



CITTA' DI LUCCA

Le ali alle tue idee



UNIONE EUROPEA
FONDO EUROPEO
DI SVILUPPO REGIONALE



REPUBBLICA ITALIANA

INTERVENTO DI RESTAURO DELL' EX CONVENTO DI SAN DOMENICO -
EX MANIFATTURA TABACCHI

Strutture per l'alta formazione connesse al trasferimento tecnologico

PROGETTO STRUTTURALE
PROGETTO ESECUTIVO

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

UNIECO SOC. COOP.
via Meuccio Ruini, 10 - 42124 - Reggio Emilia (RE) (Mandataria)

IMPRESA COSTRUZIONI EDILI E STRADALI DR. ING. MICHELE BIANCHI & C. srl
via D. Chelini, 39 - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

R.A.M.A. srl
vl. Castracani, 600 - 55100 - Lucca (Mandante)

MARTINELLI IMPIANTI
via del Poggetto 439/h S. Anna - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

Ing. BRUNO PERSICHETTI
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 1121 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

PROGETTO

COORDINAMENTO GENERALE
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

ARCHITETTONICO
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

STRUTTURALE, IMPIANTI MECCANICI, ELETTRICI, PREVENZIONE INCENDI
e COORDINAMENTO SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)

CONSULENTE PROGETTO RESTAURO
Eugenio Vassallo Architetto, via Sandro Gallo, 54 - 30126 - Venezia Lido (VE)

CONSULENTE PROGETTO STRUTTURALE
Massimo Dringoli Ingegnere, Lungarno Simonelli, 10 - 56126 - Pisa (PI)

CONSULENTE PROGETTO ARCHITETTONICO
Alessandro Franco Architetto, RCF & P., c.so F.lli Cervi, 51 - 47838 - Riccione (RN)

Comune di Lucca
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Mauro Di Bugno

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELL'EDIFICIO
ESISTENTE

edificio

AF

FILE : 1010-PE-ST-RVS-RelVult-Alta_Formazione.docx

DATA : Settembre 2013

elaborato

ST.REL.01

REV : 0



COMPETITIVITÀ
DINAMISMO
INNOVAZIONE

www.regione.toscana.it/creo

QUALITÀ

0	Settembre 2013	Prima emissione	MDC	FR	BP
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Validato

INDICE

1	SOMMARIO	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	DESCRIZIONE DEL MANUFATTO	8
3.1	Morfologia.....	8
3.1.1	<i>Organismo strutturale</i>	8
3.2	Stato di conservazione e degrado	11
3.3	Norme impiegate per la redazione del progetto originario	11
3.4	Classificazione sismica.....	11
3.5	Documentazione di progetto.....	11
4	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	12
4.1	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC)	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA	15
5.1	Muratura esistente	15
5.1.1	<i>Muratura in pietrame con paramento interno in mattoni pieni (muri perimetrali)</i>	15
5.1.2	<i>Muratura di mattoni pieni</i>	16
5.2	Legno capriate esistenti	16
5.3	Fattore di confidenza	16
7	DEFINIZIONE DELLE AZIONI (§ 3 NTC)	18
7.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali (§3.1.2 e §3.1.3 NTC).....	18
7.1.1	<i>Peso proprio della struttura</i>	18
7.1.2	<i>Partizioni interne</i>	18
7.1.3	<i>Azioni permanenti sui solai</i>	18
7.2	Carichi variabili (§3.1.4 NTC).....	23
7.3	Azione del vento (§3.3 NTC)	23
7.4	Azione della neve (§3.4 NTC).....	25
7.5	Azioni sismiche (§3.2.3 NTC).....	26
7.5.1	<i>Definizione dello spettro di risposta elastico</i>	28
7.5.2	<i>Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio</i>	28
7.5.3	<i>Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi</i>	28
7.6	Condizioni di carico elementari.....	29
7.7	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	29
8	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.3 E § 8.3 NTC)	33
8.1	Valutazione della vulnerabilità sismica - procedure.....	33
8.2	Metodologia.....	34
8.3	Criteri di verifica	35
8.3.1	<i>Generalità</i>	35
8.3.2	<i>Stati limite in assenza di sisma</i>	35
8.3.3	<i>Stati Limite in presenza di azioni sismiche</i>	36
8.4	Obiettivi e metodi	38
9	METODI DI ANALISI.....	40
9.1	Analisi per azioni non sismiche.....	40
9.1.1	<i>Analisi elastica (§4.1.1.1 NTC)</i>	40
9.2	Analisi in presenza di azioni sismiche.....	40
9.2.1	<i>Valutazione della regolarità strutturale dell'edificio (§7.2.2 NTC)</i>	40
9.2.2	<i>Effetti torsionali</i>	43
9.2.3	<i>Masse strutturali</i>	43
9.2.4	<i>Considerazioni sugli orizzontamenti</i>	44
9.2.5	<i>Analisi dinamica lineare (risposta in frequenza)</i>	45
9.2.6	<i>Fattore di struttura e classe di duttilità (§C8.7.1.2 Circolare NTC) edifici esistenti in Muratura</i>	45
9.2.7	<i>Risposta alle diverse componenti</i>	45
10	MODELLAZIONE NUMERICA.....	47

10.1	10.1	Criteri di modellazione	47
	10.1.1	Comportamento non lineare della muratura ordinaria	48
	10.1.2	Comportamento delle pareti composte da più maschi murari	50
	10.1.3	Modellazione delle fasce di piano	51
10.2	10.2	Denominazione del modello di calcolo	52
10.3	10.3	Codici di calcolo	53
10.4	10.4	Affidabilità dei codici utilizzati	53
10.5	10.5	Validazione dei codici utilizzati	53
	10.5.1	Valutazione della correttezza dei modelli	53
	10.5.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	53
10.6	10.6	Informazione generali sull'elaborazione	54
	10.6.1	Modalità di input e output	54
	10.6.2	Unità di misura	54
	10.6.3	Sistemi di riferimento	54
	10.6.4	Vincoli interni ed esterni	54
	10.6.5	Modellazione dei materiali	54
	10.6.6	Elementi finiti	55
11	11	VERIFICHE IN ASSENZA DI SISMA	55
11.1	11.1	Verifiche SLU della muratura	55
	11.1.1	Verifica a pressoflessione nel piano [§ 4.5.6. NTC]	55
	11.1.1	Verifica a taglio per fessurazione diagonale [NTC § 4.5.6.2.]	56
	11.1.2	Verifica a pressoflessione fuori piano [NTC § 4.5.6.2.]	57
11.2	11.2	Verifica dei solai in acciaio con elementi di alleggerimento in laterizio (volterrane o mattoni)	58
	11.2.1	Descrizione	58
	11.2.2	Metodo di calcolo	58
	11.2.3	Condizioni elementari di calcolo	59
	11.2.4	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	59
	11.2.5	Verifiche delle travi in acciaio	60
	11.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo	63
	11.2.7	Verifiche allo Stato limite di esercizio	66
11.3	11.3	Verifica delle capriate lignee di copertura	67
	11.3.1	Descrizione generale	67
	11.3.2	Azioni sulla copertura	68
	11.3.3	Condizioni elementari di calcolo	68
	11.3.4	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	69
	11.3.5	Resistenze di calcolo [NTC § 4.4.6]	70
	11.3.6	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	70
	11.3.7	Risultati delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	72
	11.3.8	Risultati delle verifiche sugli appoggi (SLU)	73
	11.3.9	Risultati delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	74
11.4	11.4	Verifica della scala esistente in pietra	74
	11.4.1	Descrizione del manufatto	74
	11.4.2	Materiali	74
	11.4.3	Peso proprio della struttura	74
	11.4.4	Azioni permanenti sui solai	74
	11.4.5	Carichi variabili (§3.1.4 NTC)	75
	11.4.6	Condizioni di carico elementari	75
	11.4.7	Combinazione delle condizioni di carico elementari	75
	11.4.8	Risultati dell'analisi lineare elastica	75
12	12	VERIFICHE SISMICHE	77
12.1	12.1	Verifiche globali di sicurezza (SLV)	77
	12.1.1	Criteri di verifica	77
	12.1.2	Verifica a pressoflessione nel piano [§ 7.8.2.2.1 NTC]	78
	12.1.3	Verifica a taglio [NTC § 7.8.2.2.2 NTC]	80
	12.1.4	Verifica a pressoflessione fuori piano [NTC § 7.8.2.2.3]	82
	12.1.5	Verifica travi in muratura (§ 7.8.2.2.4 NTC)	84
12.2	12.2	Verifica di collasso per meccanismi locali	85

12.3	Verifiche per SLO	89
12.3.1	<i>Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali</i>	89
13	SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)	90
13.1	Risultati dell'analisi lineare elastica	90
13.2	Risultati dell'analisi modale	90
13.3	Risultati dell'analisi dinamica lineare	93
14	CALCOLI SEMPLIFICATI PER IL CONTROLLO DEI RISULTATI [§ 10.2]	94
15	VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO).....	95
15.1	Studio geologico e Indagini geognostiche	95
15.2	Descrizione dell'area	95
15.3	Descrizione delle opere di fondazione.....	95
15.4	Stratigrafia	96
15.5	Caratterizzazione geotecnica del terreno	96
15.6	Suscettibilità alla liquefazione.....	97
15.7	Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC)	97
15.8	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC)	97
15.9	Verifica delle fondazioni	97
16	VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO – SINTESI DEI RISULTATI	98
16.1	Risultati dell'analisi.....	98
16.2	Domanda di PGA	98
16.3	Indicatori di rischio (fattore di accelerazione).....	99
17	CONCLUSIONI	100
17.1	Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi.....	100
17.1.1	<i>Maschi murari</i>	100
17.1.2	<i>Sintesi</i>	100
17.1.3	<i>Possibili interventi per ovviare alle carenze strutturali riscontrate</i>	101
18	APPENDICE 1 – OUTPUT GRAFICI DEI MODELLI	102
18.1	Modello FEM dell'intero edificio (software PCM 2013).....	102
18.1	Modello FEM della Capriata “Tipo A” (software SAP 2000).....	106
18.2	Modello FEM della Capriata “Tipo B” (software SAP 2000).....	110

1 SOMMARIO

La presente relazione riferisce della valutazione di sicurezza nella configurazione “attuale” dell’**edificio nord** del complesso edilizio dell’ex Convento di San Domenico - ex “Manifattura Tabacchi”, ovvero della porzione ad angolo che si affaccia su via Vittorio Emanuele II e su Piazzale G.Verdi, quale evidenziata nella foto aerea riportata.

In particolare si tratta degli ambienti al **piano secondo** che ospiteranno le “**Strutture per l’alta formazione connesse al trasferimento tecnologico**”.

Il tutto nell’ambito delle attività relative alla redazione del progetto esecutivo generale Pius Lucca Dentro, ai sensi dell’art.93 comma 5 del D.Lgs. 12 aprile 2006 n.163 (Codice dei Contratti Pubblici) e degli artt.35-45 del DPR 554/99 e s.m.i., nel rispetto delle indicazioni fornite dal progetto preliminare e definitivo.

L’obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di conoscere le effettive condizioni di sicurezza dell’immobile nella configurazione attuale (*ante-operam*), da confrontare con la configurazione di progetto al fine di valutare l’efficacia degli interventi di “miglioramento” proposti.

La verifica eseguita sarà di Livello 3 (LV3) come richiesto dalla Direttiva del PCM del 9 febbraio 2011, § 2.2. per interventi di *miglioramento* su edifici tutelati e coinvolgerà l’intero edificio (compresi gli altri due piani destinati ad altra attività), ovvero l’unità strutturale intera (US).



Figura 1 – Foto aerea dell’area con indicazione dell’edificio in esame

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell’incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006 - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ord. Pc.m. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell’11.05.2006**
- **Legge Regionale n.1 del 3 gennaio 2005 – Norme per il governo del territorio**
- **Regolamento 09 febbraio 2007, n. 5/R Regolamento di attuazione del Titolo IV, capo III (Il territorio rurale), della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1(Norme per il governo del territorio).**
- **Del. GRT n° 878 del 8.10.2012 Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana**

- **Legge Regionale n.4 del 31 gennaio 2012** - *Modifiche alla legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) e alla legge regionale 16 ottobre 2009, n. 58 (Norme in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico)*
- **Istruzioni tecniche D.2.9.** – *Per la redazione degli elaborati progettuali degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti-* Luglio 2011

- **D.P.R. 380/01**, *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008**, **Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- **Direttiva Presidente Consiglio dei ministri del 9 febbraio 2011** – *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008*

- **Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi e impianti** - *Dipartimento della Protezione Civile – Giugno 2009*
- **Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*
- **Linee Guida per le "Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili"** – *Dipartimento della Protezione Civile, Reluis et al. - Bozza Marzo 2010*
- **Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizione** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*
- **UNI EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5 "Progettazione delle strutture in legno"**

3 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

3.1 Morfologia

Il complesso sorge nella zona della “*Cittadella*”, una parte molto antica della città che deve il proprio nome al carattere militare datole dalle fortezze costruite qui da Castruccio Castracani prima e da Paolo Guinigi poi per essere smantellate nel 1430.

Nel 500 parte della zona viene adibita a deposito del grano gestito dall’Ufficio dell’Abbondanza che curerà anche la produzione e distribuzione del pane in città. Nello stesso periodo, ma su di un’altra parte del sito corrispondente all’attuale ala rivolta verso piazza della Magione, viene costruito un convento femminile domenicano.

La *Manifattura Tabacchi* apre nel 1818 diventando la fabbrica più importante di Lucca, insieme alla *Cucirini Cantoni Coats*, rappresentando la più importante realtà del lavoro operaio con manodopera in prevalenza femminile. La storia della Manifattura è legata a quella del Sigaro Toscano la cui arte di lavorazione a mano è famosa in tutto il mondo.

Dal giugno 2004 la lavorazione è trasferita nel polo industriale in periferia e da quel giorno l’intero complesso è vuoto abbandonato ad eccezione di alcuni locali destinati a spazi espositivi.

L’area è stata oggetto di numerose trasformazioni ed evoluzioni, che si sono manifestate nel corso dei secoli. E’ possibile trovare tracce storiche di queste evoluzioni, a partire dal XIV secolo.

In particolare l’edificio in esame presenta una pianta a “L” e risulta costruito in contiguità al nucleo più antico (Ex Convento di San Domenico).

Esso si sviluppa su tre piani fuori terra per un’altezza sotto gronda di circa 14 m.

3.1.1 *Organismo strutturale*

Il rilievo diretto della compagine muraria ha evidenziato come le strutture portanti verticali (pareti perimetrali) siano in muratura di pietrame (vedere foto) con paramento interno in mattoni pieni. Per dimezzare la luce dei solai dell’ala Nord, è stata inserita una progressione di pilastri in muratura di mattoni pieni e archi, disposti lungo un allineamento interno parallelo alla facciata lato via V. Emanuele II).



Figura 2 – Prospetto Sud- Particolare della tipologia di muratura



Figura 3 – Prospetto Sud- Particolare della tipologia di muratura



Figura 4 – Prospetto Sud- Particolare della tipologia di muratura

I solai originari sono in acciaio e laterizio (con altezze e interassi variabili con la luce) ad eccezione del solaio Tipo 3, presente in un solo campo del primo impalcato (lato corte del tratto prospiciente via Vittorio Emanuele II). Si tratta senz'altro di un rimaneggiamento avvenuto a seguito di un crollo parziale o di una ristrutturazione per variazione dei carichi.

Tutte le coperture sono lignee a capanna, sorrette da capriate ad interasse 3 m nell'ala Nord (Capriata Tipo "A"), variabile tra 3,55 e 4,15 m nell'ala Est (Capriata Tipo "B").

L'edificio può essere datato inizi XIX secolo quindi è stato senz'altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica. Certamente esso è stato progettato utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture, con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate. Tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi e di proporzionamento geometrico, configurabili come *regole dell'arte*. Tale approccio è senz'altro valido per il dimensionamento per i carichi gravitazionali ma quasi mai ha condotto nel passato a strutture "sismo resistenti".

Anche l'edificio in esame non fa eccezione, già infatti ad una prima analisi esso appare dotato di scarse risorse, tra le carenze spicca fra tutte l'assenza quasi totale di setti trasversali (interasse fino a 56) che espone la struttura al rischio di rotture locali per flessione fuori del piano della parete nella sua interezza, quindi a "collassi locali".

La probabilità di innesco di meccanismi di ribaltamento rigido è alta anche a causa dell'assenza di cordoli di piano in grado di indurre il comportamento "scatolare" delle murature. L'assenza inoltre di solai sufficientemente rigidi in molti campi fa sì che l'azione sismica non riesca a ripartirsi in modo appropriato.

3.1.1.1 Aggregati

Come anticipato si tratta di un edificio in “aggregato” (NTC08 §8.7.1) essendo costruito in continuità con edifici adiacenti.

Nell’analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. Per prima cosa quindi è stata individuata l’unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue, inserendo gli effetti di spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, valutando i meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, eventuali US adiacenti di differente altezza.

Nel caso in esame si tratta dell’edificio di “angolo” di un “aggregato” di edifici contigui (Arte e spettacolo), nel quale sono presenti strutture “spingenti”, con lievi sfalsamenti dei solai, ma senza significativi disassamenti. Si è tenuto conto della presenza dell’ edificio contiguo inserendo forze concentrate equivalenti di opportuna entità.

3.2 Stato di conservazione e degrado

Non sono stati individuati quadri lesionativi degni di nota, da cui si deduce che l’edificio non presenta segni di sofferenza statica per cedimenti differenziali in fondazione, schiacciamento o ribaltamento delle murature.

3.3 Norme impiegate per la redazione del progetto originario

L’edificio è stato costruito sicuramente nella prima metà del XIX secolo quindi senz’altro in assenza di una normativa tecnica sismica (piuttosto secondo la *regola dell’arte*).

3.4 Classificazione sismica

La costruzione è sita in un territorio a lungo “non classificato” sismico. Solo infatti la recente zonizzazione proposta dall’OPCM del 2003 e poi recepita dalla Regione Toscana ha incluso la città di Lucca tra i comuni della **Zona 3**.

3.5 Documentazione di progetto

Non sono stati reperiti elaborati progettuali, né del progetto originario né relativo alle manipolazioni più recenti.

4 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

4.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 1:

Tab. 1 - 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	≤ 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

Con riferimento alla tabella soprastante si evidenzia che, come indicato nelle circolari delle NTC, “ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso”, pertanto nel caso in esame la costruzione risulta ordinaria per la scelta della vita nominale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	$T_c^*[s]$
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.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate 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 :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

In realtà la vita nominale di un bene culturale può essere opportunamente “ridotta”; la norma infatti asserisce che essa *dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.*

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive. La pericolosità sismica da usarsi per la prossima verifica dovrà ovviamente tenere conto del tempo che è passato; nel caso in cui la mappa di pericolosità disponibile dovesse essere ancora non dipendente dal tempo trascorso dall'ultimo terremoto significativo (modello poissoniano), nella definizione del periodo di riferimento si dovrà considerare anche il tempo trascorso dalla prima verifica. In occasione di questa seconda verifica potrebbe però non risultare possibile raggiungere i livelli richiesti dalla nuova vita nominale con interventi compatibili con la conservazione.

Per ciascun bene culturale tutelato, in relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica

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

Valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA

Si riportano nel seguito i risultati della campagna di prove sperimentali effettuate sui materiali che compongono la struttura, nonché i relativi livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

5.1 Muratura esistente

5.1.1 Muratura in pietrame con paramento interno in mattoni pieni (muri perimetrali)

Tutti i muri perimetrali risultano in muratura di pietrame disordinata con inclusioni di mattoni pieni in laterizio.

Singolare appare l'utilizzo di un paramento interno in mattoni pieni, ammorsato con la muratura in pietrame; questa presenza ne migliora le caratteristiche meccaniche.

Quest'ultime sono state desunte da valori di letteratura (valori medi della tabella C8A.2.1).

La norma consente di tener conto delle caratteristiche "migliori" per la presenza della muratura in mattoni pieni applicando ai valori riportati in tabella C8A.2.1 dei coefficienti migliorativi (suggeriti dalla Tab. C8A.2.2.):

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno applicare il solo coefficiente correttivo che tiene conto del miglioramento alla connessione negli spigoli:

$c_1 = 1.5$ connessione trasversale
ne consegue che partendo dai seguenti valori:

$f_m = 1.40 \text{ MPa}$ resistenza media a compressione della muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)
 $\tau_0 = 0.026 \text{ MPa}$ resistenza media a taglio della muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)
 $E = 870 \text{ MPa}$ valore medio del modulo di elasticità normale (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)
 $G = 290 \text{ MPa}$ valore medio del modulo di elasticità tangenziale (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)

$f_{km} = f_m \times c_1 = 2.10 \text{ MPa}$
 $f_{v0} = \tau_0 \times c_1 = 0.04 \text{ MPa}$
 $E_m = E \times c_1 = 1305 \text{ MPa}$
 $G_m = G \times c_1 = 435 \text{ MPa}$

Tab. 4 – Valori assegnati alla muratura in esame

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_0 (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
<i>Muratura in pietrame disordinata rinforzata negli spigoli con muratura di mattoni pieni</i>	2,10	0,04	1305	435	19

5.1.2 Muratura di mattoni pieni

I pilastri centrali dell'ala Nord e alcuni setti interni in prossimità delle scale sono realizzati in mattoni pieni a due teste murati con malta di calce idraulica.

Utilizzando le tabelle della circolare sopra citate si possono proporre i seguenti valori:

Tab. 5 – Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_o (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,40/4,00	0,06/0,09	1200/1800	400/600	18

Secondo il livello di conoscenza LC2 sono stati presi i valori medi degli intervalli:

Tab. 6 – Valori assegnati alla muratura in esame

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_o (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3,2	0.075	1500	500	18

5.2 Legno capriate esistenti

Alle capriate lignee esistenti, globalmente in buono stato di conservazione, sono state attribuite le caratteristiche meccaniche proprie delle Latifoglie:

$f_{m,k} = 27$ MPa	resistenza a flessione
$f_{t,o,k} = 17$ MPa	resistenza a trazione parallela alle fibre
$f_{c,o,k} = 22$ MPa	resistenza a compressione parallela alle fibre
$f_{v,k} = 2.0$ MPa	resistenza a taglio
$E_{o,med} = 11500$ MPa	modulo elastico parallelo medio
$E_{o,k} = 8400$ MPa	modulo elastico parallelo caratteristico
$\rho_k = 515$ kg/m ³	massa volumica caratteristica

5.3 Fattore di confidenza

Il livello di conoscenza raggiunto è l'adeguato "LC2" che consente di utilizzare un fattore di confidenza FC pari a **1.20**:

Per il raggiungimento di tale livello di conoscenza sono state eseguite le seguenti attività:

- Geometria: "Rilievo strutturale "completo";
- Dettagli costruttivi: "Estese ed esaustive prove in situ";
- Proprietà dei materiali: "Estese indagini in situ";

Seconda la Direttiva del presidente del Consiglio dei Ministri del 2 Febbraio 2011 (§ 4.2.), relativamente al "patrimonio culturale", nel caso siano effettuate indagini sulle

proprietà meccaniche delle murature è possibile in aggiunta “modulare” il fattore di confidenza definendo diversi fattori parziali di confidenza FC_k ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti parziali riportati in tabella e associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_k F_{Ck}$$

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

Nel caso in esame, al fine di non penalizzare troppo le strutture in esame, l' $FC=1.2$ è stato ridotto a :

$$FC=1+0+0+0.06+0.03=1.09$$

Essendo:

- a) **Rilievo geometrico: completo con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi** → $F_{C1}=0$
- b) **Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica: indagini documentate e tematiche + indagini diagnostiche** $F_{C2}=0$
- c) **Proprietà meccaniche dei materiali: limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali** $F_{C3}=0.06$
- d) **Terreno in fondazioni: disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni** → $F_{C4}=0.03$

7 DEFINIZIONE DELLE AZIONI (§ 3 NTC)

7.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali (§3.1.2 e §3.1.3 NTC)

7.1.1 Peso proprio della struttura

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 25.00 kN/m ³	peso di volume per il calcestruzzo armato;
- 19.00 kN/m ³	peso di volume per la muratura in pietrame
- 18.00 kN/m ³	peso di volume per la muratura in mattoni pieni
- 78.50 kN/m ³	peso di volume dell'acciaio

7.1.2 Partizioni interne

Nella configurazione attuale non vi sono significative partizioni interne, l'edificio si presenta come una sequenza di ambienti *open space*.

