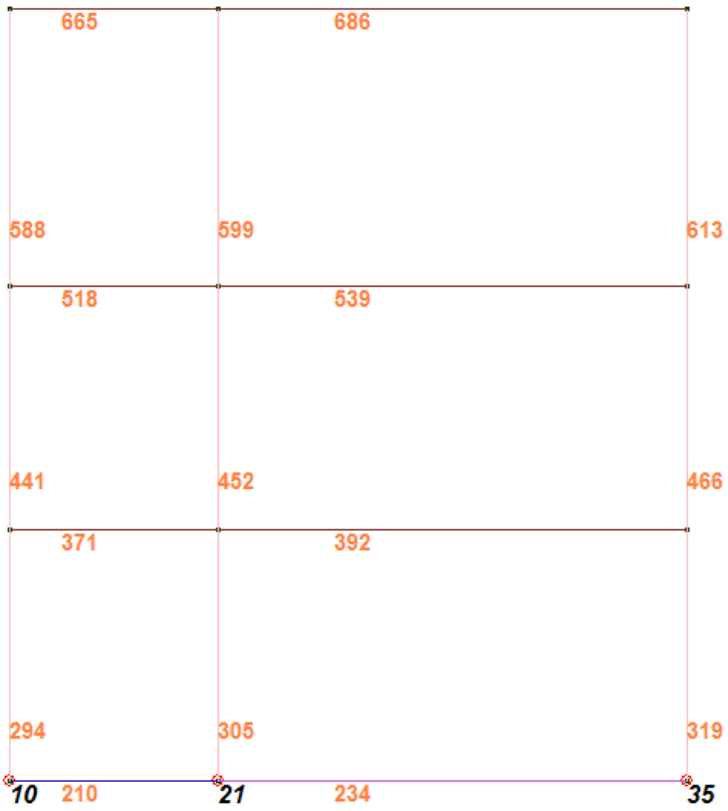


Figura 8.1.38 – Telaio piano 10 – 21 – 35 con numerazione degli elementi D2.

9. ANALISI GLOBALE: METODO DI ANALISI

L´analisi della struttura è stata condotta mediante analisi non lineare statica equivalente, detta anche analisi incrementale a collasso o push-over, eseguita mediante software PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program, versione 2014. Con tale metodologia di analisi si applicano in maniera incrementalmente, ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di "spingere" in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. Risultato finale dell'analisi è la curva taglio alla base (somma di tutte le forze orizzontali) - spostamento (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale). Tale capacità viene confrontata con la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

Secondo le richieste normative l´analisi statica non lineare viene svolta valutando la risposta della struttura di interesse sottoposta ad un sistema di forze verticali, associate ai pesi propri ed ai sovraccarichi, e ad almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali crescenti. Tali forze vengono applicate all'altezza dei solai di piano secondo due distinte distribuzioni:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- Distribuzione di forze funzione della forma modale.

In conformità al paragrafo § 7.3.4.1 delle NTC 08, l'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in c.a. solo nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia superiore al 75% della massa totale.

Tale scelta nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma. Confronti coi risultati di analisi dinamiche non-lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

Le forze statiche orizzontali, vengono opportunamente spostate rispetto ai baricentri di massa dei solai per tener conto dei valori di eccentricità accidentale, che si assumono pari, per ciascuna direzione di applicazione della azione sismica e per ciascun piano, a ± 5 % della dimensione massima del piano stesso in direzione perpendicolare, nel rispetto di quanto prescritto dalle NTC2008 (D.M. 14/01/2008).

Poiché le analisi statiche non lineari sono state eseguite per le due distinte distribuzioni di forze laterali, le combinazioni di legge diventano 16, precisamente 16 per lo SLV e altrettante per lo SLD.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze.

Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento dell'edificio. Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo. La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti in maniera tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLU e lo SLD.

Per gli elementi monodimensionali (D2) in c.a., il comportamento non lineare del materiale è schematizzato con un modello a **plasticità concentrata**, con elementi elasto – perfettamente plastici a limitata duttilità.
Per portare in conto la non linearità del materiale è necessario definire compiutamente le caratteristiche degli elementi strutturali facendo intervenire anche le armature.
In linea generale, la caratterizzazione non lineare dell'elemento avviene nel seguente modo:

- Suddivisione dell'elemento in 3 tratti, un tratto centrale e due tratti laterali; la somma della lunghezza dei tre tratti è pari a quella totale dell'elemento;
- Per ognuno dei tre tratti, vengono definite le caratteristiche delle due sezioni di estremità;
- Si assegnano i momenti plastici alle sezioni di estremità degli elemnti D2:
  - Per le travi si assegnano i momenti plastici per flessione retta (M3);
  - Per i pilastri si assegnano i momenti plastici in entrambe le direzioni della sollecitazione (M2, M3).

Gli elementi di fondazione (plinti,) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare.

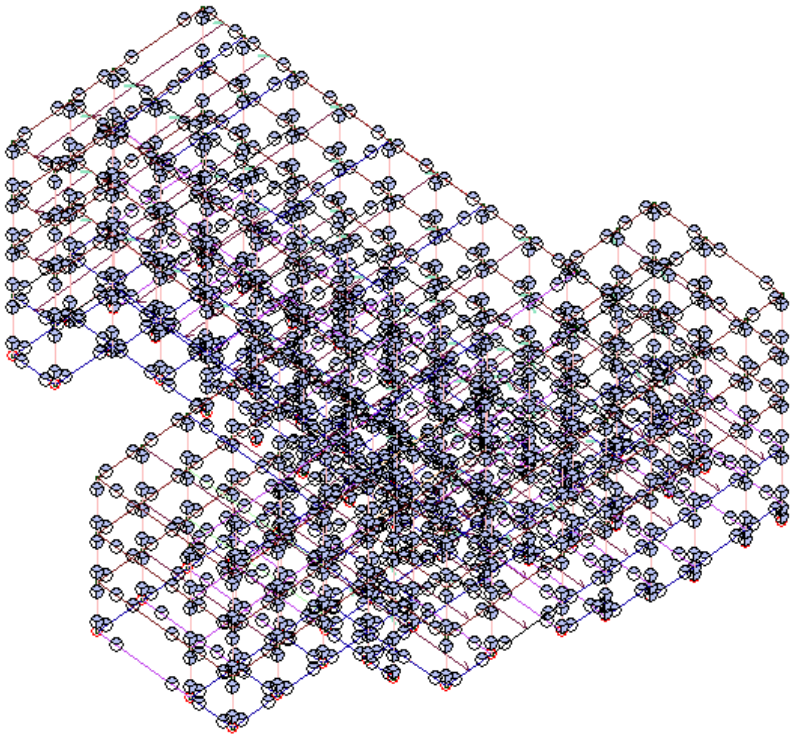


Figura 9.1 – Modello a plasticità concentrata della struttura.

10. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

La valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche è stata eseguita oltre che nei confronti dello "Stato Limite Ultimo – SLU", con riferimento allo "**Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV**", anche nei confronti dello "Stato Limite di Esercizio – SLE", con riferimento allo "**Stato Limite di Danno - SLD**".

Lo "Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV" prevede che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali a cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva però una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento Pvr nel periodo di riferimento VR della struttura, pari al 10%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito "$T_{RIF,\ SLV}$" e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di salvaguardia della vita "$PGA_{RIF,SLV}$".

Lo "Stato Limite di Danno – SLD" prevede che a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento Pvr nel periodo di riferimento VR della struttura, pari al 63%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito "$T_{RIF,SLD}$" e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di danno "$PGA_{RIF,SLD}$".

I risultati delle analisi effettuate vengono espressi sia in termini di PGA – spostamento (curve di capacità) sia mediante gli indicatori di rischio così come definiti dall'OPCM 3728 del 2008.

La valutazione delle Curve di capacità consiste nell'interpretazione di un diagramma che mostra l'andamento del tagliante alla base in funzione dello spostamento di un punto di controllo e della PGA (Peak Ground Acceleration).

Secondo le indicazioni da normativa, viene eseguita la seguente verifica:

- Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u$$

dove:

- $D_{max,SLV}$: Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico;
- $D_{u,SLV}$: Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il valore di q* < 3, ove q* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (limitazione in

duttilità del sistema - § 7.8.1.6, Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - D.M. 14/01/2008).

- Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u$$

dove:

- $D_{max,SLD}$: Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno;
- $D_{u,SLD}$: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Gli indicatori di rischio sismico, così come definiti dall'OPCM 3728 del 2008, considerano come parametri rappresentativi del raggiungimento dei diversi stati limite legati alla "Capacità della Struttura":

- $T_{R,SLD}$ = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Danno;
- $T_{R,SLV}$ = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Salvaguardia della Vita;

e come dati di pericolosità per i diversi stati limite considerati relativi alla"Domanda Sismica":

- $T_{RIF,SLD}$ = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'63%;
- $T_{RIF,SLV}$ = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'10%;

Dal rapporto dei parametri rappresentanti come sopra si calcolano i valori degli **"Indicatori di rischio sismico"** (o anche detti coefficienti di vulnerabilità sismica) espressi in termini di periodi di ritorno dalle seguenti espressioni:

- $\alpha_{SLD} = (T_{R,SLD} / T_{RIF,SLD})^a$
- $\alpha_{SLV} = (T_{R,SLV} / T_{RIF,SLV})^a$

dove l' esponente "a" è pari ad (1/2,43) = 0,41.

Gli indicatori di rischio sismico (o coefficienti di vulnerabilità sismica) relativi allo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita α_{SLV} e allo stato limite di esercizio di Danno α_{SLD} sono parametri che, se prossimi o superiori all'unità, caratterizzano casi in cui il rischio è prossimo a quello previsto dalla normativa mentre se prossimi a zero caratterizzano casi a rischio molto elevato.
Si vuole precisare che il rapporto tra i periodi di ritorno relativi alla capacità della struttura e alla domanda sismica, laddove non fosse elevato all'esponente "a", darebbe luogo ad una "scala di percezione del rischio" o "scala di rischio" molto diversa rispetto a quella comunemente utilizzata in precedenza in termini di PGA. Si ricorda che tale scala è stata messa da parte nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le "NTC08".
La "scala di rischio" risulta infatti essere molto diversa, rispetto a quella che prende a riferimento le PGA, a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere

una “scala di rischio” paragonabile alla precedente, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente “a”=1/2,43=0.41 ottenuto dall’analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale.
Come detto in precedenza, nel nuovo quadro normativo di riferimento, determinatosi con le “NTC08”, l’indicatore di rischio sismico calcolato in termini di PGA non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Per tale motivo, in riferimento ai diversi stati limite considerati, sono riportati solo gli indicatori di rischio in termini di periodo di ritorno.

I risultati delle analisi, riportati in forma sintetica in Tabella 10.1 e in forma estesa nell’ elaborato “Fascicolo dei calcoli Blocco 2 - VV-Gen. FCB2 06.docx”, indicano il soddisfacimento di nessuna delle analisi in direzione X e Y. In particolare, le analisi evidenziano valori bassi dello spostamento corrispondente alla capacità ultima e della relativa accelerazione soprattutto in direzione X; infatti l’edificio risulta decisamente più vulnerabile nei confronti dell’azione sismica in direzione X.