7.1.3 Azioni permanenti sui solai

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti ed i variabili dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai e la loro posizione. I carichi permanenti relativi ai solai presenti nella struttura derivano dalla analisi seguente:

Designazione solaio: S1 - stato di fatto			
Id solaio:	S1		
Tipologia:	Solaio a travetti prefabbricati in c.a.p. (bi-trave) e pignatte in laterizio H= 29 cm (24+5), interasse 50 cm		
Ubicazione:	Piano primo		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso solaio	4.70	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	4.70	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Massetto 4.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.80	kN/m ²
	Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	1.30	kN/m²
	Totale Permanenti	6.00	kN/m²

Designazione solaio: S2A - stato di fatto			
Id solaio:	S2A		
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" delle acciaierie di Terni, sez. 220x65.5mm, interasse, 85 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano primo		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.50	kN/m ²
	Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60	kN/m ²
	Riempimento in cretonato di malta 8.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	1.28	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	2.38	kN/m²

Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Soletina armata 6.0 cm ($\gamma=25.00$ kN/mc)	1.50	kN/m ²
Massetto 4.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.80	kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	2.80	kN/m²
Totale Permanenti	5.18	kN/m²

Designazione solaio: S2B - stato di fatto		
Id solaio:	S2B	
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" delle acciaierie di Terni, sez. 220x65.5mm, interasse, 85 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano secondo	
Destinazione:	lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.50 kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60	kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 8.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	1.28	kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	2.38	kN/m²
Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Soletina armata 3.5 cm ($\gamma=25.00$ kN/mc)	0.88	kN/m ²
Massetto 5.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.00	kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	2.38	kN/m²
Totale Permanenti	4.75	kN/m²

Designazione solaio: S3 - stato di fatto		
Id solaio:	S3	
Tipologia:	Solaio a travetti prefabbricati in c.a.p. e pignatte in laterizio H=21 cm (15+6)	
Ubicazione:	Piano primo	
Destinazione:	lavorazione tabacco	
	Peso solaio	2.15 kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	2.15	kN/m²
Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Massetto 5.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.00	kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	1.50	kN/m²
Totale Permanenti	3.65	kN/m²

Designazione solaio: S4 - stato di fatto		
Id solaio:	S4	
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" NP 220, sez. 220x95mm, interasse, 98 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano primo	
Destinazione:	lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.30 kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60	kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 8.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	1.28	kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	2.18	kN/m²
Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Massetto 4.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.80	kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	1.30	kN/m²

Totale Permanenti	3.48	kN/m²
--------------------------	-------------	-------------------------

Designazione solaio: S7A - stato di fatto		
Id solaio:	S7A	
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" NP 220, sez. 220x98mm, interasse, 70 cm, voltine in laterizio di "coltello" e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano primo	
Destinazione:	lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.50 kN/m ²
	Voltine in laterizio, altezza 15.0 cm ($\gamma=18.00$ kN/mc)	2.70 kN/m ²
	Riempimento in cretonato di malta 4.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.60 kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.80 kN/m²
	Controsoffitto 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30 kN/m ²
	Massetto 10.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.10 kN/m ²
	Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20 kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.60 kN/m²
	Totale Permanenti	6.40 kN/m²

Designazione solaio: S5A - stato di fatto		
Id solaio:	S5A	
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" delle acciaierie Dupont, sez. 180x55mm, interasse, 85 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano secondo	
Destinazione:	lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.25 kN/m ²
	Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60 kN/m ²
	Riempimento in cretonato di malta 5.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.75 kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	1.60 kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30 kN/m ²
	Solettina armata 3.5 cm ($\gamma=25.00$ kN/mc)	0.88 kN/m ²
	Massetto 14.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.80 kN/m ²
	Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20 kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	4.18 kN/m²
	Totale Permanenti	5.93 kN/m²

Designazione solaio: S5B - stato di fatto		
Id solaio:	S5B	
Tipologia:	Profilati acciaierie Dupont, sez. 180x55mm, interasse, 85 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano secondo	
Destinazione:	lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.25 kN/m ²
	Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60 kN/m ²
	Riempimento in cretonato di malta 5.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.75 kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	1.60 kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30 kN/m ²
	Solettina armata 3.5 cm ($\gamma=25.00$ kN/mc)	0.88 kN/m ²
	Massetto 8.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.60 kN/m ²
	Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20 kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.98 kN/m²
	Totale Permanenti	4.58 kN/m²

Designazione solaio: S6 - stato di fatto			
Id solaio:	S6		
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" delle acciaierie di Terni, sez. 220x65.5mm, interasse, 60 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano secondo		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.50	kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60		kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 10.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	1.50		kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	2.60	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Riempimento con materiale sciolto 4.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.60		kN/m ²
Solettina armata 4.0 cm ($\gamma=25.00$ kN/mc)	1.00		kN/m ²
Massetto 4.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.90		kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20		kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	3.00	kN/m²
	Totale Permanenti	5.60	kN/m²

Designazione solaio: S7B - stato di fatto			
Id solaio:	S7B		
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" NP 220, sez. 220x98mm, interasse, 70 cm, voltine in laterizio di "coltello" e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano secondo		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso acciaio 0.31kN/m/0.70m	0.50	kN/m ²
Voltine in laterizio, altezza 15.0 cm ($\gamma=18.00$ kN/mc)	2.70		kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 4.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.60		kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.80	kN/m²
	Controsoffitto 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Massetto 12.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.40		kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20		kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.90	kN/m²
	Totale Permanenti	6.70	kN/m²

Designazione solaio: S7C - stato di fatto			
Id solaio:	S7C		
Tipologia:	Longherine in acciaio a "I" NP 220, sez. 220x98mm, interasse 40/70 cm, voltine in laterizio di "coltello" e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano secondo		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso acciaio 0.31kN/m/0.70m	0.50	kN/m ²
Voltine in laterizio, altezza 15.0 cm ($\gamma=18.00$ kN/mc)	2.70		kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 4.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.60		kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.80	kN/m²
	Controsoffitto 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Massetto 12.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.40		kN/m ²
Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20		kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.90	kN/m²
	Totale Permanenti	6.70	kN/m²

Designazione solaio: S8 - stato di fatto	
Id solaio:	S8

Tipologia:	Profilato in acciaio NP 180, sez. 180x82mm, interasse 100 cm, voltine in laterizio di "coltello" e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano terzo		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.22	kN/m ²
	Voltine in laterizio, altezza 15.0 cm ($\gamma=18.00$ kN/mc)	2.70	kN/m ²
	Riempimento in cretonato di malta 1.0 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.15	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.07	kN/m²
	Controsoffitto 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Massetto 12.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.40	kN/m ²
	Pavimento 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.20	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.90	kN/m²
	Totale Permanenti	5.97	kN/m²

Le coperture a capanna sono realizzate con capriate lignee distanziate 3.0 m per la Capriata "A" e a interasse variabile tra 3,55 e 4,15 m per la Capriata "B", per esse si sono considerati i seguenti carichi:

Designazione solaio:	CAPRIATA TIPO "A"		
Id solaio:	CAPRIATA TIPO "A"		
Tipologia:	Solaio ligneo costituito da capriate ad interasse 3,0 m, luce 10,9 m		
Ubicazione:	Copertura		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso capriata	0.40	kN/m ²
	Peso arcarecci 17x12	0.09	kN/m ²
	Travicelli 8x8	0.12	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	0.21	kN/m²
	Pannello isolamento termico	0.10	kN/m ²
	Manto di tegole portoghesi	0.60	kN/m ²
	Caldana, 2.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.50	kN/m ²
	Mezzane, 3 cm ($\gamma=18.00$ kN/mc)	0.54	kN/m ²
	Cannicciato (appeso alla catena)	0.15	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	1.89	kN/m²
	Totale Permanenti	2.10	kN/m²

Designazione solaio:	CAPRIATA TIPO "B"		
Id solaio:	CAPRIATA TIPO "B"		
Tipologia:	Solaio ligneo costituito da capriate ad interasse variabile fra 3,60 e 4,15 m, luce 7,5 m		
Ubicazione:	Copertura		
Destinazione:	lavorazione tabacco		
	Peso capriata	0.30	kN/m ²
	Peso arcarecci 17x15	0.13	kN/m ²
	Travicelli 8x8	0.12	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	0.25	kN/m²
	Pannello isolamento termico	0.10	kN/m ²
	Manto di tegole portoghesi	0.60	kN/m ²
	Caldana, 2.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.50	kN/m ²
	Mezzane, 3 cm ($\gamma=18.00$ kN/mc)	0.54	kN/m ²
	Cannicciato (appeso alla catena)	0.15	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	1.89	kN/m²
	Totale Permanenti	2.14	kN/m²

La scala esistente in pietra posta nell'estremità meridionale dell'ala Est, è stata introdotta nel modello globale con solai "equivalenti" disposti in corrispondenza dei due piani intermedi. Per essi è stato considerato un peso proprio di **4,0 kN/mq** e un permanente portato di **4,0 kN/mq**.

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti ed i variabili dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai e la loro posizione.

7.2 Carichi variabili (§3.1.4 NTC)

I carichi variabili considerati sono:

- Uffici aperti al pubblico (Cat. B2)

accidentale distribuito (su proiez. orizzontale)	$q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 2.00 \text{ kN}$
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00 \text{ kN/m}$

- Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C2-D.M. 14.01.2008)- Scale

accidentale distribuito	$q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 4.00 \text{ kN}$
carico orizzontale lineare	$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}$

- Coperture accessibile per sola manutenzione (Cat. H1)

accidentale distribuito	$q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 1.20 \text{ kN}$
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00 \text{ kN/m}$

7.3 Azione del vento (§3.3 NTC)

L'azione del vento calcolata secondo il DM del 14/01/08 in funzione dell'altezza al suolo z risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a $0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b è la velocità di riferimento del vento pari a:

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia c_t pari a :

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite categorie di esposizione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso in esame per la **zona 3** (Toscana) si ha:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0.020 \text{ 1/s}$$

$$a_s = 15 \text{ m}$$

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

$$q_b = 460 \text{ N/m}^2$$

- classe di rugosità: **B** (aree urbane non di classe A)

- altitudine sito a_s : 15 m s.l.m.

- categoria di esposizione: **III**

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5,0 \text{ m}$$

$$c_t(z) = 1,0 \quad \text{coefficiente di topografia}$$

$$c_e(z_{min}) = 1,71$$

$$c_{p+} = +0,80 \quad \text{coefficiente di forma per parete sopravvento.}$$

$c_{p-} = -0,40$ coefficiente di forma per parete sottovento e copertura sopra e sotto vento ($\alpha < 20^\circ$).

Tab. 7 – Valore della pressione del vento agente alle varie quote

PIANO	z_i [m]	$c_e(z)$	c_p	p [daN/m ²]
1	4.60	1.71	+0.8	62
2	9.40	2.10	+0.8	76
3	14.40	2.38	+0.8	87

Tab. 8 – Valore della pressione del vento agente alla quota di riferimento (pareti sottovento)

PIANO	z_i [m]	$c_e(z)$	c_p	p [kN/m ²]
1	4.60	1.71	-0.4	-0.31
2	9.40	2.10	-0.4	-0.38
3	14.40	2.38	-0.4	-0.44

Tale azione è stata trascurata essendo di entità minore rispetto al sisma e mai con essa contemporanea.

7.4 Azione della neve (§3.4 NTC)

Il carico neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 q_{sk} C_E C_t \quad \text{carico neve sulla copertura}$$

La costruzione è sita nella città di Lucca (LU), quindi in **Zona II** (in base alla mappa per “carico neve al suolo”, D.M. 14 gennaio 2008, § 3.4. Fig. 3.4.1.) :

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad a_s = 15 \text{ m} < 200 \text{ m} \quad \text{valore di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni}$$

Il piano di falda è realizzata dall'intersezione di due coperture a due falde sorrette da capriate lignee.

Per quanto riguarda il coefficiente di forma relativo alle porzioni di copertura inclinate, la Normativa suggerisce di prendere in considerazione la più gravosa fra le distribuzioni di carico indicate in Fig:

Nel caso di neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I:

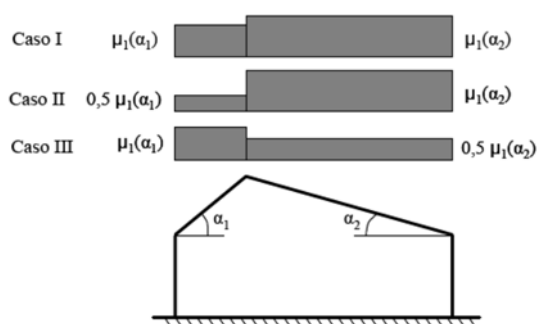


Figura 5- Condizioni di carico per coperture due falde

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 17^\circ$$

angolo di inclinazione della falda

$$\mu_1 = \mu_2 = 0.8$$

Essendo ancora:

$$C_E = 1$$

coefficiente di esposizione per classe di topografia “Normale” (NTC, § 3.4.3)

$$C_t = 1$$

coefficiente termico (NTC, § 3.4.4)

Il valore della pressione massima su tutte le coperture a capanna sarà costante e pari a:
 $q_s = \mu_l q_{sk} C_E C_t = 0.8 \text{ kN/m}^2$

7.5 Azioni sismiche (§3.2.3 NTC)

L'azione sismica è stata valutata seguendo quanto prescritto al § 3.2 e successivi del DM 14/01/2008. Di seguito vengono riportati i parametri utilizzati per la determinazione dello spettro.

Più nel dettaglio l'azione è stata caratterizzata da 2 componenti traslazionali nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, indipendenti e caratterizzate dallo stesso spettro di risposta elastico in accelerazione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con:

T periodo di vibrazione della struttura

S_e accelerazione spettrale orizzontale

$$S = S_S \cdot S_T$$

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$ coefficiente di amplificazione topografica

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)}$$

ξ smorzamento viscoso

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (ved. Tab.5)

$T_B = T_C / 3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

accelerazione costante

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella Tab. 9, nel periodo di riferimento V_R definito in 4.1.

Tab. 9 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo:

Latitudine del sito:	43.84214652
Longitudine del sito:	10.49737483
Classe d'uso:	III
Vita nominale, V_N :	50 anni
Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_u :	1.5
Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_u$:	75 anni

si ha:

Tab. 10 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_{C^*} [s]
Operatività (SLO)	45	0.051	2.552	0.248
Danno (SLD)	75	0.061	2.579	0.265
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.147	2.378	0.293
Collasso (SLC)	1462	0.185	2.389	0.302

dove:

T_r periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_{VR} (definita in Tab. 9) nel periodo V_r definito in 4.1;

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_{C^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

7.5.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

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 della 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} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per la definizione dello spettro si è assunto:

Caratteristiche del sito:

categoria suolo:

C (vedi relazione geologica)

pianeggiante:

T1

7.5.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

7.5.3 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Ai fini della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

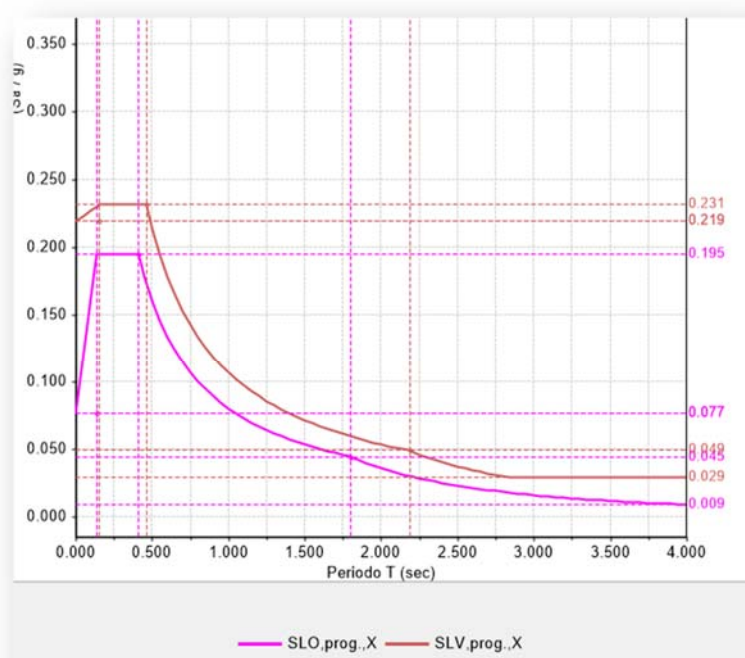


Figura 6 - Spettri di progetto

7.6 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue:

Tab. 11 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Permanenti strutturali	<i>Peso proprio della struttura</i>
2	Permanenti non strutturali	<i>Carichi permanenti portati</i>
3	Variabile Cat. B	<i>Carico variabile (uffici aperti al pubblico cat. B2)</i>
4	Variabile Cat. C	<i>Carico variabile scale (ambienti cat. C2)</i>
5	Variabile Cat. H	<i>Carico variabile coperture praticabili per sola manutenzione (ambienti cat. H1)</i>
6	Neve	<i>Neve sulla copertura</i>

7.7 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 14.01.2008. essendo:

G_1 il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;

G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	il valore caratteristico della forza di precompressione;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

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

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

SL in presenza di azioni sismiche

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 12 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria B2 – Uffici aperti al pubblico	0.7	0.5	0.3
Categoria C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni	0.7	0.7	0.6
Categoria H – Coperture	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:

STR

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Tab. 13 – Coefficienti parziali per le azioni o per 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	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.3	1.3	1.0
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

La Tab. 133 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono state eseguite mediante l'approccio 2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1:

$$(A1+M1+R3)$$

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive relazioni.

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 14 – Combinazioni delle condizioni elementari (Statiche)

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio (e/o combinazione)	Tipo di verifica	N. CCE					
					1	2	3	4	5	6
1	CC5	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.50	1.05	0.00	0.75
2	CC9	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.05	1.50	0.00	0.75
3	CC29	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.05	1.05	1.50	0.75
4	CC37	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.05	1.05	0.00	1.50
5	CC5	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.50	0.60	0.00	0.00
6	CC9	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.70	0.00	0.00
7	CC29	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.60	0.00	0.00

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio (e/o combinazione)	Tipo di verifica	N. CCE					
					1	2	3	4	5	6
8	CC37	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.60	0.00	0.20
9	CC45	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.60	0.00	0.00

dove:

SLU stato limite ultimo

SLE stato limite di esercizio

Le combinazioni sismiche sono state elaborate automaticamente dal software di calcolo.

8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.3 e § 8.3 NTC)

8.1 Valutazione della vulnerabilità sismica - procedure

*Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad **interventi di miglioramento**, a riparazioni o ad **interventi locali** (punto 8.4 delle NTC). Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti. Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi livelli di valutazione:*

- **LV2 (riparazione o intervento locale)** - valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- **LV3 (intervento di miglioramento)** - progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza (§ 4); le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

E' necessario valutare, coerentemente con quanto definito nel § 2.4, la vita nominale rispetto alla quale il manufatto può essere considerato sicuro nei riguardi dei diversi stati limite, a seguito dell'intervento di miglioramento sismico, della riparazione o dell'intervento locale. La vita nominale è il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato (tenendo conto, attraverso il coefficiente d'uso, della funzione svolta dal manufatto). Il committente deve essere consapevole del significato di questa vita nominale (anche in relazione a quella normalmente assunta per gli edifici ordinari), delle sue implicazioni in

termini di protocolli di manutenzione e, in particolare, delle future verifiche che dovranno essere nuovamente eseguite entro la scadenza della vita nominale. Esistono manufatti d'interesse storico-artistico nei quali vengono svolte funzioni strategiche o rilevanti (ospedali, scuole, caserme, ecc). L'adozione del miglioramento, in deroga all'adeguamento, in linea di principio consiste semplicemente nell'accettare per l'edificio una vita nominale più breve, ma è evidente che se questa scende al di sotto di certi limiti la probabilità annuale di occorrenza del terremoto che porta allo SLV potrebbe risultare troppo elevata, oltre al problema di dover procedere in tempi ravvicinati ad una nuova verifica.

Analisi del rischio sismico del patrimonio culturale		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Valutazione a scala territoriale dell'indice di sicurezza sismica	LV1	Modelli semplificati (a base meccanica, statistica o qualitativa)
Accertamento di dettaglio della sicurezza sismica sul singolo manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale
Progettazione di interventi di miglioramento sismico		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Interventi locali o di riparazione su zone limitate del manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso su singole porzioni di manufatto
Interventi di miglioramento che coinvolgono il funzionamento sismico dell'intero manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale

8.2 Metodologia

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Nel caso in esame le verifiche agli SLU verranno condotte per SLV mentre quelle agli SLE verranno condotte solo per SLO in termini di contenimento del danno degli elementi non strutturali.

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{ki} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nei relativi paragrafi.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3 delle NTC, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

8.3 Criteri di verifica

Le opere strutturali sono state verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

8.3.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

8.3.2 Stati limite in assenza di sisma

Stati Limite Ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

1. perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
2. spostamenti o deformazioni eccessive;
3. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
4. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
5. raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
6. rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
7. instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Stati Limite di Esercizio

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli SLE concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione

8.3.3 Stati Limite in presenza di azioni sismiche

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: **due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC, mentre uno è specifico per i beni culturali.**

Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per la verifica nei confronti dello SLV si farà riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10%.

Stato limite di Danno (stato limite di servizio – SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Per la verifica nei confronti dello SLD si farà riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da una probabilità di eccedenza del 63%.

Stato limite di Operatività (stato limite di servizio – SLO)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Stato Limite di danno ai beni Artistici (stato limite di servizio – SLA):

Possono sussistere ragioni di tutela di specifiche opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.), per la protezione delle quali è opportuno introdurre uno specifico Stato Limite di danno ai beni Artistici, SLA, così definito: a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre, pavimentazioni, ecc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

Per la verifica nei confronti dello SLA si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate dalla probabilità di eccedenza relativa allo stato limite di danno ($P_{VR}=63\%$), ma valutate su un periodo di riferimento per i beni artistici $V_{RA}=nV_R$, ovvero modificando il periodo di riferimento VR tramite il coefficiente n . Questo coefficiente rappresenta il numero n di cicli di controllo effettuati su quel particolare bene artistico nell'intervallo di tempo normalmente adottato per il monitoraggio dello stato di conservazione degli apparati decorativi, dei relativi supporti e di elementi architettonici in muratura o materiale lapideo di particolare fattura.

Modificare il periodo di riferimento corrisponde ad assumere per la verifica dello SLA, che a tutti gli effetti deve essere considerato indipendente dallo SLD, una probabilità di eccedenza sul periodo di riferimento $V_R=V_N C_U$ differenziata in funzione di n : $P_{VR}=1-0.37^{1/n}$.

L'obiettivo è assumere un periodo di ritorno TR maggiore (azione sismica più gravosa) in presenza degli apparati decorativi più significativi, quelli caratterizzati da cicli di controllo più frequenti (n più elevato); in altre parole, la maggiore attenzione per un bene artistico costituisce una misura della sua rilevanza. In ogni caso non dovranno mai essere assunti valori di TR maggiori di quelli corrispondenti allo SLV (ovvero valori di $PVR<10\%$).

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Con una verifica nei confronti dello SLV si garantisce non solo l'incolumità delle persone ma la stessa conservazione del manufatto, che potrà essere restaurato a seguito dell'evento. La verifica nei confronti dello SLD è considerata solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la danneggiabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile. Nel caso in cui siano presenti elementi di valore artistico in alcune parti della costruzione, la valutazione dello SLA andrà eseguita esclusivamente in quelle zone, attraverso modelli locali su parti strutturalmente autonome (una tale sottostruttura verrà definita macroelemento; essa può corrispondere ad elementi architettonici, ma più in generale andrà riconosciuta sulla base di una lettura costruttiva e storica della costruzione).

In conclusione:

- la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto;
- la valutazione nei riguardi dello SLD è richiesta, a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso;
- la valutazione nei riguardi dello SLA è richiesta, esclusivamente a livello locale, nelle parti della costruzione in cui sono presenti elementi di particolare valore storico artistico; gli organi di tutela possono richiedere un livello di protezione sismica differenziato, in relazione alla rilevanza storico-artistica di tali elementi, prendendo in considerazione nei casi più significativi anche l'azione sismica per lo SLV.

8.4 Obiettivi e metodi

Per valutare il livello di sicurezza dell'edificio esistente in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposto durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) schematizzazione del problema strutturale:

- definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;

2) definizione dei modelli di calcolo:

- modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
- modellazione delle azioni;

3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti;

- analisi elastica lineare per azioni non sismiche;
- analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche;

4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:

- controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi;

- verifiche di sicurezza degli elementi strutturali;
- controllo della compatibilità degli spostamenti;
- verifiche relative agli elementi non strutturali;
- verifiche di sicurezza geotecniche.

9 METODI DI ANALISI

9.1 Analisi per azioni non sismiche

9.1.1 Analisi elastica (§4.1.1.1 NTC)

Per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi è stata usata una analisi elastica lineare. Per le verifiche della muratura si è utilizzato un γ_M pari a 2.

9.2 Analisi in presenza di azioni sismiche

Per prima cosa è stata valutata la “regolarità” della struttura al fine di stabilire quale tipo di analisi fosse più opportuna.

Nel caso in esame la presenza solo in zone limitate, di solai sufficientemente “rigidi” e l’irregolarità della struttura rende non utilizzabile un’analisi globale col ricorso ad un’analisi non lineare. Si è allora utilizzata un’**Analisi Dinamica Lineare** come previsto dalla Normativa per il **Livello 3**, salvo poi valutare i meccanismi locali “attivabili” con un’**Analisi Cinematica Lineare**.

Nei paragrafi seguenti si riportano i calcoli eseguiti.