CMB	Tipo	Distribuzione	Direzione	Angolo ing.	$D_{max} < D_u$	D_{max} (cm)	D_u (cm)	PGA_{max} (g)	PGA_u (g)
22	SLU - V	Proporz. masse	-X	0	NO	-7.31	-7.31	0.13	0.13
23	SLU - V	Proporz. masse	+X	0	NO	7.26	7.26	0.13	0.13
24	SLU - V	Proporz. masse	-X	0	NO	-7.62	-7.62	0.13	0.13
25	SLU - V	Proporz. masse	+X	0	NO	7.80	7.80	0.13	0.13
26	SLU - V	Proporz. masse	-Y	90	NO	-11.11	-11.11	0.17	0.17
27	SLU - V	Proporz. masse	+Y	90	NO	11.34	11.34	0.17	0.17
28	SLU - V	Proporz. masse	-Y	90	NO	-10.53	-10.53	0.17	0.17
29	SLU - V	Proporz. masse	+Y	90	NO	11.57	11.57	0.18	0.18
30	SLU - V	Proporz. forma modale	-X	0	NO	-8.42	-8.42	0.16	0.16
31	SLU - V	Proporz. forma modale	+X	0	NO	8.24	8.24	0.16	0.16
32	SLU - V	Proporz. forma modale	-X	0	NO	-8.15	-8.15	0.15	0.15
33	SLU - V	Proporz. forma modale	+X	0	NO	7.96	7.96	0.15	0.15
34	SLU - V	Proporz. forma modale	-Y	90	NO	-10.17	-10.17	0.14	0.14
35	SLU - V	Proporz. forma modale	+Y	90	NO	11.38	11.38	0.16	0.16
36	SLU - V	Proporz. forma modale	-Y	90	NO	-10.41	-10.41	0.15	0.15
37	SLU - V	Proporz. forma modale	+Y	90	NO	12.05	12.05	0.17	0.17
38	SLE - D	Proporz. masse	-X	0	SI	-5.71	-7.31	0.11	0.14
39	SLE - D	Proporz. masse	+X	0	SI	5.90	7.26	0.11	0.14
40	SLE - D	Proporz. masse	-X	0	SI	-6.30	-7.62	0.11	0.13
41	SLE - D	Proporz. masse	+X	0	SI	6.52	7.80	0.11	0.14
42	SLE - D	Proporz. masse	-Y	90	SI	-5.94	-11.11	0.09	0.17
43	SLE - D	Proporz. masse	+Y	90	SI	5.81	11.34	0.09	0.18
44	SLE - D	Proporz. masse	-Y	90	SI	-5.79	-10.53	0.10	0.17
45	SLE - D	Proporz. masse	+Y	90	SI	5.72	11.57	0.09	0.19
46	SLE - D	Proporz. forma modale	-X	0	SI	-5.74	-8.42	0.12	0.17
47	SLE - D	Proporz. forma modale	+X	0	SI	5.81	8.24	0.12	0.17
48	SLE - D	Proporz. forma modale	-X	0	SI	-5.57	-8.15	0.11	0.16
49	SLE - D	Proporz. forma modale	+X	0	SI	5.60	7.96	0.11	0.15
50	SLE - D	Proporz. forma modale	-Y	90	SI	-8.44	-10.17	0.12	0.15
51	SLE - D	Proporz. forma modale	+Y	90	SI	8.17	11.38	0.12	0.16
52	SLE - D	Proporz. forma modale	-Y	90	SI	-8.36	-10.41	0.13	0.16
53	SLE - D	Proporz. forma modale	+Y	90	SI	8.08	12.05	0.12	0.18

Tabella 10.1 – Risultati verifica sismica in termini di PGA e spostamenti.

CMB	Tipo	Distribuzione	Direzione	Angolo ing.	$\alpha_{SLV,TR}$
22	SLU - V	Proporz. masse	-X	0	0.48
23	SLU - V	Proporz. masse	+X	0	**0.48**
24	SLU - V	Proporz. masse	-X	0	0.48
25	SLU - V	Proporz. masse	+X	0	0.48
26	SLU - V	Proporz. masse	-Y	90	0.59
27	SLU - V	Proporz. masse	+Y	90	0.59
28	SLU - V	Proporz. masse	-Y	90	0.59
29	SLU - V	Proporz. masse	+Y	90	0.61
30	SLU - V	Proporz. forma modale	-X	0	0.56
31	SLU - V	Proporz. forma modale	+X	0	0.56
32	SLU - V	Proporz. forma modale	-X	0	0.53
33	SLU - V	Proporz. forma modale	+X	0	0.53
34	SLU - V	Proporz. forma modale	-Y	90	0.50
35	SLU - V	Proporz. forma modale	+Y	90	0.56
36	SLU - V	Proporz. forma modale	-Y	90	0.53
37	SLU - V	Proporz. forma modale	+Y	90	0.59

Tabella 10.2 – Risultati verifica sismica (SLU - V) in termini di indice di rischio così come definito nell'OPCM 3728 del 2008.

CMB	Tipo	Distribuzione	Direzione	Angolo ing.	$\alpha_{SLD,TR}$
38	SLE - D	Proporz. masse	-X	0	1.27
39	SLE - D	Proporz. masse	+X	0	1.27
40	SLE - D	Proporz. masse	-X	0	1.20
41	SLE - D	Proporz. masse	+X	0	1.27
42	SLE - D	Proporz. masse	-Y	90	1.48
43	SLE - D	Proporz. masse	+Y	90	1.55
44	SLE - D	Proporz. masse	-Y	90	1.48
45	SLE - D	Proporz. masse	+Y	90	1.62
46	SLE - D	Proporz. forma modale	-X	0	1.48
47	SLE - D	Proporz. forma modale	+X	0	1.48
48	SLE - D	Proporz. forma modale	-X	0	1.41
49	SLE - D	Proporz. forma modale	+X	0	1.34
50	SLE - D	Proporz. forma modale	-Y	90	1.34
51	SLE - D	Proporz. forma modale	+Y	90	1.41
52	SLE - D	Proporz. forma modale	-Y	90	1.41
53	SLE - D	Proporz. forma modale	+Y	90	1.55

Tabella 10.3 – Risultati verifica sismica (SLE - D) in termini di indice di rischio così come definito nell'OPCM 3728 del 2008.

Analizzando i risultati si può osservare che il valore più basso di PGA_u elaborato è pari a **0.13 g**, mentre quello più basso in termini di indice di rischio $\alpha_{SLV,TR}$ è pari a **0.48**.

Per quel che riguarda le verifiche allo SLD, tutte le analisi risultano soddisfatte.
Successivamente alla presentazione dei dati tabellari, viene proposta la visualizzazione grafica della più "onerosa" tra le analisi eseguite, con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità.
L'analisi più onerosa è quella corrispondente alla combinazione n° 23, la quale considera la direzione +X e una distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed elabora un valore di PGA_U pari a 0,13g e un valore di $\alpha_{SLV,TR}$ pari a 0.48.
La verifica non è soddisfatta per lo SLV: dall'analisi dei risultati si nota che l'edificio raggiunge la labilità in seguito alla manifestazione di un cinematismo. (Figura 10.1).

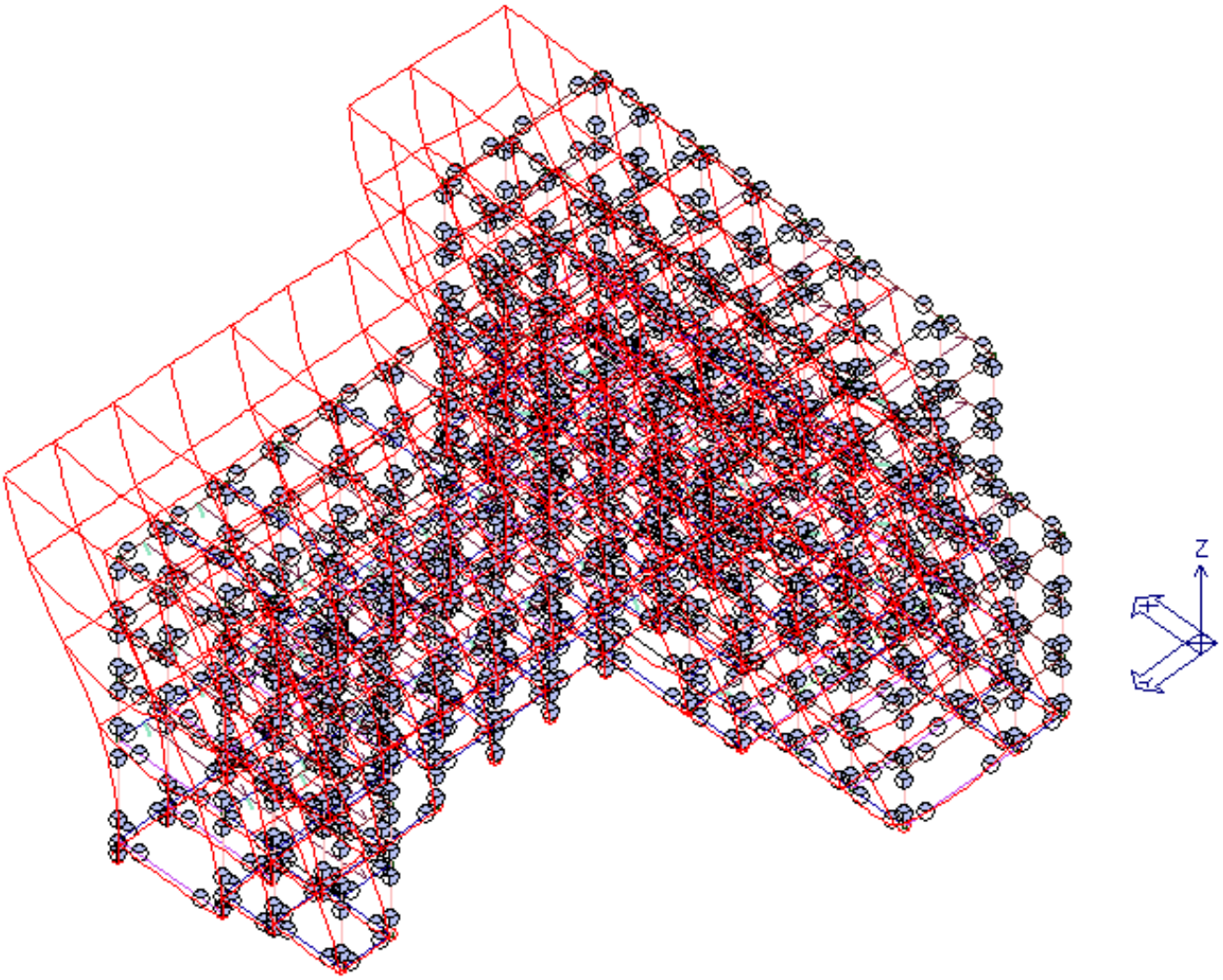


Figura 10.1 – Modello 3D dell'edificio allo SLU - V nella combinazione n.23 con sisma in direzione +X.