9.2.1 Valutazione della regolarità strutturale dell’edificio (§7.2.2 NTC)

9.2.1.1 Regolarità in pianta

La valutazione preliminare dei requisiti di regolarità in pianta viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 15 – Regolarità in pianta

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	L’edificio ha una forma planimetrica “aperta”, tutt’altro che compatta (a “L”), e non simmetrica	NON VERIFICATO
b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l’edificio risulta inscritto è inferiore a 4	$= 61,16 \text{ m} / 57,12 \text{ m} = 1,07 < 4$	VERIFICATO
c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale dell’edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.	Non vi sono rientranze né sporgenze pur avendo l’edificio una piccola appendice (torretta) il cui comportamento strutturale risulta indipendente dal momento che la passerella di collegamento non è in grado di assicurare il collegamento strutturale (modellabile come due bielle per piano)	VERIFICATO
d) i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano	Non vi è alcun cordolo di piano ed il collegamento dei solai alle pareti appare dubbio. Solo alcuni campi di solai dotati di	NON VERIFICATO

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
	soletta armata spessa >4 cm possono essere considerati "rigidi"	
	NON REGOLARE IN PIANTA	

9.2.1.2 Regolarità in altezza

La valutazione dei requisiti di regolarità in altezza viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 16 – Regolarità in altezza

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
e) Tutti i sistemi resistenti (pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	Tutti i maschi murari si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	VERIFICATO
f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base.	Vedi valutazioni sottostanti	NON VERIFICATO
h) Il restringimento della sezione dell'edificio ad ogni piano non supera il 30% della dimensione corrispondente al piano primo né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	Non vi è alcun restringimento	VERIFICATO
	NON REGOLARE IN ALTEZZA	

Nella tabella sottostante vengono riportate le masse relative ai vari piani con le variazioni rispetto ai piani adiacenti.

Tab. 17 – Masse dei piani e variazioni rispetto ai piani adiacenti

PIANO	Z _i [m]	PESO (kN)	VARIAZIONE %
1	4.62	22930.88	-
2	9.51	22203.16	-3.17 %
3	14.66	13423.08	-39.54 %
NON VERIFICATA			

Per il calcolo delle rigidezze di piano è stata condotta separatamente un'analisi statica della struttura: i risultati dell'analisi condotta, riportati nella tabella seguente, ci consentono di stabilire i rapporti tra le rigidezze ai vari piani.

Tab. 18 – Calcolo delle rigidezze di piano in direzione X

PIANO	Z _i [m]	RIGIDEZZA k _{xi} [kN/mm]	VARIAZIONE %
1	4.62	3603.9	-
2	9.51	3122.287	-13.36 %
3	14.66	2869.153	-8.11 %
VERIFICATA			

Tab. 19 – Calcolo delle rigidezze di piano in direzione Y

PIANO	Z _i [m]	RIGIDEZZA k _{yi} [kN/mm]	VARIAZIONE %
1	4.62	3369.184	-
2	9.51	3362.412	-0.20 %
3	14.66	2775.48	-17.46 %
VERIFICATA			

Z_i quota dell'impalcato i dallo spiccatto delle fondazioni;
K_{xi}, K_{yi} rigidezze dell'impalcato i.

La struttura è senz'altro non regolare in pianta e lo è anche in altezza a causa della forte riduzione di massa dell'ultimo impalcato (piano di copertura)

9.2.2 Effetti torsionali

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Gli effetti torsionali accidentali dell'eccentricità dell'azione sismica si calcolano applicando ad ogni piano un momento torcente momento torcente di piano calcolato con le forze di piano come nel caso dell'analisi statica:

$$M_{ti} = F_i \cdot e_{ai}$$

La forza F_i da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i è il peso delle masse al piano i ;

W_j sono i pesi delle masse ai piani j ;

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per il primo periodo di vibrazione della struttura T_1 ;

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Per edifici che non superino i 40 m di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, il primo periodo di vibrazione della struttura T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione.

C_1 vale 0,05 per costruzioni in muratura.

9.2.3 Masse strutturali

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k sono i carichi permanenti

Q_k sono i carichi accidentali

ψ_{2i} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che dà il valore quasi permanente. I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nei paragrafi successivi.

Le masse dovute ai diversi carichi presenti sulla struttura vengono calcolate in maniera immediata dividendo i valori della forze gravitazionali per l'accelerazione di gravità. Le masse così calcolate vengono riportate dagli elementi ai nodi interessati in

modo automatico, dal codice di calcolo, tenendo conto della lunghezze o delle superfici di influenza che interessano i vari nodi (esempio: nel caso di asta con carico e quindi massa distribuita uniformemente, ai due nodi interessati si applica la massa totale gravante sull'asta divisa per due).

Tab. 20 – Masse ai vari impalcato

IMPALCATO	MASSA $M_x = M_y$ (Kg)
1	22310.36
2	21681.76
3	12999.18
TOTALE	56991.30

9.2.4 Considerazioni sugli orizzontamenti

Solo i solai più recenti con travetti in c.a.p. (Tipo “3”) e quelli dotati di soletta in c.a. spessa almeno 4 cm sono stati modellati come “infinitamente rigidi” attraverso l’uso di *constraints* del tipo master-slave. Lo stesso non è stato possibile fare per tutti gli altri solai originari in acciaio e laterizio privi di soletta.

Deformabile è stato considerato anche il piano di falda.

Tab. 21 – Caratteristica di rigidità dei solai

SOLAIO TIPO	PIANO	RIGIDO	NON RIGIDO
1	I	x	
2A	I	x	
3	I	x	
4	I		x
7A	I		x
6	II	x	
2B	II	x	
5A	II		x
5B	II		x
7B	II		x
Capriate	IV		x

9.2.5 Analisi dinamica lineare (risposta in frequenza)

La verifica globale è stata effettuata mediante un'Analisi dinamica modale con spettro di risposta nonostante per gli edifici in muratura l'analisi più appropriata risulti generalmente essere l'analisi Statica Non Lineare (Pushover) visto il comportamento non lineare dei maschi murari. La scelta di non "spingersi" in campo non lineare è legata all'assenza in molti campi, di solai sufficientemente rigidi. Solo infatti la presenza di "piani rigidi" consente la redistribuzione dei tagli sismici presupposto essenziale dell'analisi non lineare.

L'analisi modale ha utilizzato un modello di struttura che ne rappresenta l'articolazione plano-altimetrica ed ha tenuto conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale X , orizzontale Y), la generica componente di risposta sismica E_i è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove

E è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo i ;

E_j è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo j ;

μ_{ij} è il coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j

9.2.6 Fattore di struttura e classe di duttilità (§C8.7.1.2 Circolare NTC) edifici esistenti in Muratura

Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione

- $q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$ negli altri casi

In assenza di più precise valutazioni per α_u/α_1 è stato assunto il valore suggerito dalla Normativa (§ C8.7.1.2 Circolare n.617), pari a 1,5:

$q = 1.5 \times 1.5 = 2.25$ fattore di struttura utilizzato (struttura non regolare in altezza)

9.2.7 Risposta alle diverse componenti

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$- 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y \pm 0,30 \cdot E_z;$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

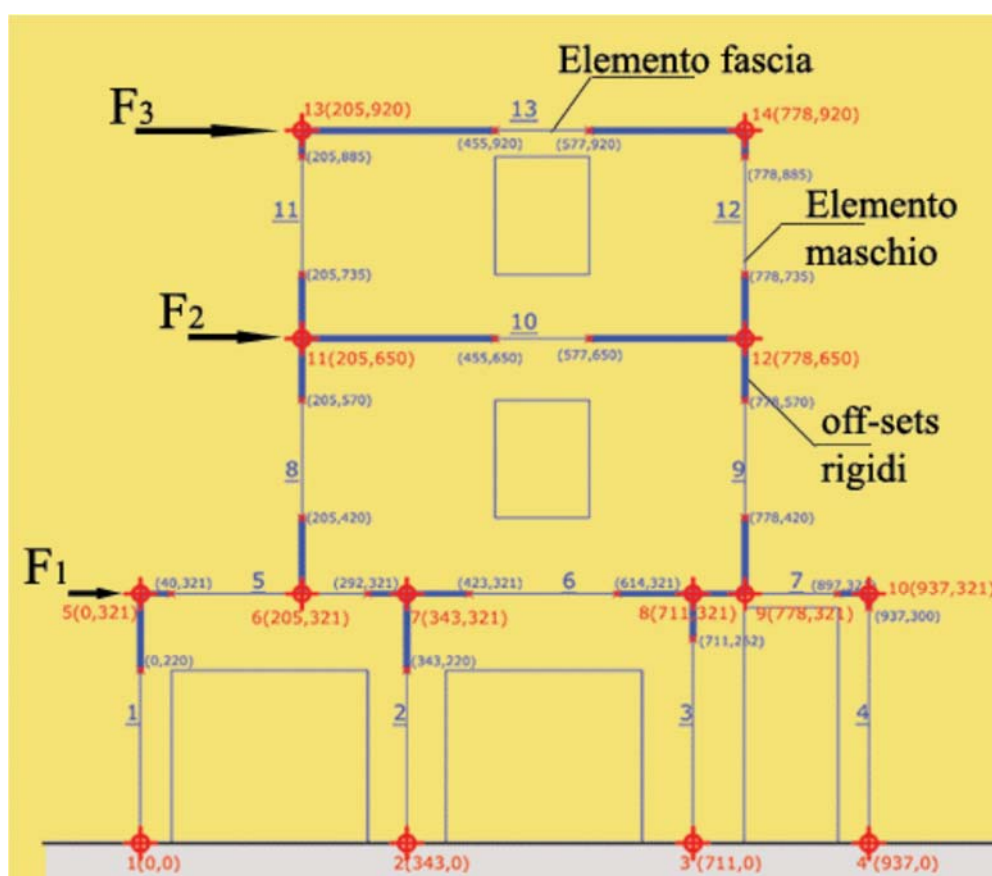
Le sollecitazioni così ottenute sono quelle che vengono considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico ai fini delle verifiche di resistenza.

10 MODELLAZIONE NUMERICA

10.1 Criteri di modellazione

Per la modellazione della struttura è stato utilizzato un modello tridimensionale dell'edificio. Esso rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

Gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi in muratura (qualora efficacemente ammortate alle pareti), sono stati considerati nel modello. L'analisi è stata eseguita utilizzando **modelli a telaio equivalente**, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali sono state considerate infinitamente rigide.



Nella definizione del modello, gli elementi strutturali considerati “secondari” (scale, ecc.) e gli elementi non strutturali autoportanti (tramezzi), essendo tali da non modificare significativamente il comportamento della struttura, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa trascurando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale.

Solo i solai dotati di soletta in c.a. spessa almeno 4 cm sono stati modellati come “infinitamente rigidi” attraverso l’uso di *constraints* del tipo *master-slave*. Tutti gli altri solai e le coperture lignee sono state modellati come “deformabili”.

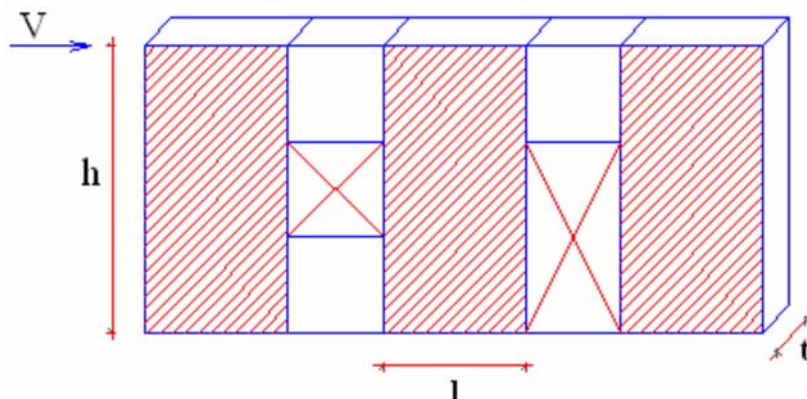
La rigidezza degli elementi strutturali è stata calcolata tenendo conto sia della deformabilità a taglio che flessionale ed è stata assunta pari a quella dei corrispondenti elementi fessurati, effettuando un abbattimento del 50%.

Per massimizzare le azioni sulla sovrastruttura si è ipotizzato un sistema di vincoli alla base costituito da vincoli fissi.

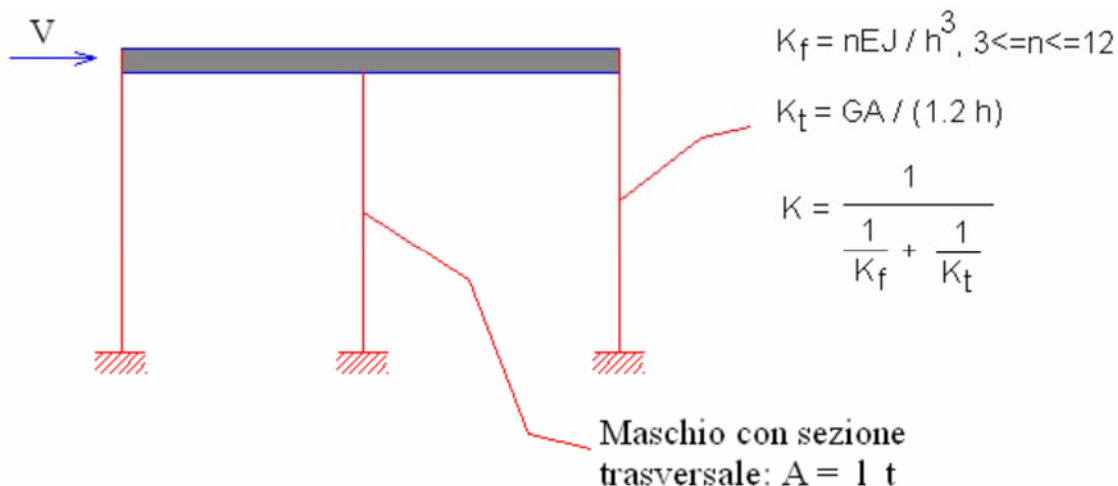
10.1.1 Comportamento non lineare della muratura ordinaria

I pannelli murari sono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico. La crisi in ciascun elemento murario può avvenire secondo diverse modalità: per taglio, per flessione o per schiacciamento. Una volta raggiunta la crisi in uno degli elementi, a seconda dell'efficacia dei collegamenti essa può avere, nel suo complesso, residue capacità di redistribuzione delle sollecitazioni.

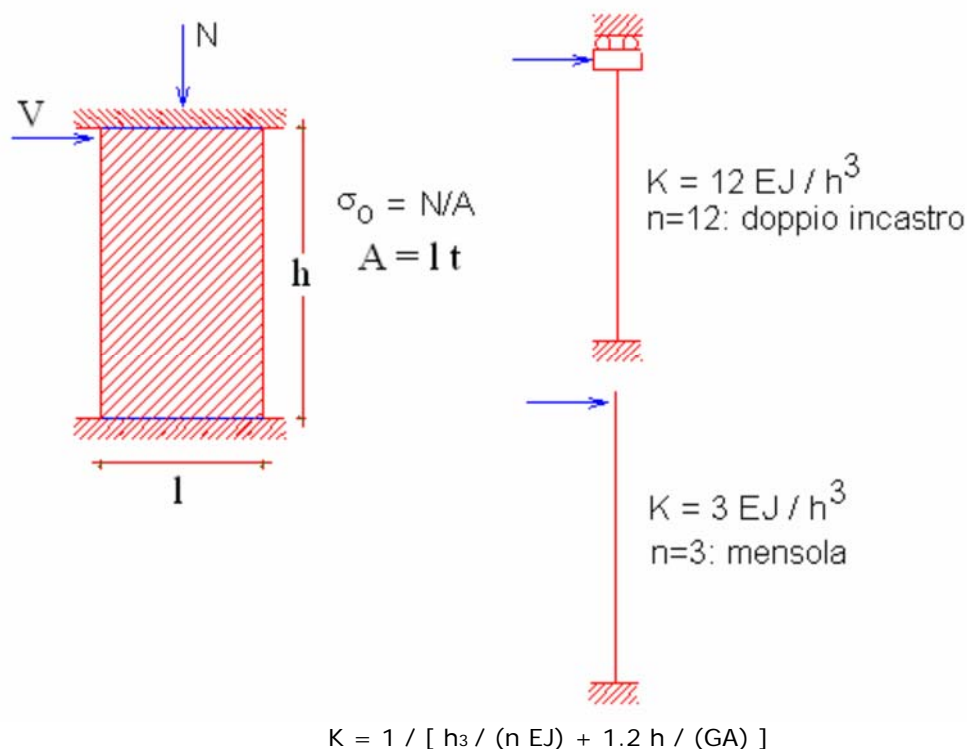
L'edificio in muratura può essere pensato come una scatola tridimensionale composta da vari paramenti verticali; in ogni piano, i paramenti verticali sono le 'pareti', costituite da superfici murarie ove possono essere praticate aperture. I principali elementi resistenti di una parete in muratura sono i maschi murari; la parete sottoposta ad un'azione orizzontale può essere vista composta da maschi reagenti in parallelo.



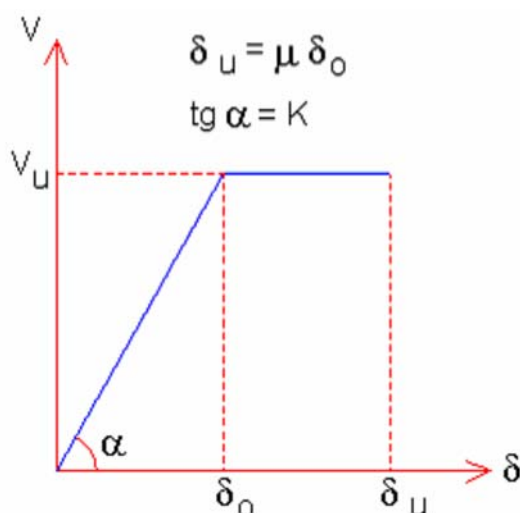
I maschi murari, rappresentabili schematicamente come elementi monodimensionali, si suppongono incastrati alla base e collegati in sommità dalla 'trave alta'. Sotto l'azione della forza orizzontale, i maschi si deformano diversamente a seconda che la sommità della parete possa considerarsi rigida oppure flessibile: si hanno quindi diversi valori della componente flessionale della rigidezza alla traslazione. Nel caso rigido il vincolo superiore è un incastro scorrevole ($n=12$); nel caso flessibile il maschio si comporta a mensola ($n=3$).



Nel caso in esame si è fatto riferimento a $n=12$, vincolo di incastro scorrevole in sommità (modello *shear-type*).



La rigidezza elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del maschio murario. Infatti, è possibile assumere una legge costitutiva elastica perfettamente plastica, rappresentativa del comportamento sperimentale del pannello murario; questa legge è rappresentata dal diagramma Forza-Spostamento mostrato in figura:



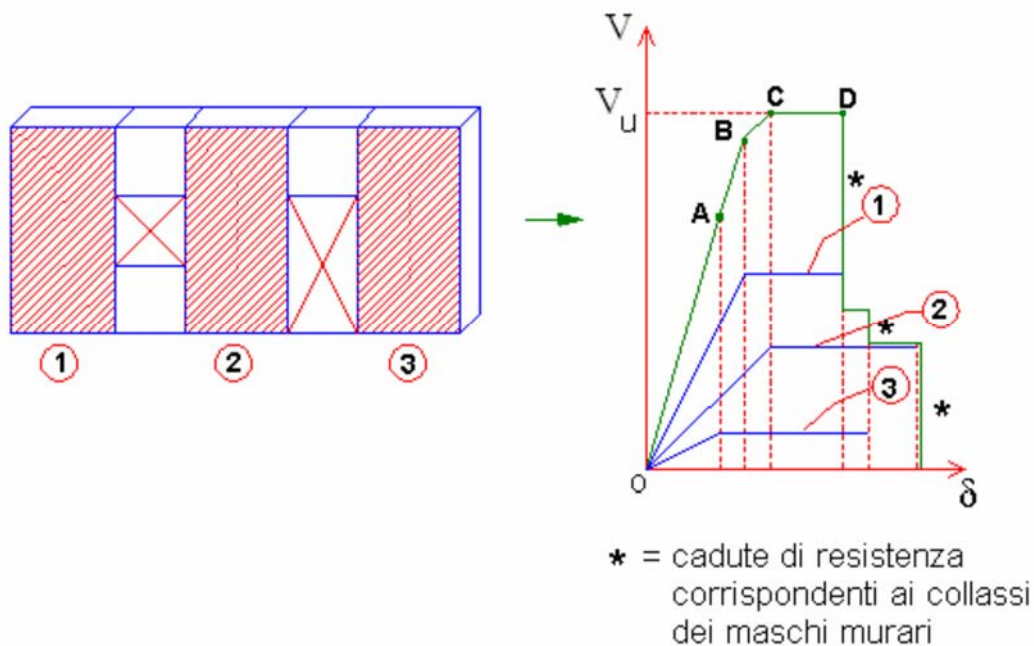
Nella verifica allo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello è stato assunto pari a 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6%, nel caso di rottura per pressoflessione. I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base), e si incrementano di un'aliquota fino al 100% nel caso di rottura per pressoflessione di pannelli che manifestano un comportamento “a mensola”.

10.1.2 Comportamento delle pareti composte da più maschi murari

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi in parallelo, viene definito a partire da quello dei singoli maschi.

Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno reagisce con una forza proporzionale alla propria rigidezza alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio.

Grazie al diagramma globale Forza-Spostamento, è possibile, noto il valore della forza orizzontale, ricavare il corrispondente spostamento della parete, mentre i vari contributi resistenti dei maschi murari vengono letti sui rispettivi diagrammi.



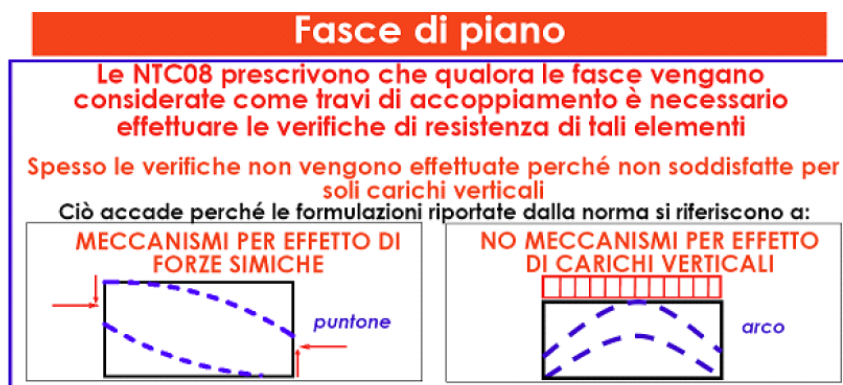
Il diagramma Forza-Spostamento globale OABCD descrive completamente il comportamento non lineare della parete muraria. Risulta evidente come soltanto considerando per ogni maschio murario la fase 'plastica' è possibile stimare correttamente forze e spostamenti sotto azioni orizzontali.

10.1.3 Modellazione delle fasce di piano

Secondo le prescrizioni contenute nelle NTC08 (al § 7.8.1.5.2) è possibile considerare le fasce come travi di accoppiamento solo se esse sono sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato all'estremità, e che comunque in tal caso è sempre necessario effettuare le verifiche di resistenza di tali elementi.

Le formulazioni riportate dalla norma (§ C7.8.1.5.1) si riferiscono ai meccanismi che si generano all'interno della fascia di piano per effetto delle forze sismiche; tali formulazioni, non sono adatte a descrivere il comportamento delle fasce per effetto dei soli carichi verticali. In questo caso le forze sono riportate ai maschi murari o attraverso un comportamento ad arco se prive di piattabande o attraverso l'azione della piattabanda in acciaio o in c.a. se essa è presente. Per meglio schematizzarne il comportamento in assenza di sisma, nell'Analisi Statica i carichi verticali agenti sulla fascia sono stati schematizzati con due forze concentrate applicate all'estremità della stessa.

Tale *modus operandi* è in linea con il recente orientamento scientifico (*"Alcune considerazioni sull'utilizzo del software tecnico nella ricostruzione dell'Abruzzo"* di Di Ludovico M., Fico R., Cordasco E.A., Prota A., Verderame G.M., Manfredi G. a cura dell'Università di Napoli Federico II e ReLUIS. Da tale documento è estratta l'immagine riportata).



10.2 Denominazione del modello di calcolo

Nella tabella seguente si riporta la descrizione del modello utilizzato.

Tab. 22 – Modello agli elementi finiti.