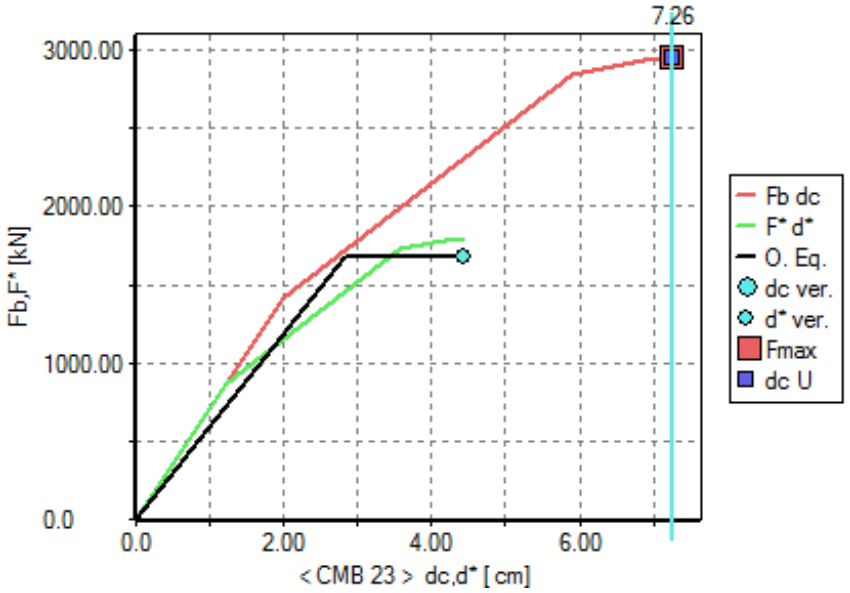


Figura 10.2 – Curva di capacità allo SLU – V nella combinazione n.23 con sisma in direzione +X.

Per quanto riguarda il sisma in direzione Y (Figura 10.3) l'analisi più gravosa risulta essere quella corrispondente alla combinazione n° 34, la quale considera la direzione -Y e una distribuzione delle forze funzione della forma modale ed elabora un valore di PGA_U pari a 0,14g e un valore di $\alpha_{SLV,TR}$ pari a 0.50. La verifica non è soddisfatta per lo SLV: dall'analisi dei risultati si nota che l´edificio raggiunge la labilità in seguito alla manifestazione di un cinematismo. (Figura 10.3).

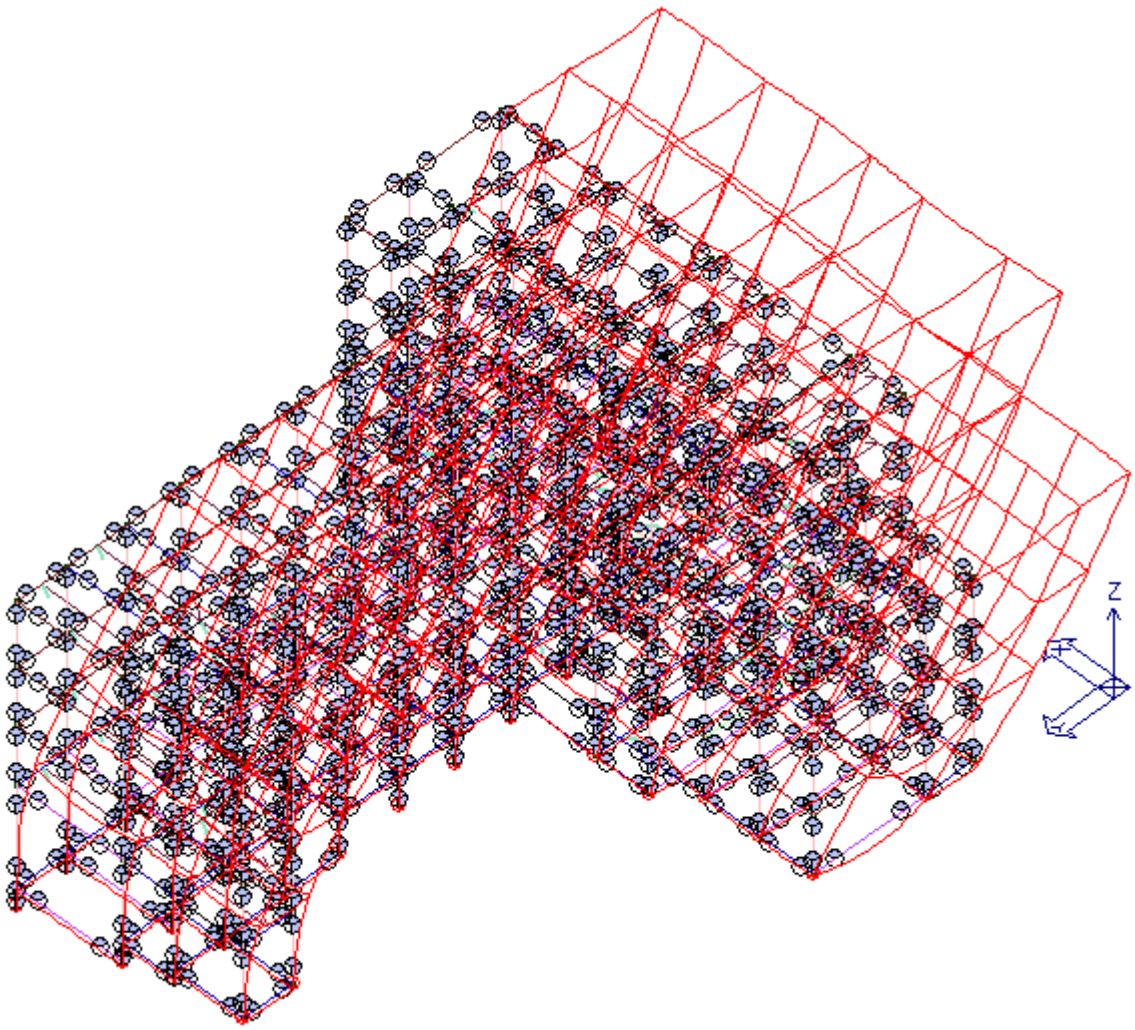


Figura 10.3 – Modello 3D dell'edificio allo SLU - V nella combinazione n.34 con sisma in direzione - Y.

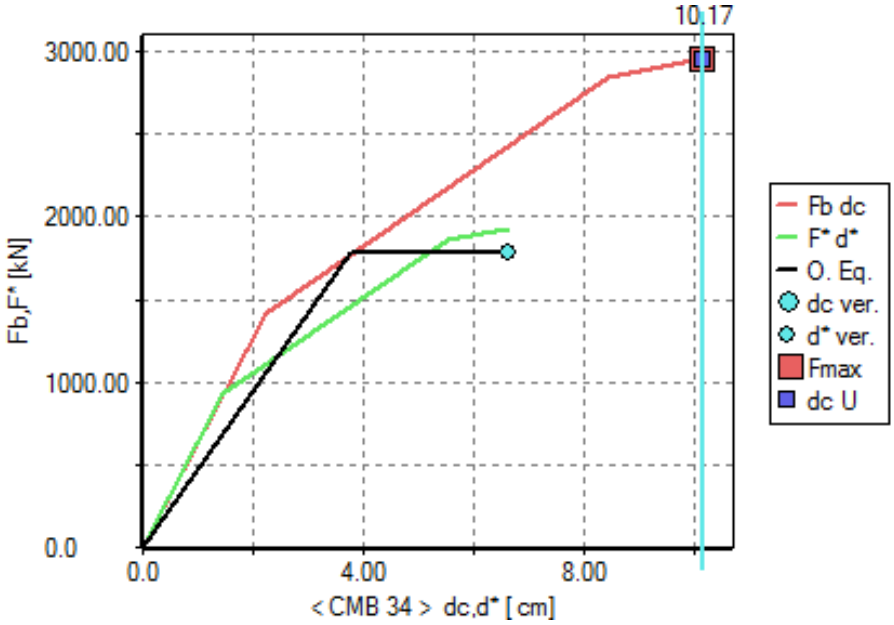


Figura 10.4 – Curva di capacità allo SLU - V nella combinazione n.34 con sisma in direzione - Y.

In conclusione si osserva che le verifiche normative, in relazione all'evento sismico previsto relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, non sono soddisfatte. Le simulazioni numeriche indicano infatti che la struttura dell'edificio è carente e inadeguata nei confronti del sisma previsto dalle vigenti normative. Le analisi indicano che l'edificio potrebbe essere in grado di sopportare eventi molto minori di quelli previsti dall'azione sismica avente un tempo di ritorno di 712 anni.

11. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN C.A.

Eseguita l'analisi pushover e realizzate tutte le curve si procede con l'esecuzione delle verifiche degli elementi in c.a. Per tale verifica si esegue una distinzione fra elementi/meccanismi "duttili" e "fragili". I primi si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità di deformazione. I secondi si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.
Tali verifiche vengono effettuate in corrispondenza dello spostamento orizzontale effettivo del punto di controllo, dell' accelerazione e del taglio alla base corrispondente a tale spostamento.

Verifica della capacità di deformazione

La verifica della capacità di deformazione richiede la presenza dell'armatura delle sezioni di estremità degli elementi. La rotazione rispetto alla corda va confrontata alla capacità totale di rotazione della sezione, la capacità della sezione varia a seconda dello stato limite che si sta analizzando (SLV, SLD).
I valori di riferimento, indicati nella normativa sono riportati di seguito:

SLV:

$$\theta_{SD} = 3/4\ \theta_u$$

SLD:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013\left(1 + 1.5\frac{h}{L_V}\right) + 0.13\varphi_y \frac{d_b \varphi f_y}{\sqrt{f_c}}$$ per travi e pilastri

Verifica di resistenza

La verifica di resistenza richiede la presenza dell'armatura trasversale (per le travi sagomati inclusi) lungo tutto l'elemento. La verifica eseguita è una verifica a taglio, in cui la sollecitazione viene calcolata secondo quanto riportato nel paragrafo C8.7.2.4 del DM 14/1/2008. E' importante osservare che, poiché la capacità utilizzata per l'accettazione è valutata con valori medi di resistenza dei materiali, e la domanda per verifica fragili è valutata con valori medi di resistenza dei materiali moltiplicati per FC, potrebbe avvenire che le azioni di calcolo risultano superiori al valore di accettazione e inferiori al valore per la valutazione della capacità.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