Nome del file di input	Corpo	Tipo di elementi	Tipo di analisi	Azioni di calcolo	Scopo dell'analisi
C1010_Incubatore_Impresa-ATTUALE.vd1m	Intero Edificio	Aste – telaio equivalente	Statica Lineare	- Peso proprio strutture - Carichi permanenti - Sovraccarichi variabili, carico neve	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali per la combinazione delle azioni "controllate dall'uomo"
			Analisi Modale	-	Individuazione dei principali modi di vibrare e di tutti quelli in grado di mobilitare più dell'85% della masse partecipante nelle due direzioni dell'edificio in muratura
			Sismica Dinamica Modale	Peso proprio strutture - Carichi permanenti - Sovraccarichi variabili, carico neve - Spettro di accelerazione del sisma in dir X - Spettro di accelerazione del sisma in dir Y	Verifiche di resistenza per la combinazione delle azioni sismiche dei maschi murari
Macro-elementi (singoli paramenti)	Analisi limite dell'equilibrio	Analisi cinematica Lineare §C8A.4	Peso proprio strutture - Carichi permanenti - Sovraccarichi variabili, carico neve - Forze sismiche equivalenti	Verifica dei "meccanismi locali" "attivabili"	

10.3 Codici di calcolo

I modelli dell'edificio sono stati eseguiti mediante il codice di calcolo PC.M 2013 sviluppato dalla *AEDES Software per Ingegneria Civile s.a.s.*

10.4 Affidabilità dei codici utilizzati

PC.M è un software dedicato alla risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).

Con PC.M è possibile analizzare staticamente e sismicamente strutture generiche, usufruendo di numerose funzionalità relative a geometria, materiali, vincolamento, carichi. Per le strutture in muratura, PC.M presenta particolari funzionalità, che consentono: - lo studio degli edifici con il modello a 'telaio equivalente' (sia nel piano, con modelli 2D, sia nello spazio). Il solutore di PC.M si compone di due parti. La prima parte, sviluppata da AEDES e integrata in PC.M, provvede alla creazione della matrice di rigidezza del sistema. E' così possibile tenere conto di aspetti tipici degli edifici in muratura (ad esempio: deformabilità a taglio, indispensabile per strutture 'tozze' quali i maschi murari; rigidezze fessurate (percentuali delle rigidezze elastiche); zone rigide agli estremi dell'asta distinte nei due piani di flessione; gradi d'incastro interno, per schematizzare aste semi-incastrate; aste infinitamente rigide; assemblaggi di rigidezze per pareti geometricamente 'spezzate' per le quali si voglia comunque considerare la continuità strutturale). Nella costruzione delle matrici di rigidezza, PC.M segue algoritmi ampiamente testati, analoghi alle procedure SAP (Berkeley, California). La seconda parte è costituita dal solutore numerico vero e proprio, ed è dedicata alla risoluzione dei sistemi lineari e dei problemi agli autovalori legati alle analisi modali. Al fine di garantire la massima robustezza di calcolo, e rispettare i requisiti di qualità richiesti al software, AEDES integra un solutore di livello internazionale, di ampio spettro applicativo e con estesa e dettagliata documentazione di validazione: FEMTools Ó Dynamic Design Solutions. Nell'ambito del software PC.M, FEMTools esegue le analisi agli autovalori con il metodo di Lanczos e la risoluzione dei sistemi lineari con la tecnica delle matrici sparse.

Il programma è dotato di manuali esaustivi sull'utilizzo e sul funzionamento del software. La sua grande versatilità sulla possibilità di rappresentazione dei risultati in maniera sintetica, mediante mappe a colori, grafici ecc., consente di effettuare un controllo efficace sulla correttezza della modellazione eseguita.

10.5 Validazione dei codici utilizzati

10.5.1 Valutazione della correttezza dei modelli

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

10.5.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcoli di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

La loro attendibilità è strettamente legata alla qualità delle informazioni a disposizione e al livello di conoscenza conseguito.

10.6 Informazione generali sull'elaborazione

10.6.1 Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico CAD integrato all'interno del programma di calcolo PCM. In particolare è stata eseguita la seguente procedura:

- *definizione del modello in pianta su file DXF (in ambiente CAD) a partire dal disegno di rilievo strutturale;*
- *importazione in PC.M per il completamento dei dati geometrici nel modello a 'pareti';*
- *creazione del modello strutturale a 'telaio equivalente';*
- *completamento e controllo dei dati;*
- *esecuzione dell'analisi e verifiche di sicurezza.*

10.6.2 Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il kilonewton [kN] per le forze ed il secondo [s] per i tempi.

10.6.3 Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto. Non sono stati utilizzati sistemi di riferimento locali.

10.6.4 Vincoli interni ed esterni

Il modello è stato assoggettato a condizioni di vincolo cinematico miranti a riprodurre, in maniera quanto più fedele possibile, la situazione effettiva esistente. Al fine di massimizzare sulla sovrastruttura le azioni sismiche, sono stati introdotti, per gli elementi a contatto con il terreno, vincoli di incastro perfetto.

10.6.5 Modellazione dei materiali

Ai fini dell'analisi strutturale i materiali sono stati modellati come materiali omogenei ed isotropi, caratterizzati dai seguenti parametri:

a) **Muratura in pietrame (muri perimetrali):**

- | | |
|--|--------------------------------|
| - tensione media a rottura per compressione: | $f_m = 2,10 \text{ MPa}$ |
| - tensione media a rottura per taglio puro: | $\tau_0 = 0,04 \text{ MPa}$ |
| - peso per unità di volume: | $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$ |
| - modulo di elastic. normale secante: | $E_m = 1305 \text{ MPa}$ |
| - modulo di elastic. tang. secante: | $G_m = 435 \text{ MPa}$ |

b) Muratura in mattoni pieni e malta di calce (pilastri ala Nord e setti interni):

- tensione media a rottura per compressione: $f_m = 3,20$ MPa
- tensione media a rottura per taglio puro: $\tau_0 = 0,06$ MPa
- peso per unità di volume: $\gamma_m = 18.00$ kN/m³
- modulo di elastic. normale secante: $E_m = 1500$ MPa
- modulo di elastic. tang. secante: $G_m = 500$ MPa

10.6.6 Elementi finiti

Per la modellazione dei maschi murari, delle fasce di piano e delle sottofinestra in PCM sono stati utilizzati “macroelementi” pilastri e travi sono stati impiegati solo elementi monodimensionale di tipo BEAM

Gli elementi strutturali secondari – quali solai e scale – non sono stati introdotti esplicitamente nel modello, ma considerati solo come carichi agenti sulla struttura principale. In corrispondenza dei piani “sismici”, tuttavia, sono stati introdotti opportuni vincoli cinematici per modellare l’ipotesi di “impalcato rigido” laddove ipotizzabile.

In PCM i macroelementi sono stati trasformati in aste componenti i “telai equivalenti”.

11 VERIFICHE IN ASSENZA DI SISMA**11.1 Verifiche SLU della muratura**

Per le verifiche statiche non sono state considerate azioni orizzontali e quindi le verifiche sono ridotte a verifiche a pressoflessione complanare, taglio e pressoflessione ortogonale (eccentricità convenzionale pari a $h/200$).

11.1.1 Verifica a pressoflessione nel piano [§ 4.5.6. NTC]

La seguente figura illustra graficamente i risultati (i maschi risultano colorati in verde se la verifica risulta soddisfatta, in rosso in caso contrario).

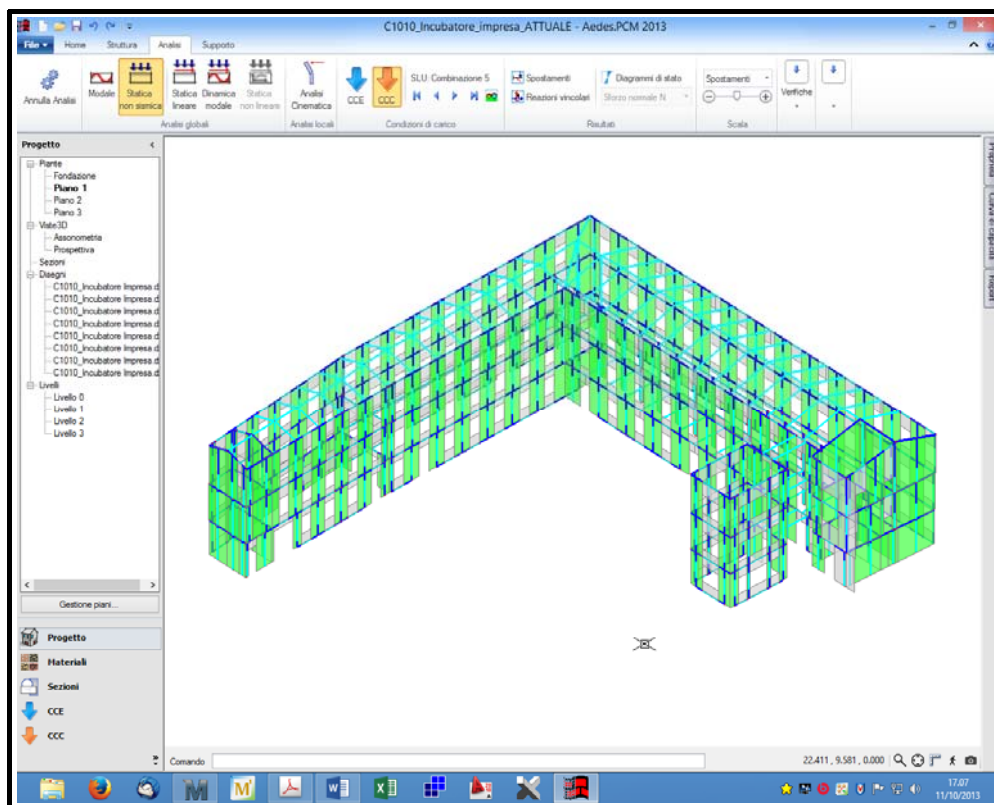


Figura 7– Verifica a presso flessione nel piano

Il coefficiente globale di sicurezza a presso flessione complanare è 3,216 (>1); ciò equivale a dire che la struttura è certamente in grado di resistere alle sollecitazioni di questo tipo.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nell'Allegato 01.

11.1.1 Verifica a taglio per fessurazione diagonale [NTC § 4.5.6.2.]

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rd} = V_u = l \cdot t \cdot f_d / b \cdot (1 + \sigma_0 / f_d)^{0.5}$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/l_t, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- $f_d = f_t / (FC \cdot \gamma_M)$ è il valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5\tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t, l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.

- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.
- $\gamma_M = 2$ è il coefficiente del materiale per le verifiche agli Stati Limite Ultimo in presenza di sisma.
- FC è il fattore di confidenza

La seguente Fig. illustra graficamente i risultati.

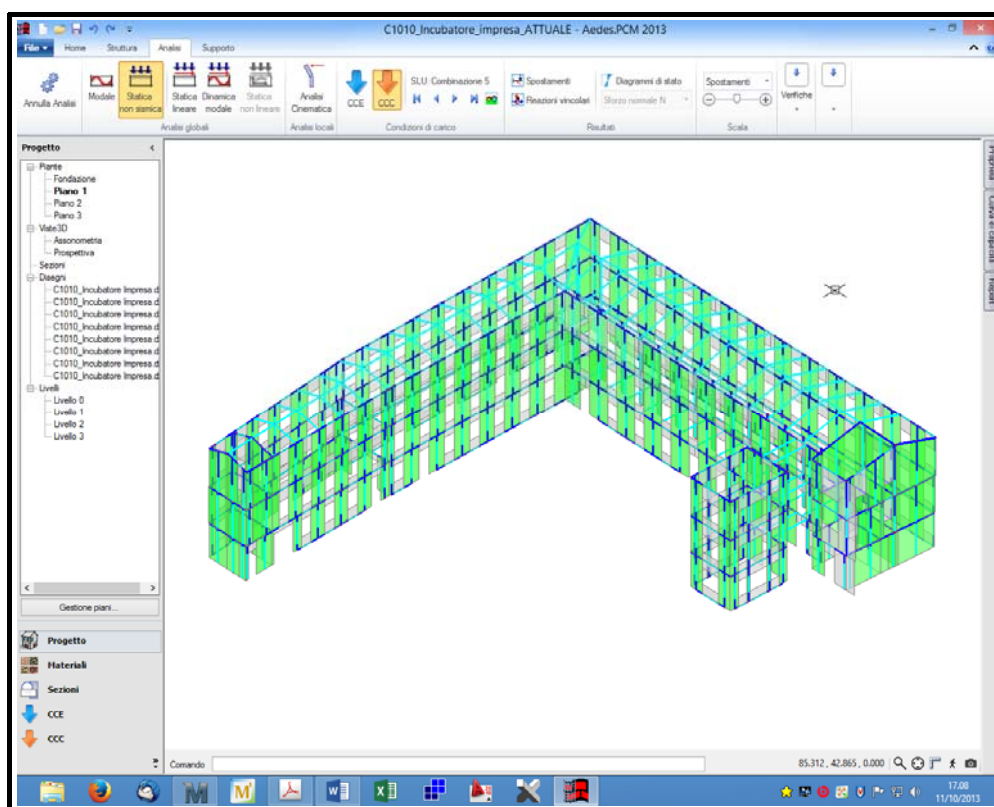


Figura 8– Verifica a taglio

Il coefficiente globale di sicurezza a taglio per fessurazione diagonale è 1.747 (>1); ciò equivale a dire che la struttura è in grado di resistere alle azioni “antropiche” previste dall’attuale Normativa.

11.1.2 Verifica a pressoflessione fuori piano [NTC § 4.5.6.2]

La figura seguente mostra in sintesi i risultati delle verifiche (in verde se soddisfatta, in rosso in caso contrario).

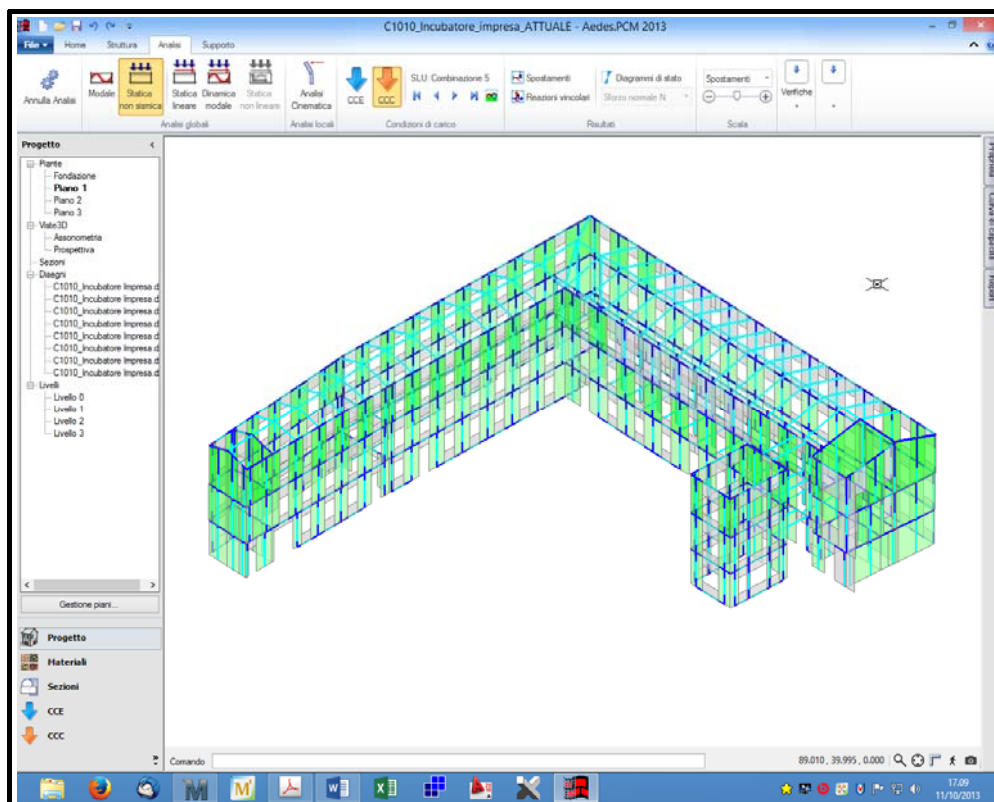


Figura 9– Verifica a presso flessione ortogonale

Il coefficiente globale di sicurezza a presso flessione ortogonale è 1,356 (>1); ciò equivale a dire che la struttura è in grado di resistere anche alle azioni convenzionali di flessione fuori piano indotte dai carichi gravitazionali.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nell'Allegato 01.

11.2 Verifica dei solai in acciaio con elementi di alleggerimento in laterizio (volterrane o mattoni)

11.2.1 Descrizione

L'edificio è stato costruito come “ampliamento” dei preesistenti corpi di fabbrica cinquecenteschi, nel XIX secolo. Tipici dell'epoca di costruzione sono i solai di ferro e voltine ovvero realizzati con profili in acciaio non unificati (delle *Acciaierie Terni* o *Fonderia Dupont*) con interposti come elementi di alleggerimento voltine realizzate in mattoni pieni o elementi forati (volterrane).

Per ottenere la planarità estradossale veniva aggiunto in generale un riempimento di terra e tufina e su questo gli strati del sottofondo e della pavimentazione.

11.2.2 Metodo di calcolo

Per la verifica delle strutture portanti (travi in acciaio) è stato eseguito un calcolo manuale ipotizzando, a favore di sicurezza, uno schema statico di trave in “semplice

appoggio”; ovvero si è trascurato il grado di incastro prodotto dall’ammorsamento alle pareti in muratura. Si è inoltre trascurato il contributo degli elementi in laterizio.

11.2.3 Condizioni elementari di calcolo

Per la verifica dei solai sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella tabella seguente.

Tab. 23 – Condizioni elementari di carico

N. Condizione elementare	Nome
1	Peso proprio
2	Permanenti stato attuale
3	Variabili

I risultati dell’analisi relativi a ciascuna condizione elementare di carico sono stati, quindi, combinati secondo i coefficienti riportati nel paragrafo seguente.

11.2.4 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel DM del 14.01.2008:

11.2.4.1 SLU stato limite ultimo

$$F_d = 1.3 G_1 + 1.3 \cdot G_2 + 1.5 Q_k$$

essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
 Q_k il valore caratteristico dei sovraccarichi

Tab. 24 – Combinazioni delle condizioni elementari per stati limite ultimi

N. Combinazione	Coefficiente Condizione 1	Coefficiente Condizione 2	Coefficiente Condizione 3
1	1.3	1.3	1.5

11.2.4.2 SLE stato limite d’esercizio

$$F_d = G_k + Q_k$$

In cui i simboli sono quelli sopra riportati.

Le condizioni elementari di carico sono stati combinati secondo i coefficienti riportati nella tabella sottostante:

Tab. 25 – Combinazioni delle condizioni elementari per stati limite di esercizio

N. Combinazione	Coefficiente Condizione 1	Coefficiente Condizione 2	Coefficiente Condizione 3
1	1.0	1.0	1.0

11.2.5 Verifiche delle travi in acciaio

11.2.5.1.1 Determinazione della capacità resistente delle sezioni.

La capacità resistente delle sezioni è stata ottenuta considerando per l'acciaio delle travi le seguenti caratteristiche: (si veda il testo dell'Ing. C. Levi "Trattato teorico – pratico di COSTRUZIONI vol. primo – edizione Hoepli – Milano 1914" che propone per i profilati NP in ferro omogeneo un carico limite di elasticità tra 180 e 240 N/mm²).

- tensione di snervamento dell'acciaio: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (Aq 42)
- coef. di sicurezza per la resistenza della membratura: $\gamma_{M0} = 1.05$
- FC: 1.09
- resistenza di calcolo: $f_d = f_y / (\gamma_{M0} FC) = 205 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a taglio: $f_d/\sqrt{3} = 118,5 \text{ N/mm}^2$

Per il calcolo delle caratteristiche geometriche delle quattro tipologie di profili rilevati, si è fatto riferimento ai dati di rilievo riportati in tabella:

Tab. 26 – Caratteristiche geometriche dei profili metallici rilevati

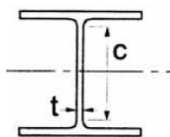
SEZIONE	Produttore	h [mm]	b [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	A _t [cm ²]	p [daN/m]	J _x [cm ⁴]	W _x [cm ³]	S _x [cm ³]
Tipo 1	Acciaierie Terni	220	65.5	11.0	13.25	5.0	37.60	29.50	2434	221	141.0
Tipo 2	NP 220	220	98	8.1	12.20	8.1	39.50	31.10	3060	278	162.0
Tipo 3	Ferriere Dupont	180	55	7.0	8.85	3.0	20.89	16.40	947	105	63.8
Tipo 4	NP 180	180	82	6.9	10.40	6.9	27.90	21.90	1450	161	93.5

<i>h</i>	altezza del profilo
<i>b</i>	larghezza dell'ala (da rilievo)
<i>t_w</i>	spessore dell'anima
<i>t_f</i>	spessore dell'ala
<i>A_t</i>	area lorda della sezione del profilo
<i>p</i>	peso per unità di lunghezza del profilo
<i>J_x</i>	momento principale d'inerzia del profilo
<i>W_x</i>	modulo di resistenza del profilo
<i>S_x</i>	momento statico di metà sezione

E' stata controllata, in base alla geometria del profilo e allo stato sollecitante, la classe di appartenenza del profilo (D.M. 14 gennaio 2008, § 4.2.3.1). Tale analisi preliminare prevede il rispetto delle due seguenti disequaglianze.

1) Caso: *Trave soggetta a flessione retta (Tab. 4.2.I)*

$$\frac{c}{t} < 72 \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Classe 1}$$



Con:

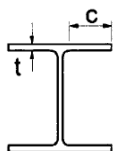
$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$$

$$t = t_w$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$$

2) Caso: *Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse (Tab. 4.2.II)*

$$\frac{c}{t} < 9 \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Classe 1}$$



$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2$$

$$t = t_f$$

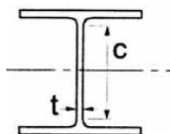
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$$

A_l	area lorda della sezione del profilo
p	peso per unità di lunghezza del profilo
J_x	momento principale d'inerzia del profilo
W_x	modulo di resistenza del profilo
S_x	momento statico di metà sezione

E' stata controllata, in base alla geometria del profilo e allo stato sollecitante, la classe di appartenenza del profilo (D.M. 14 gennaio 2008, § 4.2.3.1). Tale analisi preliminare prevede il rispetto delle due seguenti disequazioni.

1) Caso: *Trave soggetta a flessione retta (Tab. 4.2.I)*

$$\frac{c}{t} < 72 \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Classe 1}$$



Con:

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$$

$$t = t_w$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$$

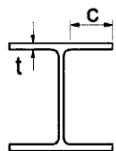
Il riassunto dei “controlli” per le quattro tipologie di profili rilevati è riportato nella tabella seguente:

Tab. 27 – Prima verifica per stabilire la “classe” dei profili

DENOM. PROFILO	Produttore	c [mm]	t [mm]	c/t	ε	72 ε	c/t < 72 ε
Tipo 1	Acciaierie Terni	176	11.0	16.00	1.00	72.00	CLASSE 1
Tipo 2	NP 220	176	6.9	25.51	1.00	72.00	CLASSE 1
Tipo 3	Ferriere Dupont	154	7.0	22.00	1.00	72.00	CLASSE 1
Tipo 4	NP 180	142	6.9	20.58	1.00	72.00	CLASSE 1

2) Caso: *Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse (Tab. 4.2.II)*

$$\frac{c}{t} < 9 \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad \text{Classe 1}$$



$$c = (b - t_w - 2 \cdot r) / 2$$

$$t = t_f$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$$

I risultati di questa ulteriore verifica, per le quattro tipologie di profili rilevati sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 28 – Seconda verifica per stabilire la “classe” dei profili

SEZIONE	Produttore	c [mm]	t [mm]	c/t	ε	9 ε	c/t < 9 ε
Tipo 1	Acciaierie Terni	24	9.5	2.53	1.00	9.00	CLASSE 1
Tipo 2	NP 220	42	9.7	4.33	1.00	9.00	CLASSE 1
Tipo 3	Ferriere Dupont	22	8.4	2.62	1.00	9.00	CLASSE 1

SEZIONE	Produttore	c [mm]	t [mm]	c/t	ϵ	9 ϵ	c/t < 9 ϵ
Tipo 4	NP 180	34	8.0	4.25	1.00	9.00	CLASSE 1

Dai due controlli effettuati tutte le sezioni risultano essere di **classe 1**.

Sulla base delle caratteristiche geometriche sono stati determinati i valori resistenti di ciascuna sezione attraverso le seguenti formule:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / FC\gamma_{M0} \quad \text{momento resistente della sezione (classe 1)}$$

$$W_{pl} = 2 \cdot S_x \quad \text{modulo di resistenza plastica della sezione}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot FC\gamma_{M0} \quad \text{resistenza plastica a taglio}$$

$$A_v = A_t - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad \text{area resistente a taglio max per le sezioni a doppia T}$$

Nella seguente tabella si consegnano i valori del momento e taglio resistenti delle quattro sezioni.