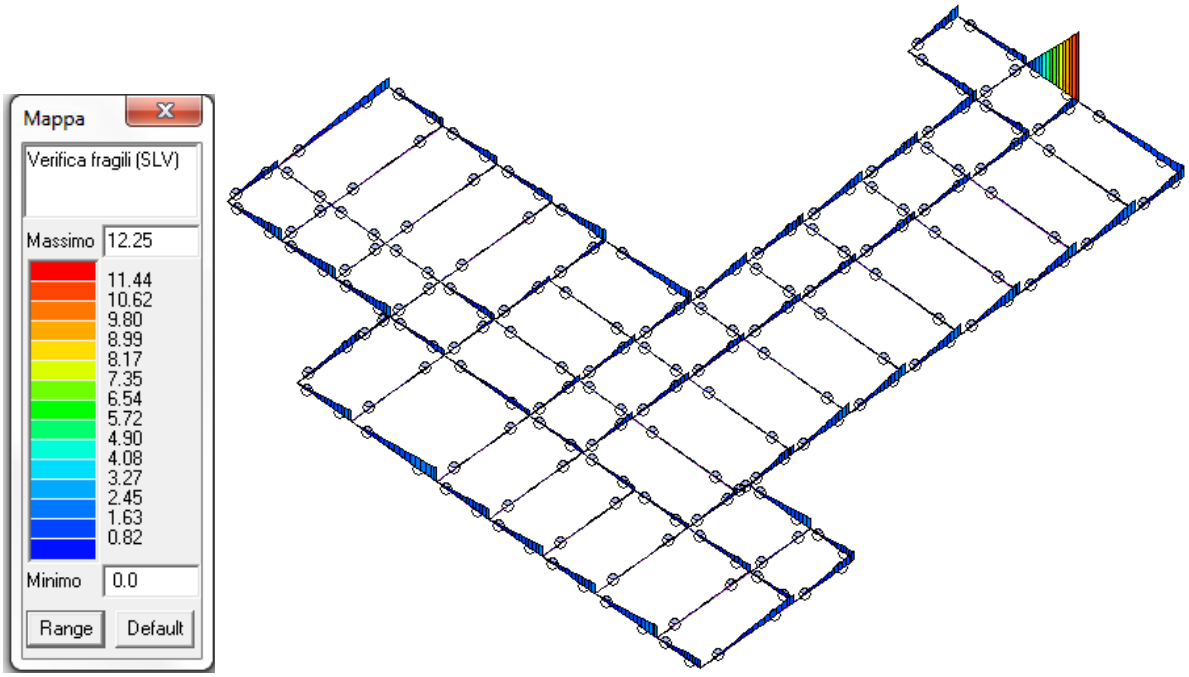


Figura 11.1 – Travi piano seminterrato: verifica a taglio (SLV) .

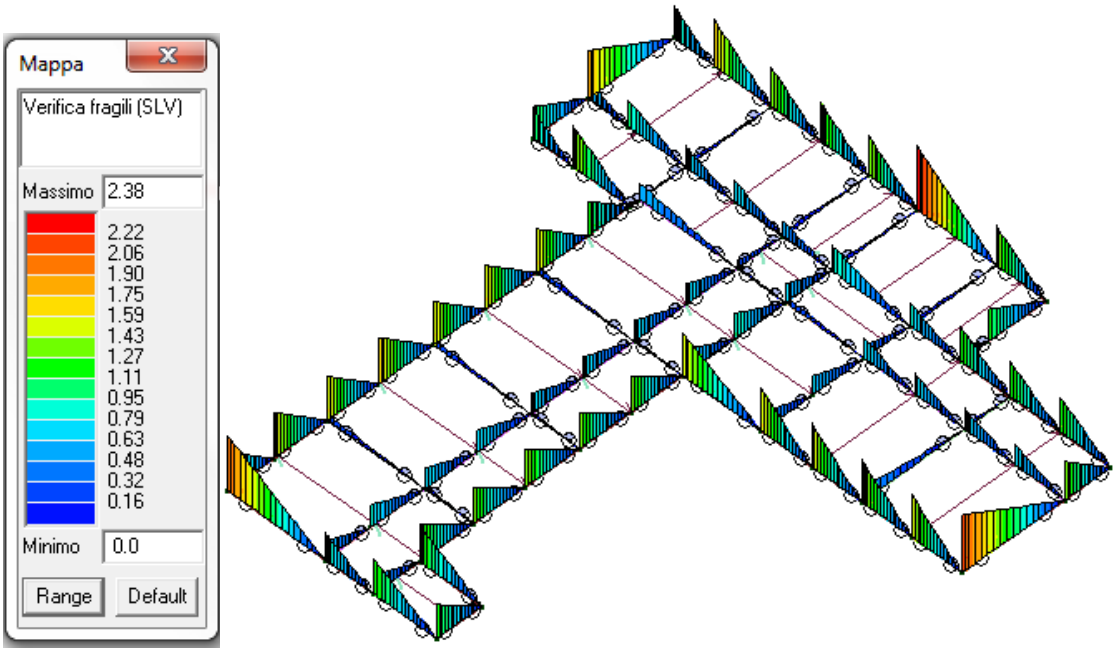


Figura 11.2 – Travi piano terra: verifica a taglio (SLV) .