Tab. 29 – Determinazione delle capacità resistenti

SEZIONE	$M_{c,Rd}$ [kN m]	$V_{pl,Rd}$ [kN]
Tipo 1	57.90	272.96
Tipo 2	66.53	219.94
Tipo 3	26.20	145.88
Tipo 4	38.40	154.07

11.2.6 Verifica allo Stato Limite Ultimo

Per la verifica di sicurezza delle travi metalliche come si è detto, si è utilizzato uno schema “ideale” di “semplice appoggio”. In tali ipotesi:

$$M_{Ed} = q_{sdu} \cdot i \cdot L_t^2 / 8 : \quad \text{massimo momento in mezzzeria}$$

$$T_{Ed} = q_{sdu} \cdot i \cdot L_t / 2 \quad \text{massimo taglio sugli appoggi}$$

Con:

$$q_{sdu} = 1.3 \cdot q_{perm} + 1.5 \cdot q_{var/neve} \quad \text{carico totale per lo SLU nello stato “attuale”}$$

$$q_{perm} \quad \text{peso proprio + permanenti portati nello stato “attuale”}$$

$$L_t \quad \text{luce del solaio}$$

$$i \quad \text{interasse delle putrelle}$$

Tab. 30 – Azioni sui solai ai vari piani

SOLAIO	PIANO	Sezione	L _t [m]	i [m]	q _{perm} [kN/m ²]	q _{var} / q _{neve} [kN/m ²]	q _{sdu} [kN/m ²]
S 2A	I	Tipo 1	6.70	0.85	5.18	3.00	11.23
S4	I	Tipo 2	4.90	0.98	3.48	3.00	9.02
S5A	I	Tipo 3	5.10	0.87	5.78	3.00	12.01
S 7A	I	Tipo 2	6.00	0.70	6.40	3.00	12.82
S 2B	II	Tipo 1	7.00	0.85	4.75	3.00	10.68
S 5B	II	Tipo 3	5.25	0.85	4.58	3.00	10.45
S 6	II	Tipo 1	7.00	0.60	5.60	3.00	11.78
S 7B	II	Tipo 2	6.00	0.70	6.70	3.00	13.21
S 7C	III	Tipo 2	6.00	0.40/0.70	6.70	3.00	13.21
S 8	Cop.	Tipo 4	6.00	1.00	5.97	0.80	8.96

La verifica delle travi consiste nel confronto tra le grandezze sollecitanti e le omologhe resistenti di ciascuna sezione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

Con:

M_{Ed} valori di progetto del momento flettente;

La sintesi delle verifiche effettuate allo stato limite ultimo nell'ipotesi di "semplice appoggio" è riportata nella seguente tabella:

Tab. 31 – Verifica a flessione nella sezione di mezzeria

SOLAIO	M_{Ed} [kN m]	$M_{c,Rd}$ [kN m]	$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$	$v=M_{c,Rd}/M_{Ed}$
S 2A	53.56	57.90	VERIFICA	1.08
S 4	26.53	66.53	VERIFICA	2.51
S 5A	33.97	26.20	NON VERIFICA	0.77
S 7A	40.38	66.53	VERIFICA	1.65
S 2B	55.60	57.90	VERIFICA	1.04
S 5B	30.60	26.20	NON VERIFICA	0.86
S 6	43.29	57.90	VERIFICA	1.34
S 7B	41.61	66.53	VERIFICA	1.60

SOLAIO	M_{Ed} [kN m]	$M_{c,Rd}$ [kN m]	$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$	$v = M_{c,Rd}/M_{Ed}$
S 7C	41.61	66.53	VERIFICA	1.60
S 8	40.32	38.40	NON VERIFICA	0.95

Tab. 32 – Verifica a taglio (nella sezione di estremità)

SEZIONE DI ESTREMITA'			
	V_{Ed} [kN]	$V_{c,Rd}$ [kN]	$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$
S 2A	31.98	272.96	VERIFICA
S 4	21.66	219.94	VERIFICA
S 5A	26.64	145.88	VERIFICA
S 7A	26.92	219.94	VERIFICA
S 2B	31.77	272.96	VERIFICA
S 5B	23.32	145.88	VERIFICA
S 6	24.74	272.96	VERIFICA
S 7B	27.74	219.94	VERIFICA
S 7C	27.74	219.94	VERIFICA
S 8	26.88	154.07	VERIFICA

Nell'ipotesi di "trave in semplice appoggio" i solai 5A, 5B e 8 presentano alcune carenze a flessione che li rendono non idonei a sostenere in sicurezza, i carichi di normativa.

Si riporta allora per completezza anche il calcolo di questi tre solai solo per i carichi permanenti:

Tab. 33 – Verifica a flessione nella sezione di mezzeria

SOLAIO	$M_{Ed,perm}$ [kN m]	$M_{c,Rd}$ [kN m]	$M_{Ed,perm} \leq M_{c,Rd}$	$v = M_{c,Rd}/M_{Ed,perm}$
S 5A	21.25	26.20	VERIFICA	1.23
S 5B	17.44	26.20	VERIFICA	1.50
S 8	34.92	38.40	VERIFICA	1.10

Come si vede da quest'ultima tabella anche questi tre solai sono in sicurezza se si considerano solo i carichi permanenti e questo giustifica l'assenza totale di lesioni e il buono stato in cui si trovano.

Nella realtà se si tenesse in conto il grado di incastro fornito dall'ammorsamento delle travi di acciaio nei muri e del contributo irrigidente delle voltine, queste carenze

“rientrerebbero”. Nella verifica è sempre opportuno però non fare affidamento su questi contributi ma considerarle solo risorsa ulteriore delle strutture e affidare tutto alle travi metalliche e quindi si suggerisce la realizzazione di un rinforzo da realizzarsi con soletta “collaborante in c.a.”.

11.2.7 Verifiche allo Stato limite di esercizio

La verifica in esercizio dei solai si riduce sostanzialmente ad una verifica di deformabilità ovvero è necessario controllare che le inflessioni degli stessi non superino determinati valori, al fine di evitare il danneggiamento degli elementi non strutturali ad essi collegati e una riduzione del confort degli ambienti. Come valore di riferimento per la freccia limite è stato adottato il valore suggerito dalla Normativa (D.M. 14 gennaio 2008, par. 4.2.4.2.)

$$\delta_{max} = L_t/250$$

valore limite della freccia totale

$$\delta_2 = L_t/350$$

valore limite della freccia per i soli carichi variabili

Con:

L_t

luce del solaio

Le frecce massime sotto i carichi di esercizio, fornite dal modello sono riportate in tabella:

Tab. 34 – Inflessioni teoriche

FRECCE TOTALI			
	δ_{tot} [mm]	$\delta_{max} = L_t/250$ [mm]	$\delta_{tot} \leq \delta_{max}$
S 2A	35	27	NON VERIFICA
S 4	7	20	VERIFICA
S 5A	34	20	NON VERIFICA
S 7A	17	24	VERIFICA
S 2B	40	28	NON VERIFICA
S 5B	32	21	NON VERIFICA
S 6	32	28	NON VERIFICA
S 7B	18	24	VERIFICA
S 7C	18	24	VERIFICA
S 8	38	24	NON VERIFICA

Tab. 35 – Inflessioni teoriche

FRECCE PER I CARICHI VARIABILI			
	δ_{VAR} [mm]	$\delta_2 = Lv/350$ [mm]	$\delta_{tot} \leq \delta_{max}$
S 2A	13	19	VERIFICA
S 4	3	14	VERIFICA
S 5A	12	14	VERIFICA
S 7A	6	17	VERIFICA
S 2B	16	20	VERIFICA
S 5B	13	15	VERIFICA
S 6	11	20	VERIFICA
S 7B	6	17	VERIFICA
S 7C	6	17	VERIFICA
S 8	4	17	VERIFICA

Alcuni solai risultano eccessivamente deformabili, in realtà questo problema può essere trascurato dal momento che nella realtà un grosso contributo alla rigidità viene fornito dalle voltine di laterizio

Esse costituiscono un'efficace ritegno per le travi e di fatto producono un dimezzamento delle frecce che si avrebbero nei profili "isolati".

Prove dinamiche su solai analoghi eseguiti dalla scrivente in passato hanno confermato quanto asserito evidenziando per i solai valori di rigidità superiore a quella della teorica dovuta ai soli profili metallici (frequenze sperimentali molto più alte delle frequenze teoriche).

11.3 Verifica delle capriate lignee di copertura

11.3.1 Descrizione generale

La copertura dell'edificio (locali destinati alla Alta Formazione) è realizzata con due capriate lignee in legno massiccio di latifoglie.

Entrambe le capriate sono di tipo tradizionale realizzate con puntoni, monaco, catena e saette rompi - tratta. Sui puntoni si attestano gli arcarecci a passo 1.00 m e 1.15 m. Sugli arcarecci poggiano i travicelli, le mezzane, la caldaia ed il manto di copertura in laterizio.

Le capriate di **tipo A**, di **luce netta 10.90 m**, sono posizionate a **interasse 3 m**. Le dimensioni trasversali degli elementi sono le seguenti:

1. **Puntoni** 28 x 31 cm (elemento presso inflesso con inclinazione di 17°)
2. **Catena** 28 x 35 cm (elemento tenso inflesso)
3. **Monaco** 29 x 29 cm (elemento teso)

- 4. **Saette** 21.5 x 21.5 cm (elemento compresso)
- 5. **Arcarecci** 17 x 15 cm (soggetti a flessione deviata)

La catena sostiene un cannicciato che risulta vincolato anche a travi intermedie (delle stesse dimensioni della catena) posizionate a cavallo delle capriate e a passo 3 m.

Le capriate di **tipo B**, di **luce netta 7.50 m**, sono posizionate a **interasse variabile compreso fra 3.55 m e 4.15 m**. Le dimensioni trasversali degli elementi sono le seguenti:

- 1. **Puntoni** 29 x 29 cm (elemento presso inflesso con inclinazione di 24°)
- 2. **Catena** 29 x 29 cm (elemento tenso inflesso)
- 3. **Monaco** 29 x 29 cm (elemento teso)
- 4. **Saette** 6.5 x 29 cm (elemento compresso)
- 5. **Arcarecci** 17 x 15 cm (soggetti a flessione deviata)

La catena sostiene un cannicciato che risulta vincolato anche a travi intermedie (delle stesse dimensioni della catena) posizionate a cavallo delle capriate.

Per ciascuna capriata è stato messo a punto un modello agli elementi finiti utilizzando il software di calcolo **SAP2000 Plus** – Version 9.1.8, ampiamente verificato e testato in precedenza, realizzato dalla "Computers and Structures, Inc. – 1995 University Ave. – Berkeley, CA 94704 – USA".

L'hardware utilizzato comprende un Personal Computer dotato di microprocessore Intel Pentium IV 3.0 GHz e 4.0 GByte di memoria RAM.

11.3.2 Azioni sulla copertura

Sulle coperture agiscono le seguenti azioni permanenti e variabili:

Tab. 36 – Azioni

Azioni	Capriata tipo A Carico [kN/m ²]	Capriata tipo B Carico [kN/m ²]
Peso proprio	-	-
Permanenti portati	2.10	2.14
Variabile neve	0.80	0.80
Variabile manutenzione	0.50	0.50

11.3.3 Condizioni elementari di calcolo

Nell'ambito dell'analisi statica sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella tabella seguente.

Tab. 37 – Condizioni elementari di carico

N. Condizione elementare	Nome
1	Peso proprio
2	Permanenti stato attuale
3	Variabile neve
4	Variabile manutenzione

I risultati dell'analisi relativi a ciascuna condizione elementare di carico sono stati, quindi, combinati secondo i coefficienti riportati nel paragrafo seguente.

11.3.4 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel DM del 14.01.2008:

11.3.4.1 SLU stato limite ultimo

$$F_d = 1.3 G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 Q_k + 1.5 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

essendo:

G_k	il valore caratteristico delle azioni permanenti;
Q_k	il valore caratteristico dei sovraccarichi
Ψ_{02}	coefficiente di combinazione pari a 0.5 per la neve e 0.0 per la manutenzione

Tab. 38 – Combinazioni delle condizioni elementari per stati limite ultimi

N. Combinazione	Coefficiente Condizione 1	Coefficiente Condizione 2	Coefficiente Condizione 3	Coefficiente Condizione 4
SLU-1	1.3	1.5	1.5	0.0
SLU-2	1.3	1.5	0.75	1.5

11.3.4.2 SLE stato limite d'esercizio

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

In cui i simboli sono quelli sopra riportati.

Per le verifiche di deformazione a lungo termine deve essere considerato il termine k_{def} che tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale pari a 0.8 per classi di servizio 2

Le condizioni elementari di carico sono stati combinati secondo i coefficienti riportati nella tabella sottostante:

Tab. 39 – Combinazioni delle condizioni elementari per stati limite di esercizio

N. Combinazione	Coefficiente Condizione 1	Coefficiente Condizione 2	Coefficiente Condizione 3	Coefficiente Condizione 4
SLER-1	1.0	1.0	1.0	0.0
SLER-2	1.0	1.0	0.5	1.0

11.3.5 Resistenze di calcolo [NTC § 4.4.6]

Le verifiche degli elementi strutturali sono state effettuate con il metodo degli stati limiti.

Il valore di calcolo di X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) è stato calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot X_k}{\gamma_M \cdot FC}$$

Con:

X_k valore caratteristico della proprietà del materiale (o della resistenza del collegamento)

γ_M coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.50 per legno massiccio

FC fattore di confidenza pari a 1.09

k_{mod} coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico che dell'umidità della struttura pari a 0.8 per classe di servizio 2 e carichi di media durata

11.3.6 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

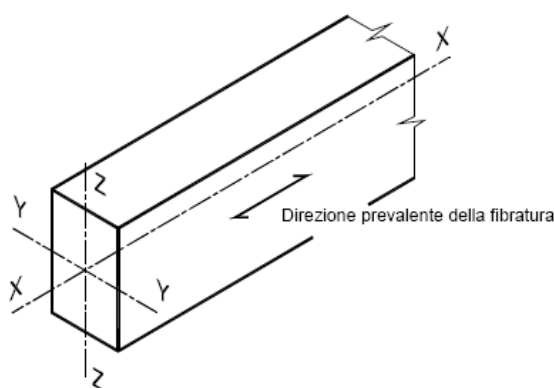
Per lo stato limite ultimo, deve essere rispettata la seguente relazione:

$$S_d \leq R_d \quad [S_d/R_d \leq 1]$$

dove:

S_d è il valore di progetto delle forze e dei momenti nella membratura o nell'elemento dovuti ai carichi, incrementati secondo i coefficienti di sicurezza, applicati sulla struttura e R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

La resistenza di progetto R_d , è data dal rapporto R_k/γ_M dove R_k è la resistenza caratteristica e γ_M è un coefficiente parziale di sicurezza.



Verifica a trazione [NTC § 4.4.8.1.1]

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

Con:

$\sigma_{t,0,d}$

tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura

$f_{t,0,d}$ resistenze di calcolo a trazione

Verifica a compressione [NTC § 4.4.8.1.3]

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Con:

$\sigma_{c,0,d}$ tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura

$f_{c,0,d}$ resistenze di calcolo a compressione

Verifica a flessione [NTC § 4.4.8.1.6]

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Con:

$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ tensione di calcolo massima per flessione rispettivamente nei piani xz e xy

$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ resistenze di calcolo a flessione rispettivamente nei piani xz e xy

$k_m = 0.7$ per sezioni trasversali rettangolari

Verifica a tenso flessione [NTC § 4.4.8.1.7]

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Con:

$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ tensione di calcolo massima per flessione rispettivamente nei piani xz e xy

$\sigma_{t,0,d}$ tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura

$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ resistenze di calcolo a flessione rispettivamente nei piani xz e xy

$f_{t,0,d}$	resistenze di calcolo a compressione
$k_m = 0.7$	per sezioni trasversali rettangolari

Verifica a presso flessione [NTC § 4.4.8.1.8]

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Con:

$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$	tensione di calcolo massima per flessione rispettivamente nei piani xz e xy
$\sigma_{c,0,d}$	tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura
$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$	resistenze di calcolo a flessione rispettivamente nei piani xz e xy
$f_{c,0,d}$	resistenze di calcolo a compressione
$k_m = 0.7$	per sezioni trasversali rettangolari

Verifica a taglio [NTC § 4.4.8.1.9]

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Con:

τ_d	tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski
$f_{v,d}$	corrispondente resistenza di calcolo a taglio

Per gli elementi compressi e/o presso inflessi si è proceduto alle verifiche di stabilità per accertarsi della sicurezza degli elementi nei confronti di possibili fenomeni di instabilità quali lo svergolamento delle travi inflesse e lo sbandamento laterale degli elementi. Per ulteriori dettagli si rimanda al fascicolo dei calcoli.

11.3.7 Risultati delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

La sintesi delle verifiche effettuate sui vari elementi componenti le capriate è riportata nelle seguenti tabelle:

Tab. 40 – Verifica elementi CAPRIATA TIPO “A”

	Trazione	Tensofle.	Compr.	Pres.fles.	Flessione	Stabilità	Taglio	Verifica
PUNTONI	-	-	-	0.40	-	0.61	0.53	VERIFICA
CATENA	-	0.32	-	-	-	-	0.05	VERIFICA
MONACO	0.10	-	-	-	-	-	-	VERIFICA
SAETTE	-	-	0.18	-	-	0.19	-	VERIFICA
ARCARECC I	-	-	-	-	0.78	-	0.44	VERIFICA

Tab. 41 – Verifica elementi CAPRIATA TIPO “B”

	Trazione	Tensofl.	Compr.	Pres.fles.	Flessione	Stabilità	Taglio	Verifica
PUNTONI	-	-	-	0.30	-	0.44	0.38	VERIFICA
CATENA	-	0.23	-	-	-	-	0.04	VERIFICA
MONACO	0.09	-	-	-	-	-	-	VERIFICA
SAETTE	-	-	0.25	-	-	0.57	-	VERIFICA
ARCARECCI	-	-	-	-	1.34	-	0.51	NON VERIFICA

Gli arcarecci della capriata **Tipo B** non risultano verificati nei confronti dei carichi da normativa (permanenti e accidentali). Per essi si dovrà prevedere un opportuno rinforzo.

11.3.8 Risultati delle verifiche sugli appoggi (SLU)

Le verifiche delle pressioni di contatto capriata-muratura sono state condotte prendendo in considerazione il seguente valore della resistenza a compressione della muratura:

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{2.1 \text{ MPa}}{2 \cdot 1.09} = 0.96 \text{ MPa}$$

I risultati sono i seguenti:

Tab. 42 – Verifica degli appoggi

	Reazione verticale max [kN]	Largh. Appoggio [m]	Profondità Appoggio [m]	σ_{cd} [MPa]	f_{cd} [MPa]	Verifica
CAPRIATA A	80.20	0.28	0.30	0.95	0.96	VERIFICA
CAPRIATA B	71.35	0.29	0.30	0.82	0.96	VERIFICA

11.3.9 Risultati delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte ad eccezione degli arcarecci delle capriate di Tipo B. Per essi si dovrà prevedere un opportuno rinforzo. Per ulteriori dettagli si rimanda al fascicolo dei calcoli.

11.4 Verifica della scala esistente in pietra

11.4.1 Descrizione del manufatto

La scala in esame occupa l'estrema porzione dell'Ala Ovest. Essa mette in comunicazione i tre piani fuori terra dell'edificio. Le prime 4 rampe della scala che portano al primo impalcato sono costituite da 11+5+4+5 gradini in successione intervallati da 3 pianerottoli con pianta 353x361 cm, mentre tra il primo piano e il secondo si succedono 3 rampe di 11+5+10 gradini e 2 pianerottoli, con dimensioni in pianta 568x365 cm. I gradini hanno mediamente una alzata di 18 cm, pedata complessiva di 33 cm con toro di 5 cm, ed hanno una larghezza di 130-144cm. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole del rilievo.

Le prime due rampe sono composte da gradini monolitici in pietra serena ammorsati nella parete del vano scale da un lato e appoggiati su muretti in muratura su quello opposto. Le ultime 3 rampe sono ammorsate su un lato alla muratura e appoggiate su una longherina metallica sull'altro. I restanti gradini sono incastrati su un solo lato a sbalzo dalla parete in muratura del vano scale.

11.4.2 Materiali

Le caratteristiche meccaniche della pietra serena, sono state desunte da valori di letteratura.

Di seguito si riportano i parametri di resistenza dei materiali utilizzati.

11.4.2.1 Pietra serena

$f_{pck} = 70$ MPa resistenza caratteristica a compressione
 $f_{ptk} = 5.3$ MPa resistenza caratteristica a trazione per flessione

11.4.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

$f_{syk} = 235$ MPa resistenza caratteristica a compressione
 $f_{stk} = 360$ MPa resistenza caratteristica a trazione per flessione

11.4.3 Peso proprio della struttura

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 26.50 kN/m³ peso di volume per la pietra serena

11.4.4 Azioni permanenti sui solai

Gradini: (27cm+11cm)/2 x 25cm x 26.50kN/m³ **1.26 kN/m²**

Parapetto metallico: 0.20 kN/m x 25cm

0.05 kN

11.4.5 Carichi variabili (§3.1.4 NTC)

I carichi variabili considerati sono:

- Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C2-D.M. 14.01.2008) – Scale:

accidentale distribuito	$q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 4.00 \text{ kN}$
carico orizzontale lineare	$H_k = 2.00 \text{ kN/m}$

11.4.6 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue:

Tab. 43 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio e permanenti portati	<i>Peso proprio della struttura e permanenti portati</i>
2	Acc. scale	<i>Carico variabile (ambienti cat. C2)</i>

11.4.7 Combinazione delle condizioni di carico elementari

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 44 – Combinazioni delle condizioni elementari

N. Comb.	Nome	Tipo	Tipo di verifica	N. CCE	
				1	2
1	CC1	SLU	STR	1.00	1.00

dove:

SLU stato limite ultimo

11.4.8 Risultati dell'analisi lineare elastica

11.4.8.1 Gradini in semplice appoggio

Per i gradini delle rampe che presentano oltre all'ammorramento nella parete del vano scale anche un supporto all'estremo opposto, si è adottato lo schema statico di "trave in semplice appoggio". La luce massima è di 1.44 m, da cui si ricavano le seguenti sollecitazioni:

- per carico distribuito:

$$M_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times (1.44 \text{ m})^2 / 8 + 1.5 \times 1.00 \text{ kN/m} \times (1.44 \text{ m})^2 / 8 = 0.81 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times 1.44 \text{ m} / 2 + 1.5 \times 1.00 \text{ kN/m} \times 1.44 \text{ m} / 2 = 2.26 \text{ kN}$$

- per carico concentrato in mezzzeria:

$$M_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times (1.44 \text{ m})^2 / 8 + 1.5 \times 4.00 \text{ kN} \times 1.44 \text{ m} / 4 = 2.58 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times 1.44 \text{ m} / 2 + 1.5 \times 4.00 \text{ kN} / 2 = 4.18 \text{ kN}$$

11.4.8.2 Gradini a sbalzo

Invece per gli altri gradini si adotta lo schema statico di mensola incastrata ad un estremo con luce massima di 1.30 m, da cui si ricavano le seguenti sollecitazioni:

- per carico distribuito:

$$M_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times (1.30 \text{ m})^2 / 2 + 1.3 \times 0.05 \text{ kN} \times 1.30 \text{ m} + 1.5 \times 1.00 \text{ kN/m} \times (1.30 \text{ m})^2 / 2 = 2.74 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times 1.30 \text{ m} + 1.3 \times 0.05 \text{ kN} + 1.5 \times 1.00 \text{ kN/m} \times 1.30 \text{ m} = 4.14 \text{ kN}$$

- per carico concentrato in punta al gradino:

$$M_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times (1.30 \text{ m})^2 / 2 + 1.3 \times 0.05 \text{ kN} \times 1.30 \text{ m} + 1.5 \times 4.00 \text{ kN} \times 1.30 \text{ m} = 9.27 \text{ kNm}$$

$$V_{SLU} = 1.3 \times 1.26 \text{ kN/m} \times 1.30 \text{ m} + 1.3 \times 0.05 \text{ kN} + 1.5 \times 4.00 \text{ kN} = 8.19 \text{ kN}$$

12 VERIFICHE SISMICHE

12.1 Verifiche globali di sicurezza (SLV)

12.1.1 Criteri di verifica

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per q (valutato per elementi duttili) sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1.5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Il calcolo della capacità sia degli elementi duttili che fragili in termini di resistenza, nel caso di analisi lineare con fattore di struttura, è stato effettuato dividendo le resistenze dei materiali (desunte da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive), per il fattore di confidenza e per il fattore parziale di sicurezza del materiale, come prescritto dall'Eurocodice 1998-3:2005, tabella 4.3.

EN 1998-3: 2005 (E)

Table 4.3: Values of material properties and criteria for analysis and safety verifications.

	Linear Model (LM)		Nonlinear Model		q-factor approach		
	Demand	Capacity	Demand	Capacity	Demand	Capacity	
Type of element or mechanism (e/m)	Ductile	Acceptability of Linear Model (for checking of $\rho_i = D_i/C_i$ values): From analysis. Use mean values of properties in model.	In terms of strength. Use mean values of properties.	From analysis. Use mean values of properties in model.	In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	From analysis.	In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.
		Verifications (if LM accepted): From analysis.	In terms of deformation. Use mean values of properties divided by CF.				
	Brittle	Verifications (if LM accepted): If $\rho_i \leq 1$: from analysis. If $\rho_i > 1$: from equilibrium with strength of ductile e/m. Use mean values of properties multiplied by CF.	In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.		In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	In accordance with the relevant Section of EN1998-1: 2004.	

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano.

Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II delle NTC.

12.1.2 Verifica a pressoflessione nel piano [§ 7.8.2.2.1 NTC]

La verifica a presso flessione è stata effettuata confrontando il momento di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato nell’ipotesi che la muratura non reagisca a trazione e distribuzione non lineare delle compressioni [D.M. 14 gennaio 2008 §7.8.2.2.1]:

$$M \leq M_u$$

Con:

$$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d)$$

momento ultimo resistente

l	lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)
t	spessore della parete
$\sigma_0 = P/lt$	tensione normale media, riferita all'area totale della sezione
$f_d = f_{km} / FC \cdot \gamma_m$	resistenza a compressione di calcolo della muratura
$FC = 1.09$	fattore di confidenza
$\gamma_m = 2$	coefficiente del materiale per le verifiche agli Stati Limite Ultimo in presenza di sisma.

La seguente figura illustra graficamente i risultati.

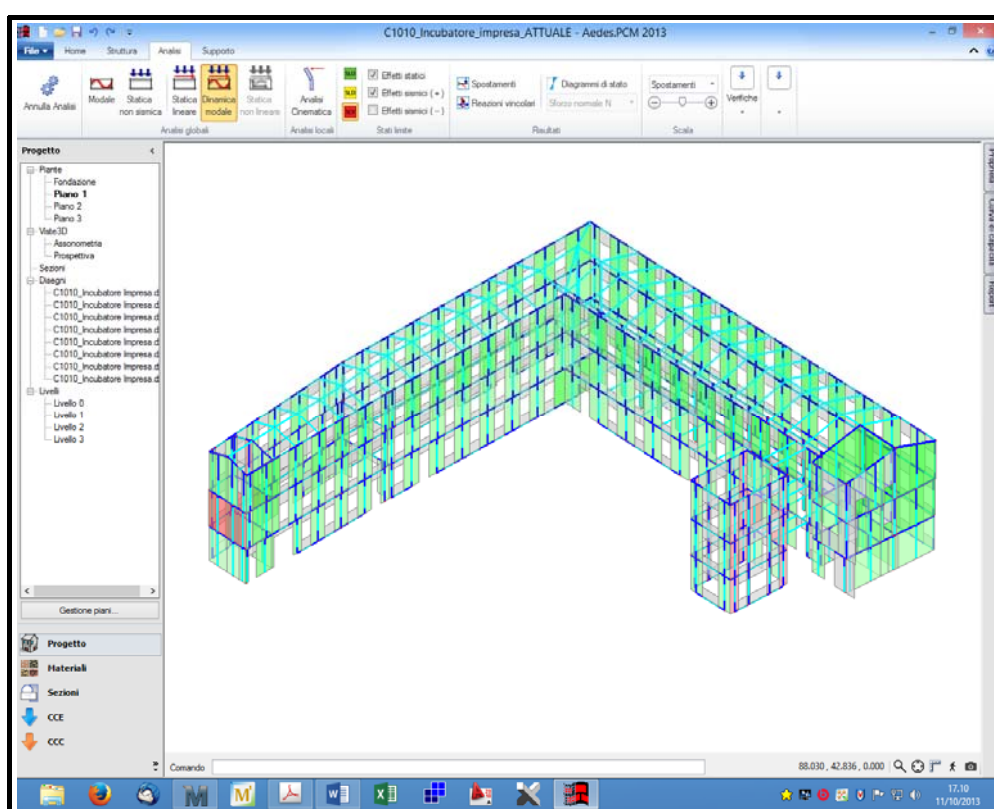


Figura 10– Verifica a presso flessione nel piano

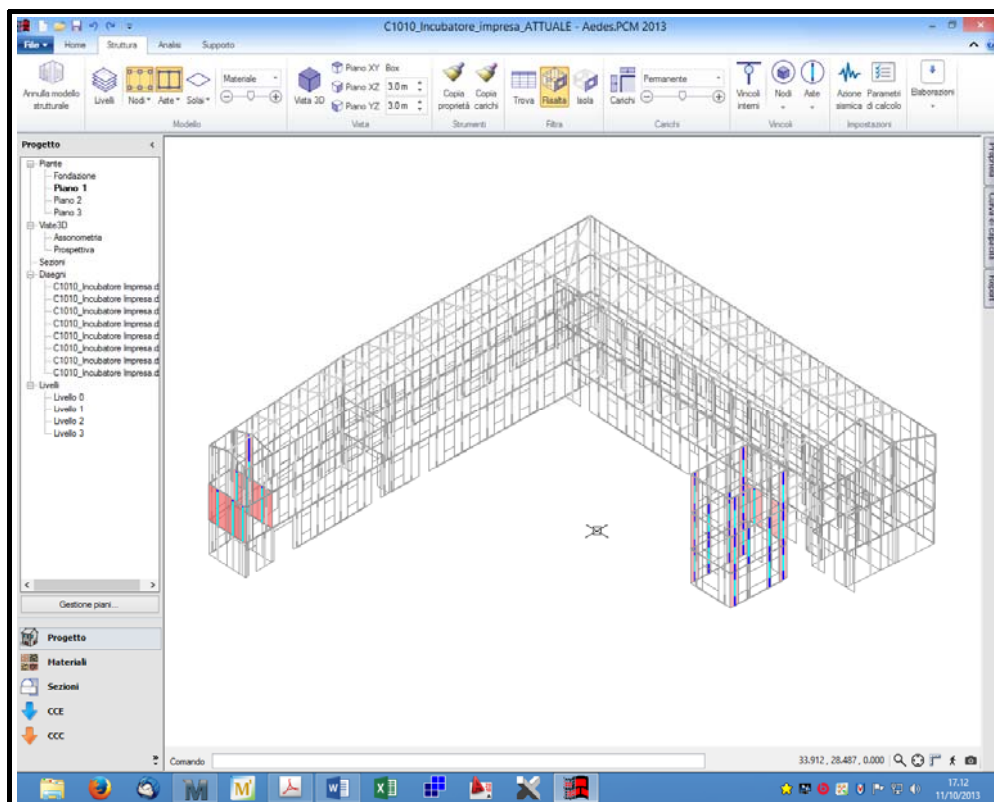


Figura 11– Individuazione dei maschi murari non verificati

Il coefficiente globale di sicurezza a presso flessione complanare è 0,329 (<1); ciò equivale a dire che la struttura non è in grado di resistere a sollecitazioni di questo tipo. A causa della carenza di maschi murari trasversali. Si tratta comunque della crisi di pochi elementi dal momento che per il **90%** degli elementi la verifica risulta soddisfatta.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nell'Allegato 01.

12.1.3 Verifica a taglio [NTC § 7.8.2.2.2 NTC]

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rd} = V_u = l \cdot t \cdot f_d / b \cdot (1 + \sigma_0 / f_{td})^{0.5}$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/l_t, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- $f_{td} = f_t / (FC \cdot \gamma_M)$ è il valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5\tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di

rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.

- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.
- $\gamma_M = 2$ è il coefficiente del materiale per le verifiche agli Stati Limite Ultimo in presenza di sisma.
- FC è il fattore di confidenza per il livello di conoscenza definito nei capitoli precedenti

La seguente Fig. illustra graficamente i risultati.

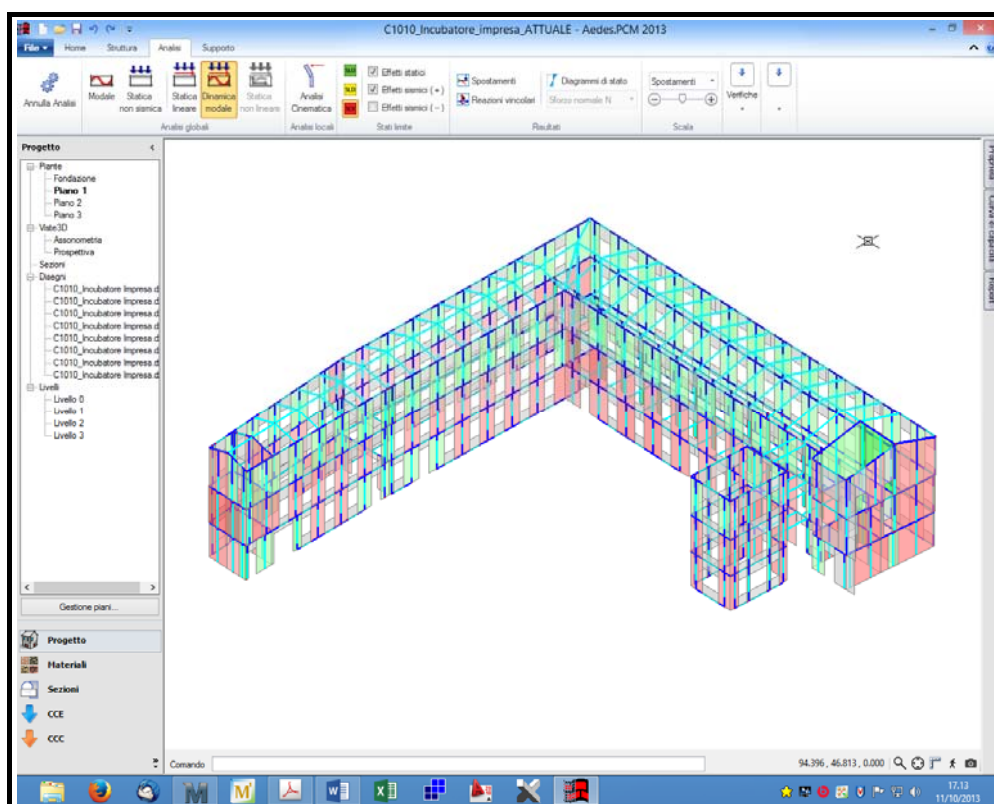


Figura 12– Verifica a taglio per fessurazione diagonale

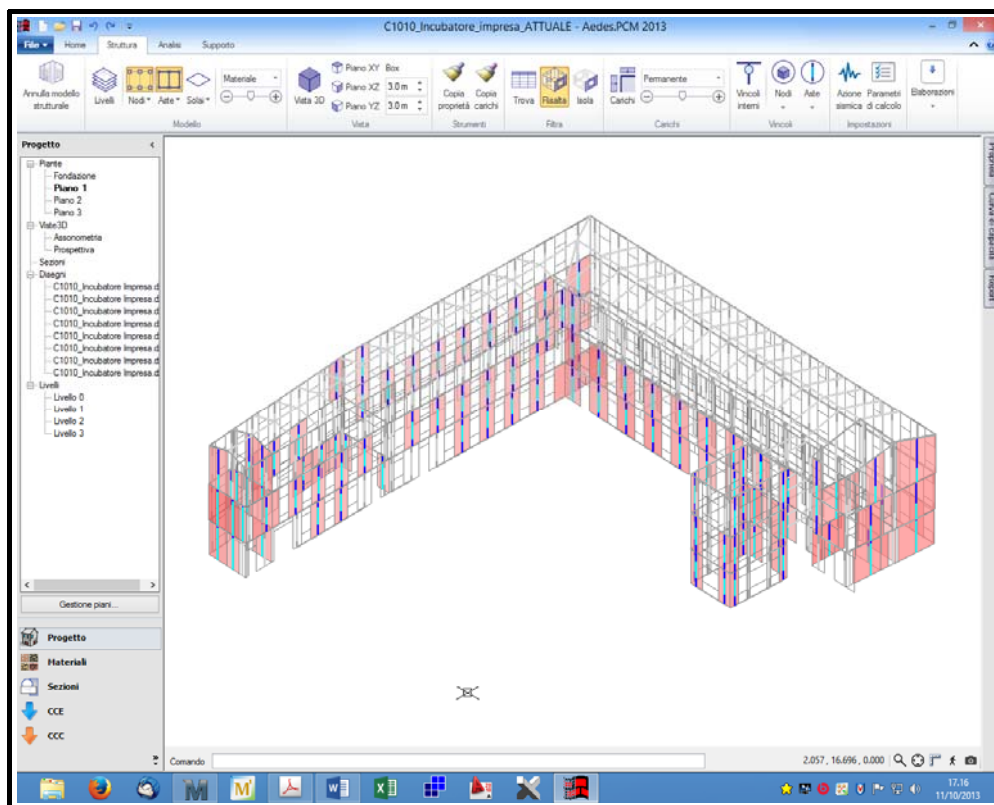


Figura 13– Individuazione dei maschi murari per i quali non risulta soddisfatta la verifica

Il coefficiente globale di sicurezza a taglio per fessurazione diagonale è 0.215 (<1); ciò equivale a dire che la struttura non è in grado di resistere ad azioni sismiche di intensità pari a quella prevista dall'attuale Normativa nonostante per quasi il **64%** dei maschi murari la verifica risulti soddisfatta. Mancano senz'altro maschi trasversali.

12.1.4 Verifica a pressoflessione fuori piano [NTC § 7.8.2.2.3]

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è stato calcolato assumendo:

- il diagramma delle compressioni rettangolare;
- il valore della resistenza pari a $0,85 f_d$;
- trascurando la resistenza a trazione della muratura.

La figura seguente mostra in sintesi i risultati delle verifiche (in verde se soddisfatta, in rosso in caso contrario).

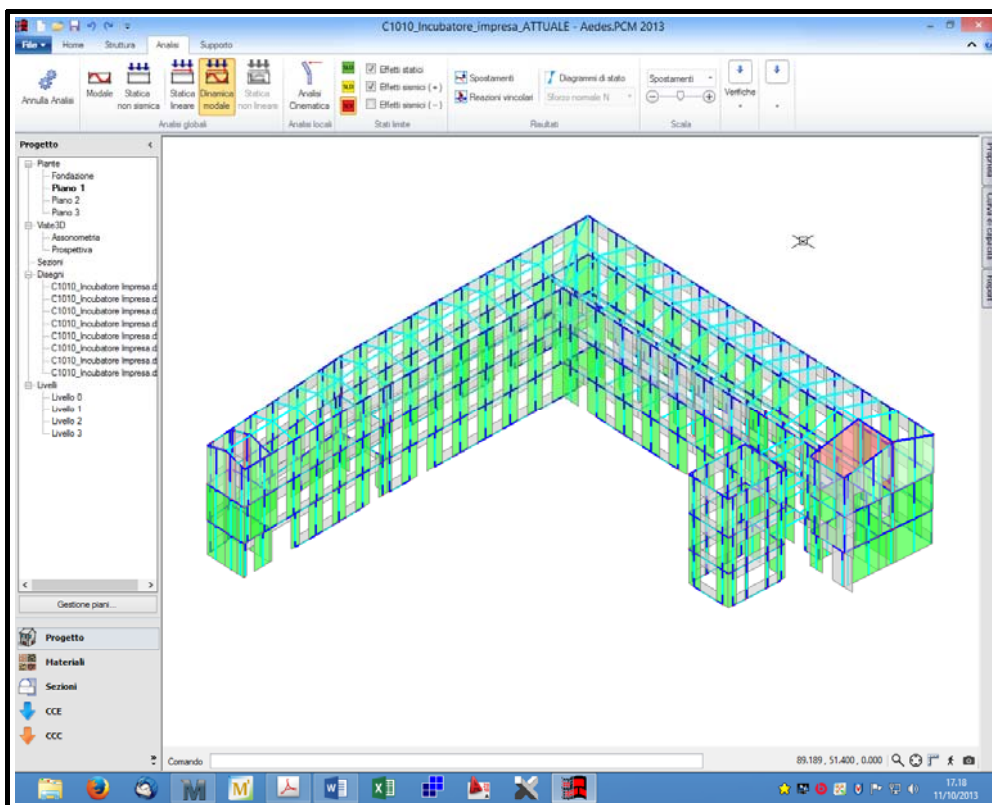


Figura 14– Verifica a presso flessione ortogonale

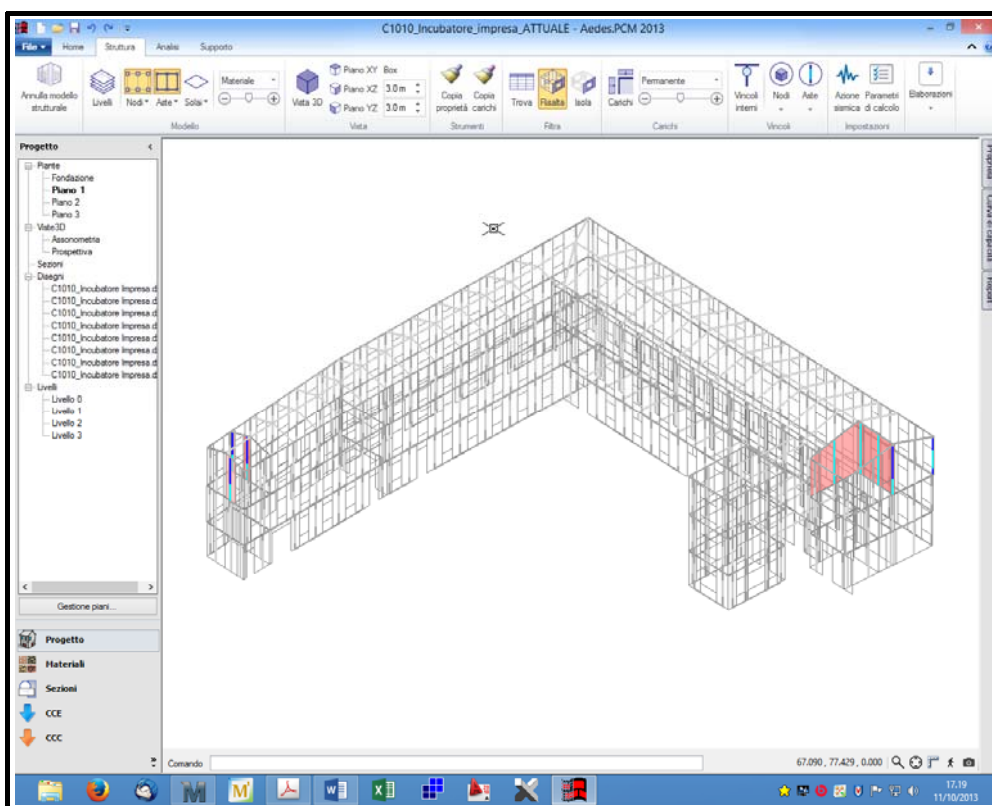


Figura 15– Individuazione dei maschi murari per i quali non risulta soddisfatta la verifica

Il coefficiente globale di sicurezza a pressoflessione ortogonale è 0.457 (< 1); ciò equivale a dire che la struttura non è in grado di resistere ad azioni sismiche di intensità pari a quella prevista dall'attuale Normativa. A non essere verificati però sono solo alcuni paschi posti all'ultimo piano (poco compressi); per ben infatti il **97%** dei maschi murari la verifica risulti ampiamente soddisfatta.

12.1.5 Verifica travi in muratura (§ 7.8.2.2.4 NTC)

La verifica delle travi in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, si effettua in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

La resistenza a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:

h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, è stato valutato come

$$M_u = H_p \cdot h / 2 \left[1 - H_p / (0,85 f_{hd} \cdot h \cdot t) \right]$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è stato assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

La rottura delle fasce di piano prima ancora dei maschi murari determina uno schema resistente estremamente vulnerabile.

12.2 Verifica di collasso per meccanismi locali

La valutazione della sicurezza sismica dell'edificio è stata eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso (cinematismi). Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, possono spesso essere causa del collasso prematuro di grosse porzioni di edificio. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici è stata fatta attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria. Esse, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano come "monoliti" suscettibili di instabilità.

Nel caso in esame è stato individuato un possibile meccanismo di rottura che può interessare i quattro prospetti per l'intera altezza (a causa dell'assenza di cordoli di piano) : Prospetto Sud (Paramento "A"), Prospetto Nord (Paramento "B"), Prospetto Est (Paramento "C") e Prospetto Ovest (Paramento "D") mostrati nelle foto seguenti:

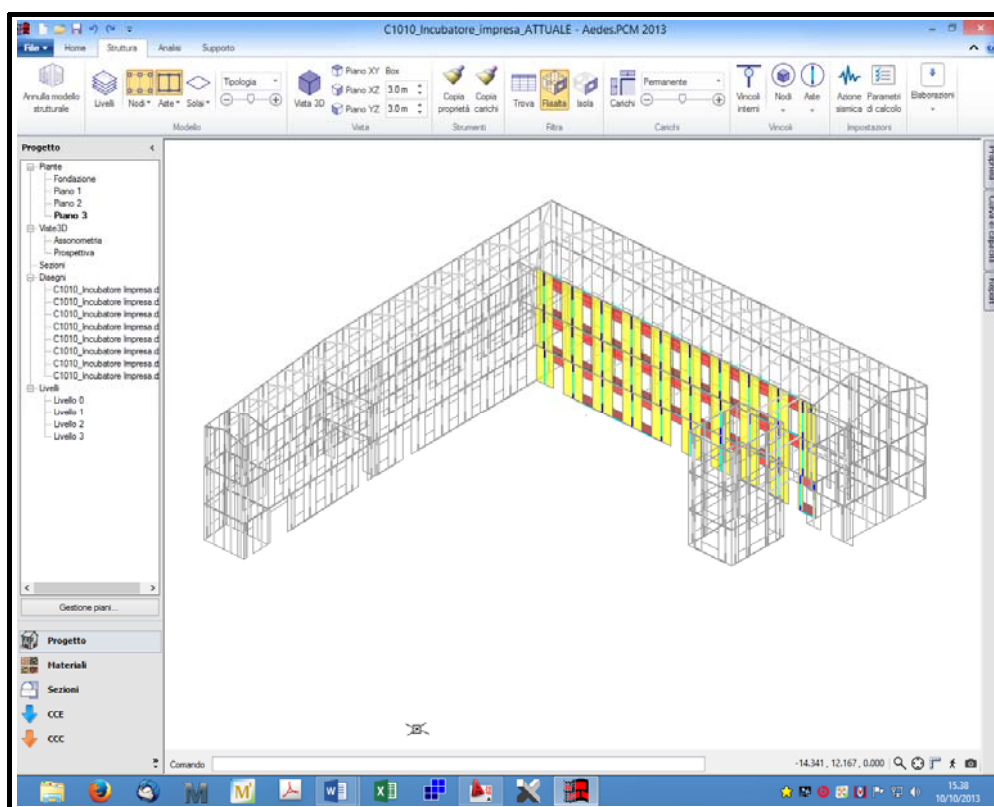


Figura 16–Paramento "A"

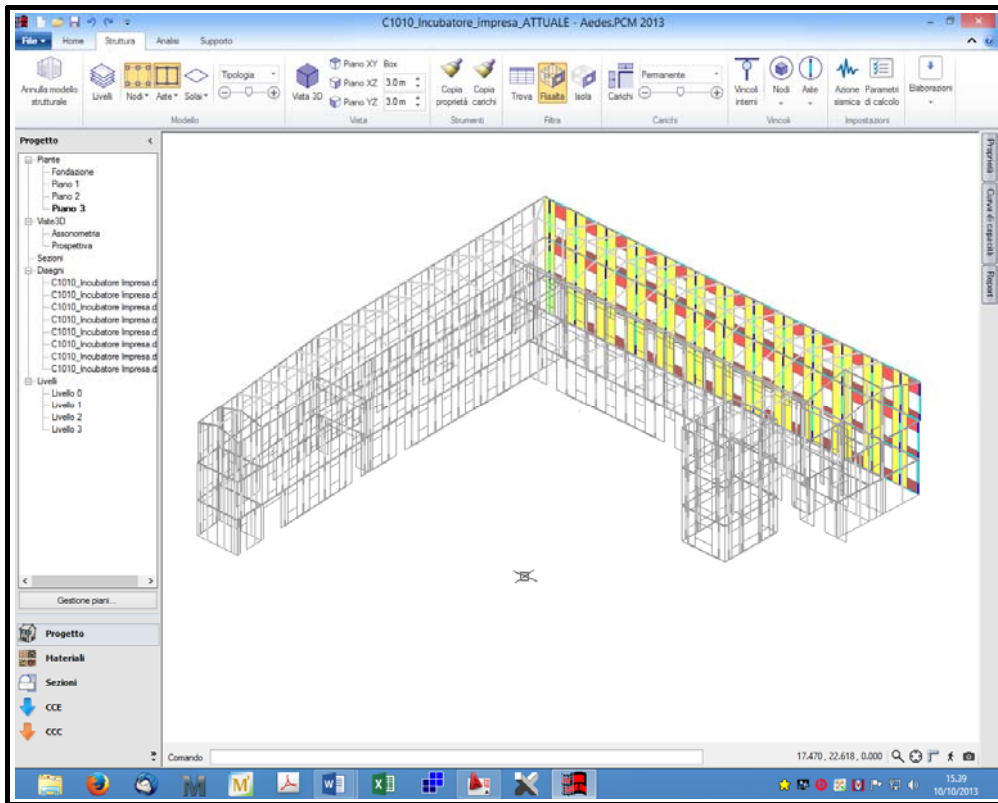


Figura 17– Paramento “B”