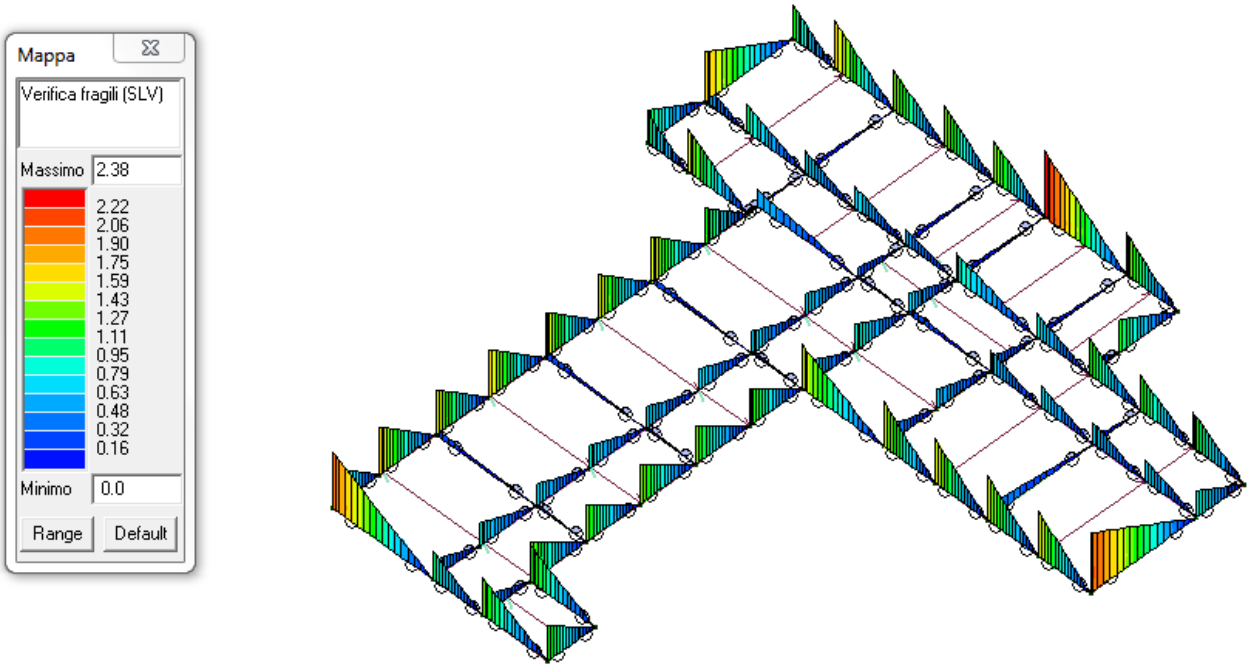


Figura 11.3 – Travi piano primo: verifica a taglio (SLV) .

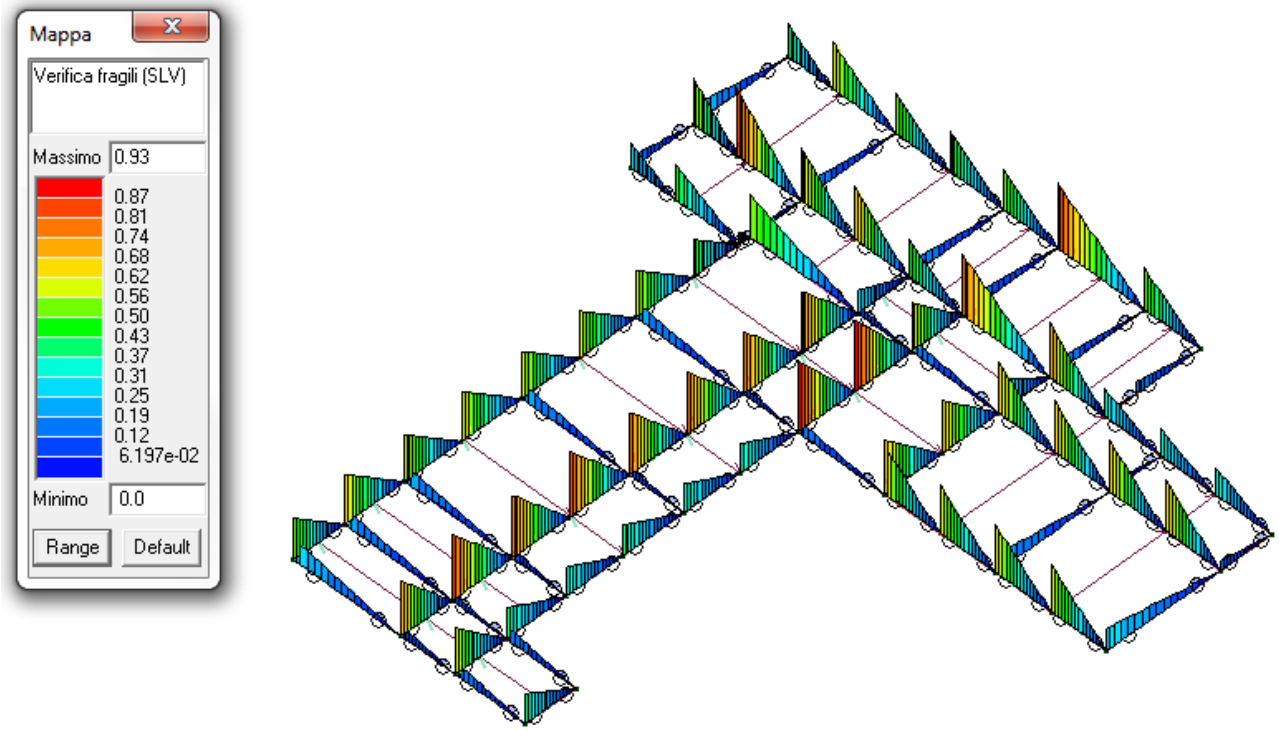


Figura 11.4 – Travi piano secondo: verifica a taglio (SLV) .

12. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le valutazioni di sicurezza sismica dell'edificio sono state effettuate sulla base delle informazioni raccolte sulla struttura e sui materiali costituenti, nell´ambito di una campagna di indagini conoscitiva i cui risultati sono stati sintetizzati nella presente relazione. Le analisi svolte ai sensi della vigente normativa nei riguardi dei meccanismi d'insieme hanno evidenziato una risposta carente e inadeguata dell'edificio nei confronti dell'azione sismica prevista dalla vigente normativa (T_R = 712 anni). L'analisi globale, eseguita in modalità statica non lineare, ha infatti evidenziato una marcata inadeguatezza delle strutture. In effetti, la maggior parte delle analisi previste dalla normativa risulta essere non verificata e i relativi coefficienti di sicurezza sono particolarmente bassi.

Il valore minimo di $\alpha_{SLV,TR}$ registrato nelle analisi numeriche tra tutti i meccanismi di collasso e per tutti gli elementi strutturali, è pari a **0.48.**
In pratica l'edificio ha un coefficiente di sicurezza nei confronti dell'azione sismica pari a circa il 48% di quanto imposto dalla normativa tecnica vigente.

13. RIFERIMENTI DI NORMATIVA

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord. "Norme tecniche per le Costruzioni";

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

- OPCM n. 3728 del 2008: " Modalita' di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'articolo 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003, n. 326, ed incrementato con la legge 24 dicembre 2007, n. 244.";
- D.M. 14.9.2005: "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico);
  (In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza).
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:
- Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005
- D. P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".