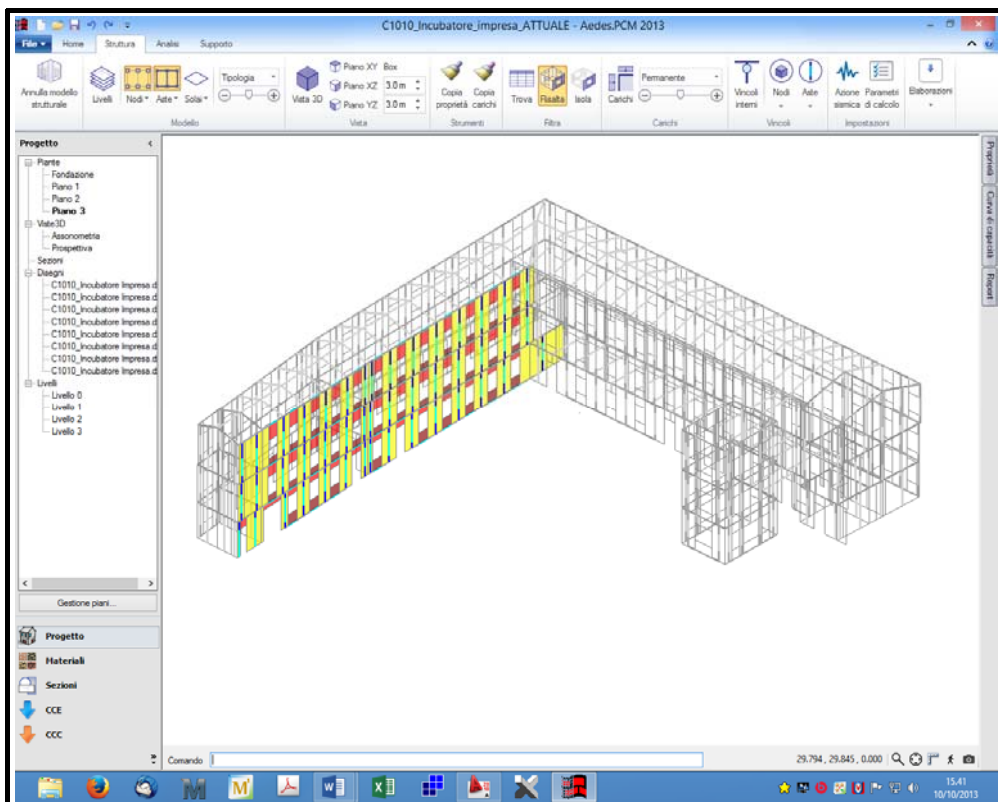


Figura 18– Paramento “C”

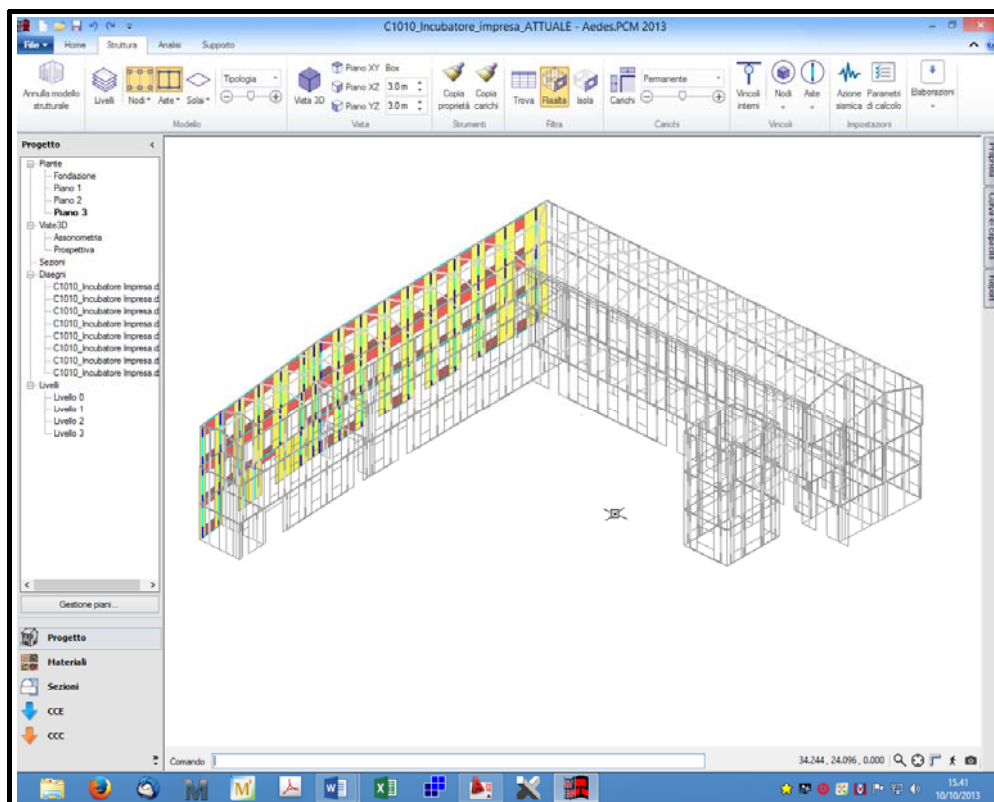


Figura 19– Paramento “D”

A) Meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica: (meccanismo che può interessare i quattro lati lunghi dell’edificio per l’intera altezza dal momento che le pareti non sono trattenute efficacemente in testa da cordoli e soffrono la carenza di collegamento a causa dell’assenza quasi assoluta di pareti ortogonali.

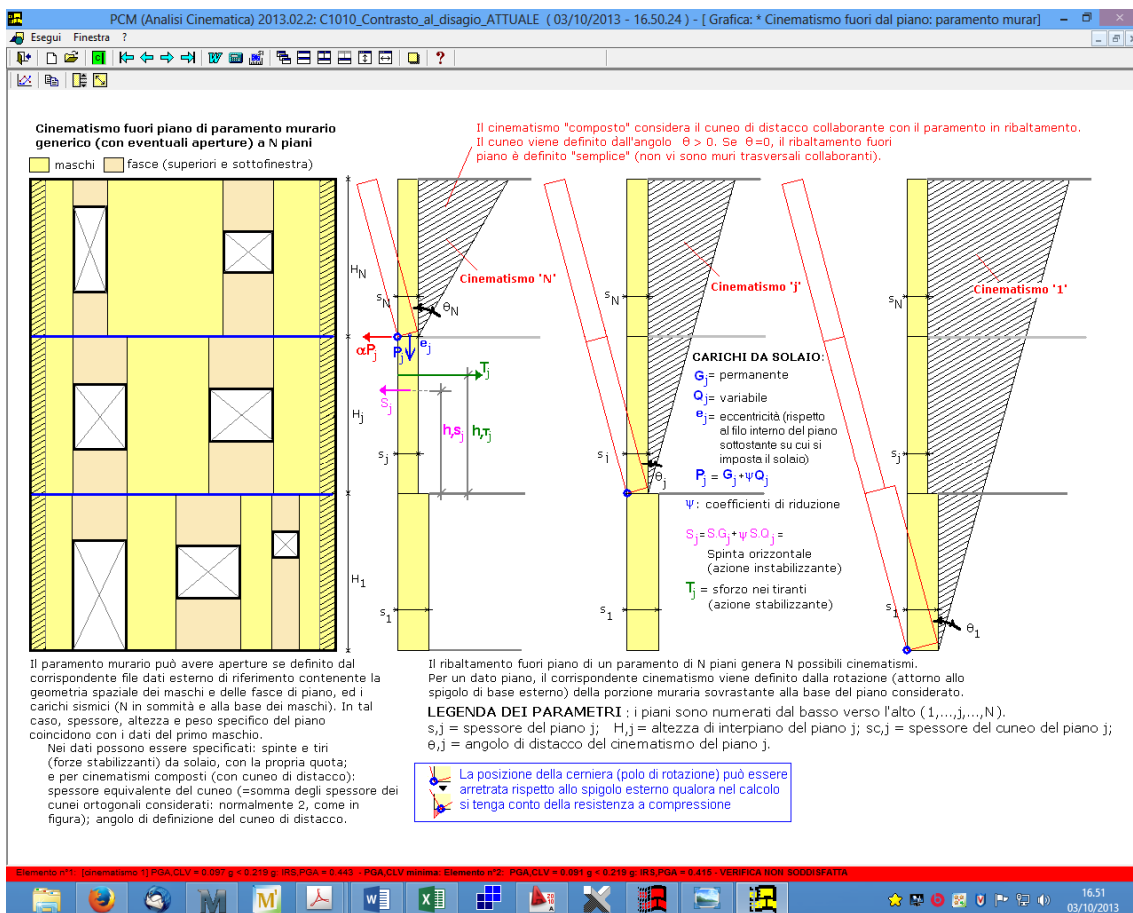


Figura 20- Meccanismo di rottura per ribaltamento

La verifica è stata condotta con l’ausilio del modulo **ESP** integrato all’interno del software PCM. I risultati delle verifiche sono riportate in sintesi nella tabella seguente:

Tab. 45 – Verifiche per rotture “locali” in termini di PGA

Paramento	PGA _C g	PGA _D g	PGA _C / PGA _D
A (Prospetto Sud)	0,081	0,219	0,370
B (Prospetto Nord)	0,079	0,219	0,360
C (Prospetto Est)	0,079	0,219	0,360
D (Prospetto Ovest)	0,079	0,219	0,360

Tab. 46 – Verifiche per rotture “locali” in termini di TR

Paramento	TR _C anni	TR _D anni	TR _C /TR _D
A (Prospetto Sud)	52 (V _N = 4 anni)	712	0,073

Paramento	TR _C anni	TR _D anni	TR _C /TR _D
B (Prospetto Nord)	51 (V _N = 4 anni)	712	0,071
C (Prospetto Est)	51 (V _N = 4 anni)	712	0,071
D (Prospetto Ovest)	51 (V _N = 4 anni)	712	0,071

La verifica risulta non soddisfatta.

La PGA associata risulta comunque maggiore a quella trovata per la crisi globale, quindi non vi saranno meccanismi locali prima del collasso globale.

12.3 Verifiche per SLO

12.3.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Tale verifica risulta soddisfatta quando gli spostamenti interpiano della struttura sotto le azioni di progetto risultano per lo SLO, inferiori a:

$$2/3 \cdot d_r / h = 0.002$$

L'analisi in esame ha dato il seguente valore:

$$d_{\max} / h = 0.00421 > 0.002 \text{ per cui la verifica risulta } \underline{\text{non soddisfatta.}}$$

L'accelerazione massima al suolo (PGA) per questa verifica risulta pari a 0,065 g inferiore a quella avente tempi di ritorno di 30 anni.

13 SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)

13.1 Risultati dell'analisi lineare elastica

La verifica ha dato esito positivo per tutti gli elementi strutturali.
Nel seguito si riporta il prospetto riassuntivo delle verifiche eseguite.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi ris...		
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifiche di Resistenza		
[§4.5.5]		CCC 1 / 10
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	3.216	100%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	1.747	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	1.356	100%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]		
Chiudi		

13.2 Risultati dell'analisi modale

L'analisi è stata volta alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni.

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:

$$G_{,1} + G_{,2} + \sum(\psi_{2,j} * Q_{k,j}).$$

Per l'analisi è stato adoperato il metodo ideato da Lanczos che prevede una normalizzazione rispetto alle masse.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1). I modi sono stati poi combinati con una CQC (*complete quadratic combination*, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1) al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi.

L'assenza di piani rigidi nel caso specifico ha reso necessario considerare ben **34 modi** di vibrare al fine di considerare una massa partecipante superiore all'85%.

L'analisi dinamica del modello numerico descritto ai paragrafi precedenti ha permesso la determinazione delle frequenze principali e dei relativi modi di vibrare della struttura. Essi sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 47 – Modi di vibrare propri fondamentali

N. Modo	Periodo [s]	Frequenza [Hz]	massa part. in X [%]	massa part. in Y [%]	Direzione principale
1	0,762	1,312	2,2	0,0	Modo locale
2	0,728	1,374	0,0	0,0	Modo locale
3	0,655	1,527	0,4	0,0	Modo locale
4	0,549	1,821	0,0	0,0	Modo locale
5	0,518	1,930	16,7	0,2	Prima flessionale in dir. Trasversale dell'Ala Nord
6	0,481	2,079	0,0	0,0	Modo locale
7	0,440	2,273	0,6	0,6	Modo locale
8	0,427	2,342	1,8	26,1	Prima flessionale in dir. Trasversale dell'Ala Est
9	0,410	2,439	4,2	3,3	Seconda flessionale in dir. Trasversale dell'Ala Nord
10	0,380	2,632	7,4	0,5	Seconda flessionale in dir. Trasversale dell'Ala Est
-	-	-	-	-	-
34	0,199	5,025	0,0	0,5	Modo locale
Totale			85,9	85,0	

Come si evince dalla tabella la struttura nello stato attuale ha un comportamento poco “scatolare”, sono molti infatti i modi locali che si attivano a causa dell’assenza di setti trasversali in grado di trattenere le pareti longitudinali; anche i modi “principali” ovvero il modo 5 e 8 hanno frequenze piuttosto basse e coinvolgono poca massa (16 e 26%).

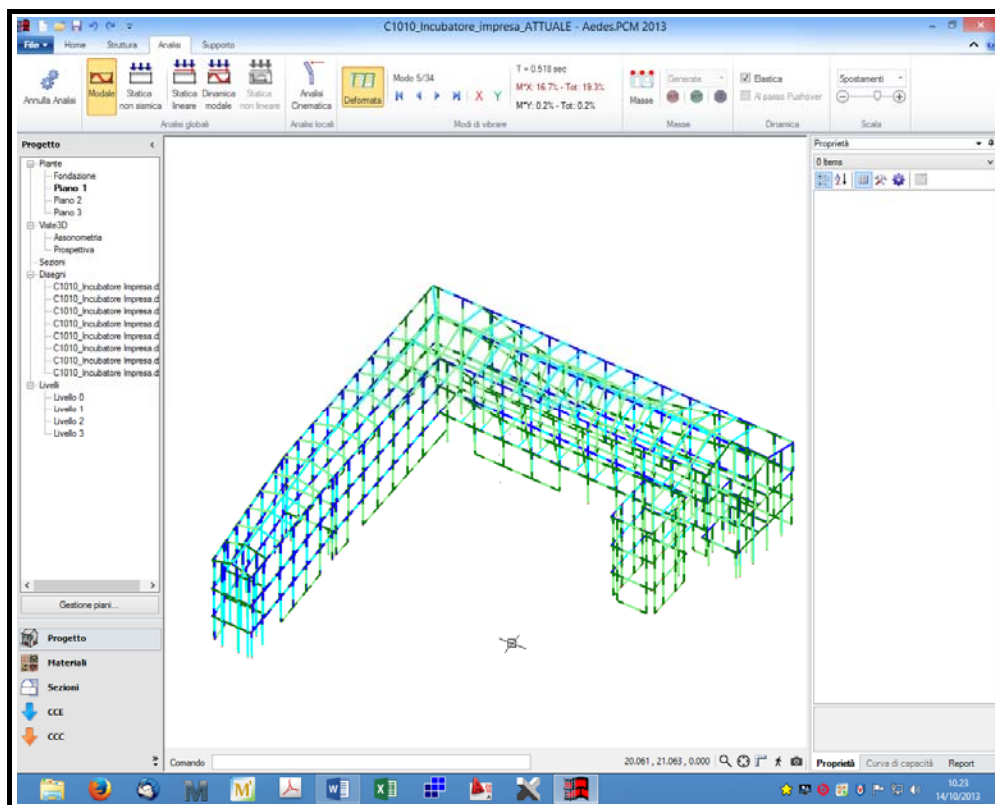


Figura 21 – Modo di vibrare n.5- Principale in dir. Trasversale (Ala Nord)

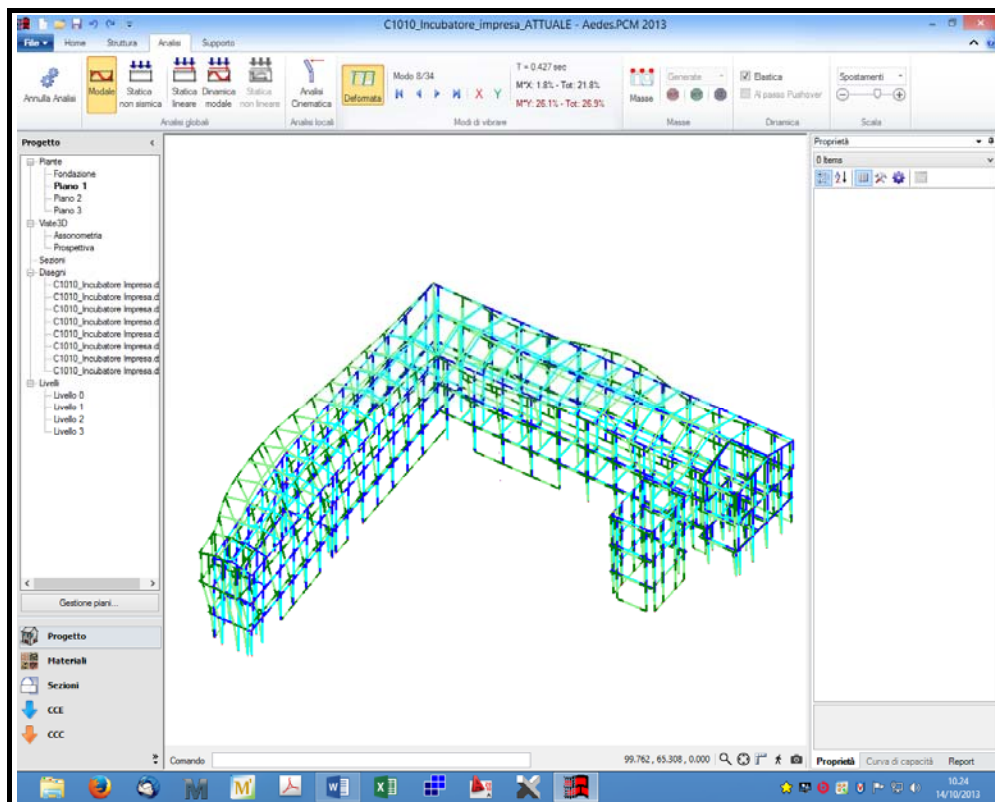
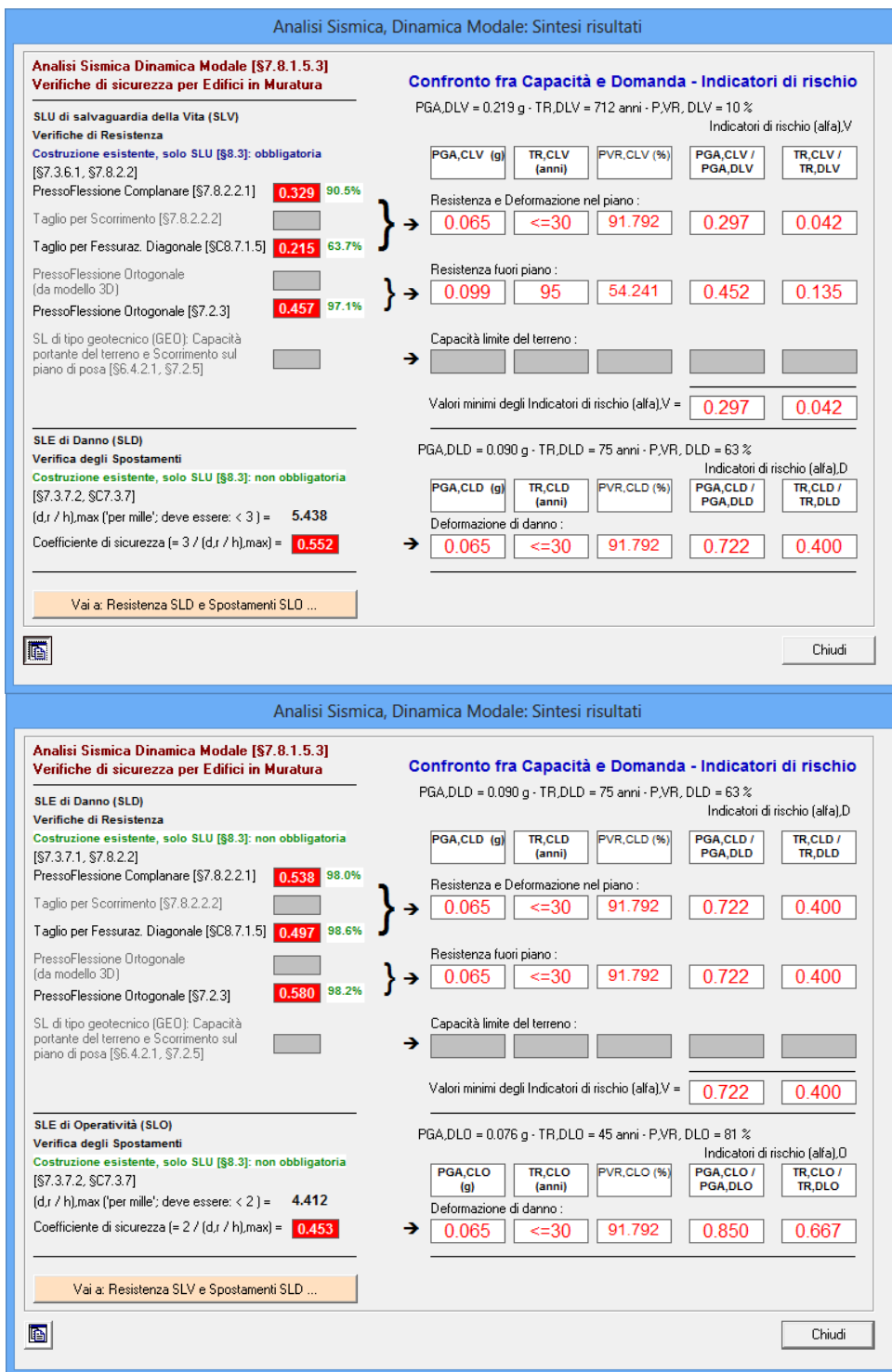


Figura 22 – Modo di vibrare n.8- Principale in dir. Trasversale (Ala Est)

13.3 Risultati dell'analisi dinamica lineare

Nei prospetti seguenti si riportano in forma sinottica i risultati delle verifiche eseguite.



* I valori di PGA riportati nel prospetto sono al lordo del coefficiente S (Ss*St)

14 CALCOLI SEMPLIFICATI PER IL CONTROLLO DEI RISULTATI [§ 10.2]

E' stato eseguito un controllo dei risultati attraverso il controllo di parametri semplici ma significativi:

- le reazioni vincolari globali in direzione verticale sono state confrontate con le risultanti dei carichi agenti;
- Le reazioni vincolari globali in direzione orizzontale sono state confrontate con la risultante dei tagli di piano.

15 VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)

15.1 Studio geologico e Indagini geognostiche

I dati geologici e geotecnici dell'area intervento sono stati desunti da una campagna di indagini esistente eseguita dal Dott. Geol. *Luigi GIAMMATTEI* (INGEO) nel febbraio 2010 a supporto del Progetto Definitivo *PIUSS Lucca Dentro*.

In particolare sono state eseguite le seguenti prove:

- N. 2 prove penetrometriche di tipo statico (CPT) approfondite in modalità dinamica superpesante (DPSH);
- N. 1 saggio con escavatore per accertare lo stato e la geometria delle fondazioni (SG.2);
- N. 2 sondaggi a carotaggio continuo;
- N. 2 stese sismiche a rifrazione con onde SH ed onde P;
- N.1 prospezione sismica in foro (Down Hole).

I risultati degli studi e delle indagini di cui sopra sono stati presi a riferimento per determinare la classificazione della categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica, per eseguire le verifiche geotecniche e per stabilire l'interazione fondazione-sovrastuttura.

15.2 Descrizione dell'area

La città di Lucca è situata nella porzione occidentale di una pianura alluvionale, detta "Piana di Lucca", che è solcata dal fiume Serchio, ed è delimitata a nord dai monti denominati "Pizzorne", costituenti i primi rilievi dell'Appennino Tosco-Emiliano. Sul lato nord-ovest ed ovest la pianura di Lucca è delimitata dai "Monti di Oltreserchio", mentre a sud è delimitata dai Monti Pisani, che la separano dalla Valdarno e dalla pianura pisana. Ad est la piana di Lucca è orlata dai rilievi collinari di Porcari-Montecarlo, e dalle colline delle Cerbaie. Fra Altopascio ed i rilievi dei Monti Pisani si trova una zona pianeggiante che costituiva anticamente l'alveo del "Lago di Sesto" o "Lago di Bientina", bonificato; attraverso questa pianura scorrono canali che drenano una parte delle acque della Piana di Lucca verso la Valdarno, sfociando nel fiume Arno.

Il fiume Serchio scorre in un alveo arginato e pensile nella porzione occidentale della pianura, sfociando nella zona di Migliarino – Marina di Vecchiano, dopo essere passato fra i Monti Pisani ed i Monti di Oltreserchio attraverso la soglia di Ripafratta-Filettole. La città di Lucca è situata in sinistra idrografica del Serchio.

15.3 Descrizione delle opere di fondazione

Le fondazioni sono di tipo "continuo in muratura mista di pietrame e laterizio" disposti su filari pressochè regolari legati da malta di buone caratteristiche meccaniche. A circa 60 cm di profondità esse si allargano fino alla profondità di circa 1.2 m. Il tutto poggia su uno strato di conglomerato costituito da scapoli di pietra, laterizio legati da una matrice di buone caratteristiche meccaniche (SG.2).

15.4 Stratigrafia

Le indagini condotte e descritte nella relazione geologico-tecnica redatta dalla INGEO “Ingegneri e geologi associati” a firma del Dt. Geol. Francesco Rossi hanno evidenziato una buona omogeneità stratigrafica sia orizzontale che verticale.

Fatta eccezione per le aree che ricadono all'esterno delle mura urbane, in cui dal piano campagna fino ad una profondità di circa 4m si osserva un orizzonte costituito da limi sabbiosi argillosi localmente noti con il nome di “Bellettone”, nelle restanti verticali indagate dal piano campagna fino a circa 1,80 / 3,6m di profondità è stata riscontrata la presenza di un orizzonte limo sabbioso con numerosi frammenti di laterizi che va a costituire un terreno di riporto di un'epoca storica recente.

Oltre, fino a circa 4,10m / 7,0m dal piano campagna troviamo il “Bellettone” che sormonta un orizzonte di spessore medio di circa 15,0 m costituito da ciottoli, ghiaie e sabbie addensate che rappresenta depositi olocenici di alta energia del fiume Serchio e che costituiscono l'acquifero principale della pianura lucchese; questi sono confinati alla base (a partire da 18,0 a 20,0m dal p.c.) dall'orizzonte argilloso impermeabile dei depositi fluvio-lacustri.

A maggior chiarimento, si riporta di seguito la descrizione dei terreni che compongono la successione stratigrafica usata per la modellazione e le verifiche geotecniche, in cui sono indicate le quote, le potenze e le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati:

- STRATO 1 - da 0.70 a 1.70 m di profondità: terreno di riporto;
- STRATO 2 - da 0,7/1.70 a 7.00 m di profondità: limo- sabbiosi (Bellettone)
- STRATO 3 -da 7.00 a 18.00 m di profondità: depositi di ghiaia e sabbia densa.

Dal punto di vista idrogeologico, dati bibliografici riportano una sottogiacenza della falda acquifera variabile tra 1,00m e 4,00m di profondità dal piano campagna (Provincia di Lucca, studio “*Tutela dell'inquinamento dei corpi idrici sotterranei della pianura di Lucca*” 1996; Comune di Lucca, Piano strutturale comunale, 2001-Tav A1), a seconda dei periodi di massima e minima ricarica dell'acquifero. Questi dati sono stati confermati dalle misure in sito effettuate durante la campagna geognostica che hanno evidenziato la presenza della **falda acquifera a profondità comprese tra 1,30 e 3,0 metri dal piano campagna.**

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione del Dott. Francesco Rossi.

15.5 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei vari strati di terreno risultano:

STRATO 2 (piano di posa della fondazione)

- angolo di attrito interno: $\phi = 26^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0.05$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 16.00$ kN/m³
- modulo edometrico: $E_{ed} = 150$ daN/cm²
- modulo di Poisson: $\nu = 0.36$

STRATO 3

- angolo di attrito interno: $\phi = 35^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 17.00$ kN/m³
- modulo edometrico: $E_{ed} = 300$ daN/cm²
- modulo di *Poisson*: $\nu = 0.30$

15.6 Suscettibilità alla liquefazione

Vista la natura del terreno si può escludere la suscettibilità alla liquefazione.

15.7 Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC)

Dai calcoli svolti si ricava un valore di $V_{s,30}$ di circa **302-316 m/s**; ai sensi del D.M. 14.01.2008 l'area di indagine risulta ricadere nella Categoria di Suolo C:

“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”.

15.8 Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC)

L'esame della morfologia e della configurazione del terreno circostante consente di stabilire la categoria topografica del sito in esame:

T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

15.9 Verifica delle fondazioni

Come indicato nel § C.8.A.5.11 della circolare delle NTC, “l'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma”, quindi è in genere possibile omettere le verifiche in fondazione nei casi di:

- assenza di dissesti importanti di qualsiasi natura attribuibili a dissesti fondali;
- impossibilità di innesco di fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Entrambe queste circostanze sono ampiamente soddisfatte anche in virtù delle buone caratteristiche meccaniche del terreno di sedime.

16 VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO – SINTESI DEI RISULTATI

16.1 Risultati dell'analisi

La valutazione della sicurezza consiste nel determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

L'entità dell'azione sismica sostenibile è denominata Capacità, l'entità dell'azione sismica attesa è denominata Domanda. Entrambe sono state determinate per i vari stati limite considerati (SLC, SLV, SLD ed SLO).

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori di PGA_c e T_{RC} corrispondenti all'attivazione dei diversi SL per diversi elementi o meccanismi.

La PGA che viene riportata comprende gli effetti eventuali di amplificazione locale (S_s , S_T e C_c).

Tab. 48 – Valutazione della capacità per edifici in muratura

Stati limite		Resistenza nel piano di un pannello murario	Resistenza fuori piano di un pannello	Meccanismi locali	Martellamento	Deformazione
PGA _c	SLO	-				0,065
	SLD					-
	SLV	0,065	0,099	0,079	-	-
	SLC	-				-
T _R	SLO	-				<30
	SLD					-
	SLV	<30	95	51	-	-
	SLC	-				-

16.2 Domanda di PGA

La Domanda in termini di PGA, valori delle accelerazioni di picco al suolo, ed i relativi valori dei periodi di ritorno associati all'azione sismica per gli stati limite considerati nelle verifiche risultano (con $S_{SLV}=1.49$, $S_{SLO}=1.50$):

Tab. 49 – Valori della domanda di PGA

Stati limite	T_r [anni]	PGA_D $a_g[g] \cdot S$
Operatività (SLO)	45	0,076
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0,219

16.3 Indicatori di rischio (fattore di accelerazione)

L'indicatore di rischio sismico è dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA.

α_{u_SLC} è un indicatore del rischio di collasso, α_{u_SLV} del rischio per la vita, mentre α_{u_SLO} del rischio di non operatività. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Tab. 50 – Indicatori di rischio

Stati limite	Indice	$f_a = PGA_C / PGA_D$
Operatività (SLO)	α_{u_SLO}	0,850
Salvaguardia Vita (SLV)	α_{u_SLV}	0,297

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

17 CONCLUSIONI

17.1 Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

L'edificio nel suo complesso si presenta in uno stato di conservazione discreto ed ha una buona capacità di resistere alle sollecitazioni indotte dalle azioni antropiche (permanenti e carichi di esercizio). Se si considerano le azioni sismiche invece essa presenta diverse carenze dovute a vulnerabilità intrinseche allo schema strutturale stesso concepito in fase di progettazione. Nel seguito sono elencati tutti gli indici di vulnerabilità emersi dalle analisi per ciascun meccanismo considerato:

17.1.1 Maschi murari

In sintesi per lo SLV a fronte di una domanda di $PGAD_{SLV}$ di **0.219 g**, si ha:

1 – per i meccanismi di collasso **nel piano (pressoflessione complanare e taglio)** una capacità di $PGAC_{SLV}$ per SLV pari a **0.065 g** ($T_r=30$ anni), da cui si ha che l'indice di rischio risulta pari a **0.297**.

L'indice di rischio minimo risulta quello relativo a questa verifica.

2 – per i meccanismi di collasso **fuori piano (pressoflessione ortogonale)** una capacità di $PGAC_{SLV}$ per SLV pari a **0.099 g** ($T_r=95$ anni), da cui si ha che l'indice di rischio risulta pari a **0.452**.

3 – per i meccanismi di collasso **locale** (cinematismi) una capacità di $PGAC_{SLV}$ per lo SLV pari a **0.079 g** ($T_r=51$ anni), da cui si ha che l'indice di rischio risulta pari a **0.360**.

17.1.2 Sintesi

L'edificio è parte di un “aggregato edilizio” e planimetricamente è dato dalla composizione di due corpi di fabbrica che si intersecano formando una “L”. Quindi esso ha una forma “aperta”, poco compatta e questo lo rende estremamente vulnerabile per azioni orizzontali.

L'edificio può essere datato inizi XIX secolo quindi è stato senz'altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica. Certamente esso è stato progettato utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture, con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, con un proporzionamento geometrico, configurabile come *regole dell'arte*. Tale approccio è senz'altro valido per il dimensionamento per i carichi gravitazionali ma quasi mai ha condotto nel passato a strutture “sismoresistenti”.

Anche l'edificio in esame non fa eccezione, già infatti ad una prima analisi esso appare dotato di scarse risorse, tra le carenze spicca fra tutte l'assenza quasi totale di setti trasversali, ovvero l'insufficienza di ritegni trasversali per i maschi longitudinali (interasse fino a 56) che espone la struttura al rischio di rotture locali per flessione fuori del piano delle pareti, quindi a “collassi locali”.

La probabilità di innesco di meccanismi di ribaltamento rigido è alta anche a causa dell'assenza di cordoli di piano in grado di indurre il comportamento “scatolare” delle murature. L'assenza inoltre di solai sufficientemente rigidi in molti campi fa sì che l'azione sismica non riesca a ripartirsi in modo appropriato.

Paradigma qualitativo della vulnerabilità più grave ovvero l'assenza di maschi nella direzione trasversale è la bassa percentuale di area di taglio nella direzione trasversale, inferiore al 2% della superficie (molto minore del 6% richiesto dalle analisi semplificate)

Si consiglia di mettere in atto nell'ambito del progetto di miglioramento sismico dell'immobile gli interventi atti a sanare queste lievi carenze.

17.1.3 Possibili interventi per ovviare alle carenze strutturali riscontrate

Di seguito si elencano gli interventi ritenuti necessari:

- a. Riduzione delle masse mediante sostituzione degli stati portati di solaio e sostituzione dei divisori tradizionali con divisori in cartongesso.
- b. Realizzazione del piano "rigido" in corrispondenza dei solai originari in acciaio e laterizio privi di soletta armata. Tale irrigidimento potrà essere realizzato mediante la realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato leggero efficacemente collegata ai muri perimetrali mediante inghisaggio di barre di armatura di opportuno diametro. La stessa soletta dovrà essere collegata alle nervature in laterizio mediante specifici connettori a taglio (pioli Nelson);
- c. Per indurre il comportamento scatolare delle murature si consiglia di realizzare delle "legature" a livello di piano. Esse potranno essere realizzate con tradizionali catene munite di capichiave, con profilati in acciaio a "L" collegati tra loro in modo da realizzare una serie di cerchiature o più semplicemente con fasci di armature disposti sul perimetro connesse tra loro con ganci ad uncini e inghisate alle pareti perimetrali (*peripheral ties*).

18 APPENDICE 1 – OUTPUT GRAFICI DEI MODELLI

18.1 Modello FEM dell'intero edificio (software PCM 2013)

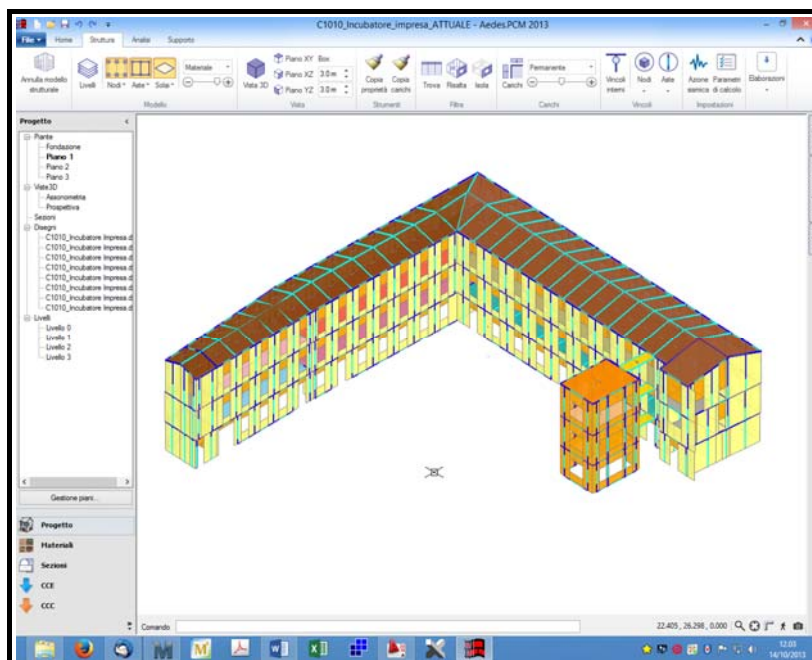


Fig. 23 – Modello PCM 2013 - Vista assometrica del modello con distinzione cromatica degli elementi strutturali in base ai materiali (Vista Sud-Est)

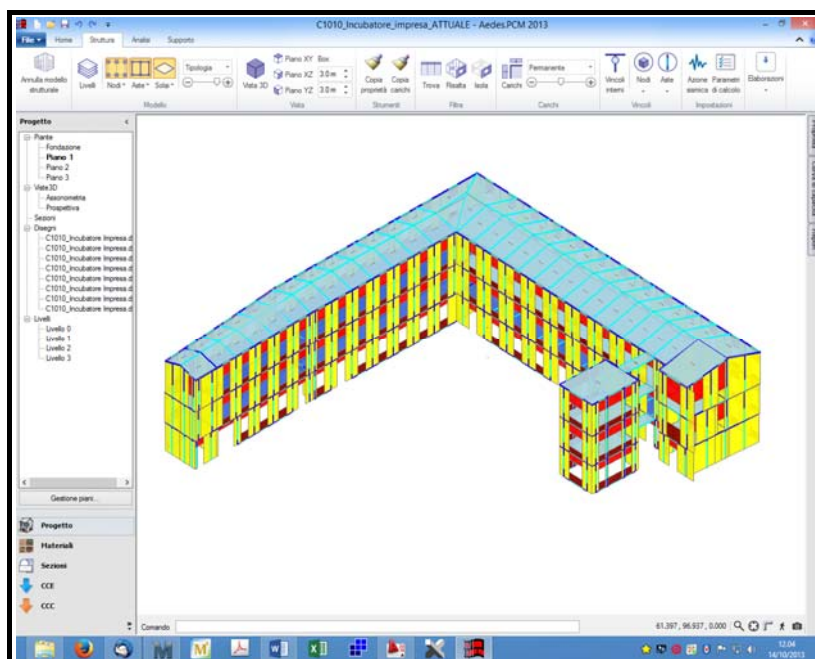


Fig. 24 – Modello PCM 2013 - Vista assometrica del modello con distinzione cromatica degli elementi strutturali in base alla tipologia

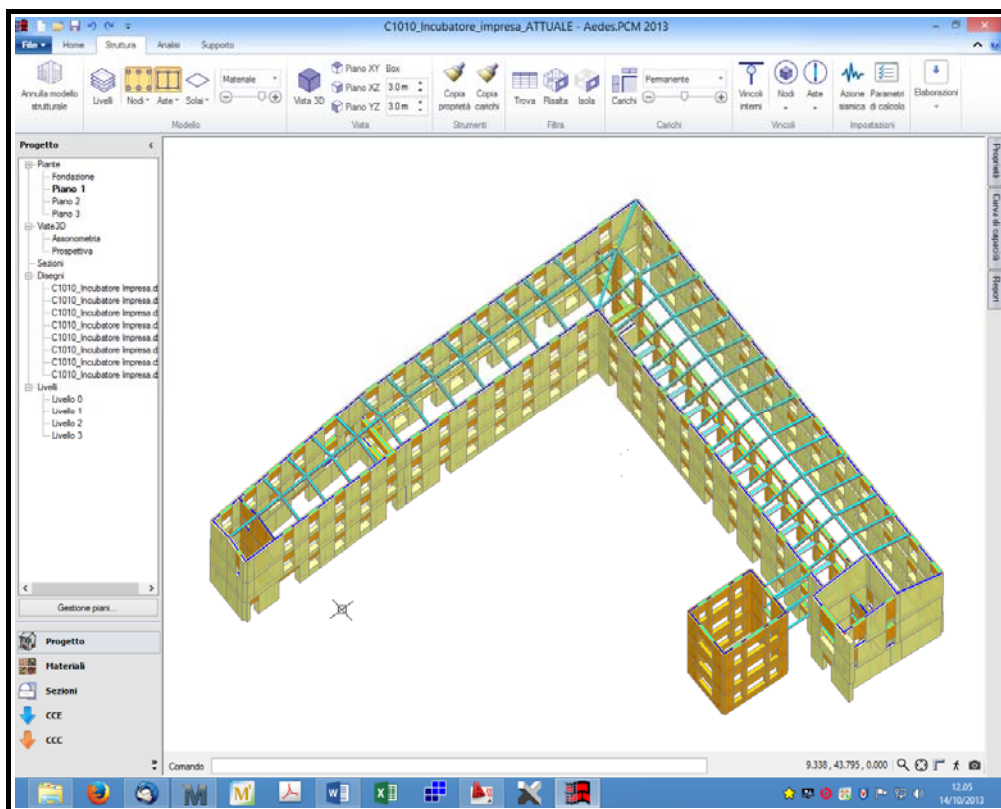


Fig. 25 – PCM 2013 - Vista assonometrica del modello con in evidenza le strutture portanti verticali

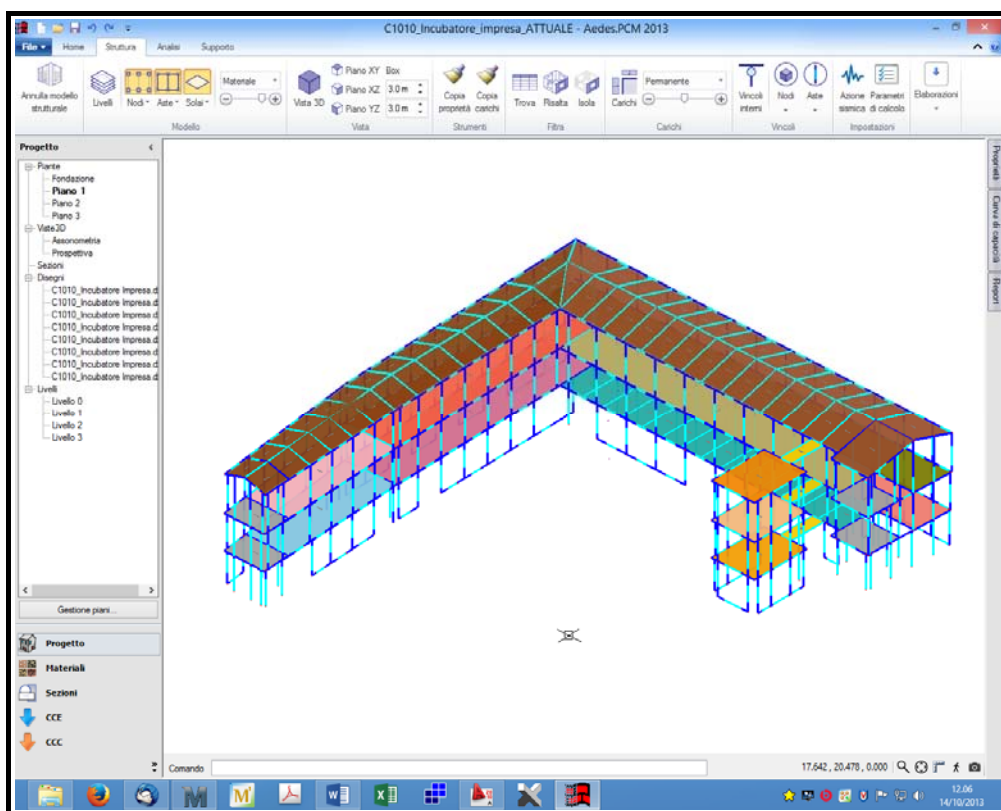


Fig. 26 – PCM 2013 - Vista assonometrica del modello con in evidenza dei teli “equivalenti”

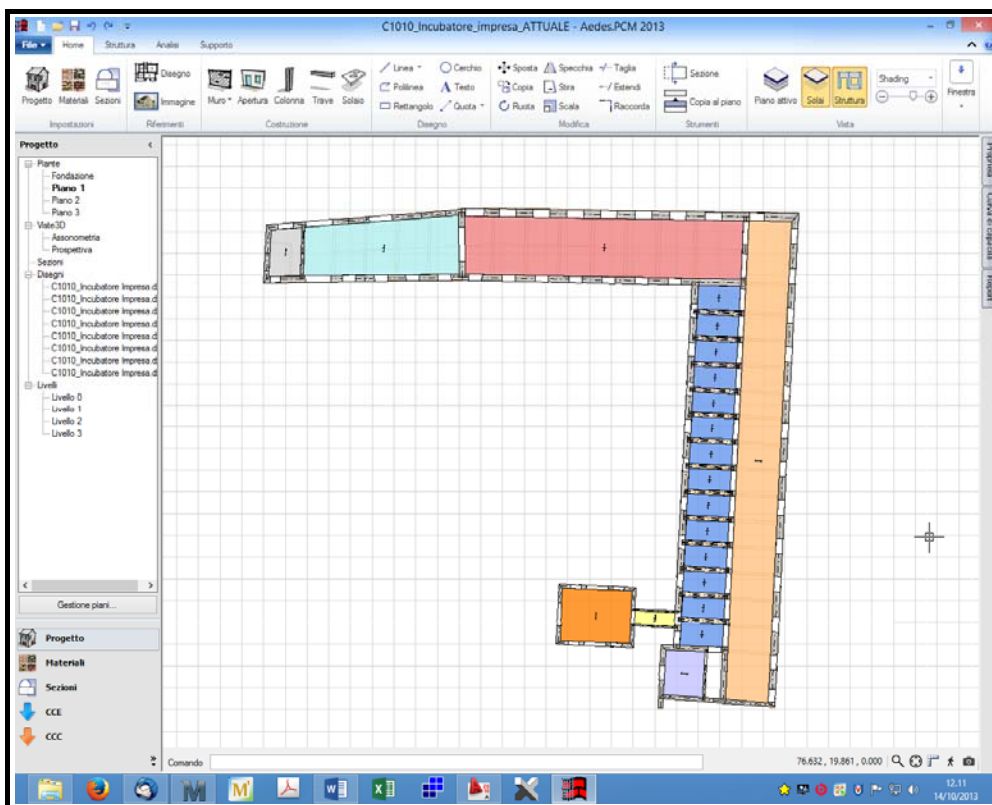


Fig. 27 – Modello PCM - Pianta Piano Primo

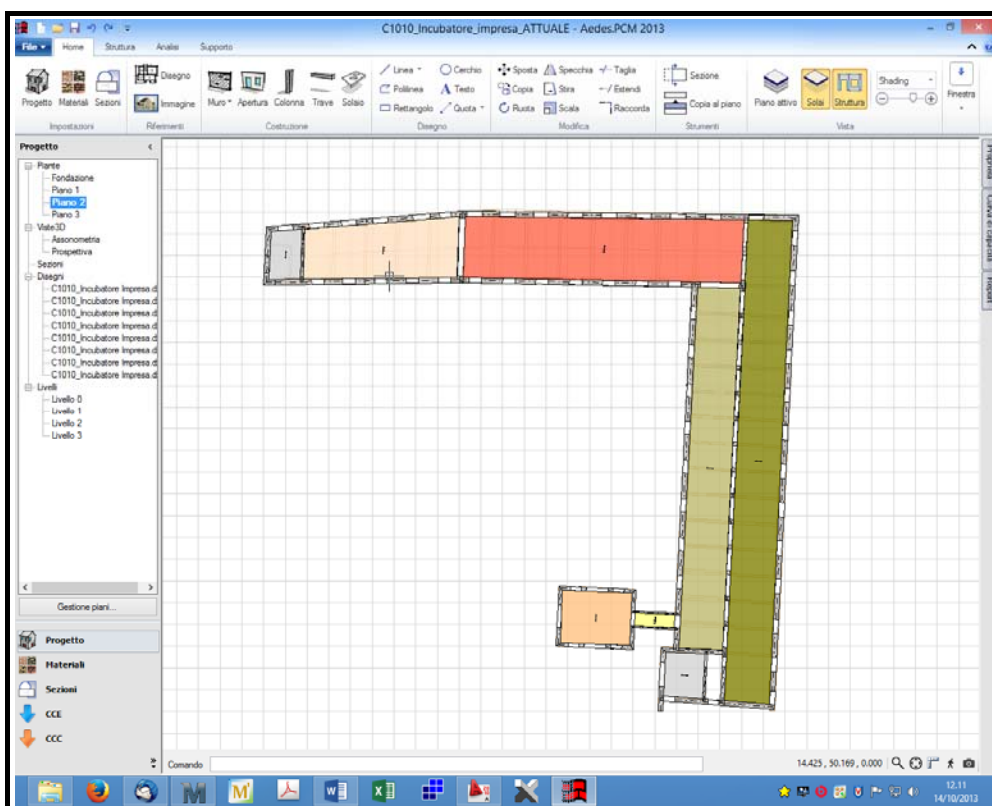


Fig. 28 – Modello PCM 2013 - Pianta Piano Secondo

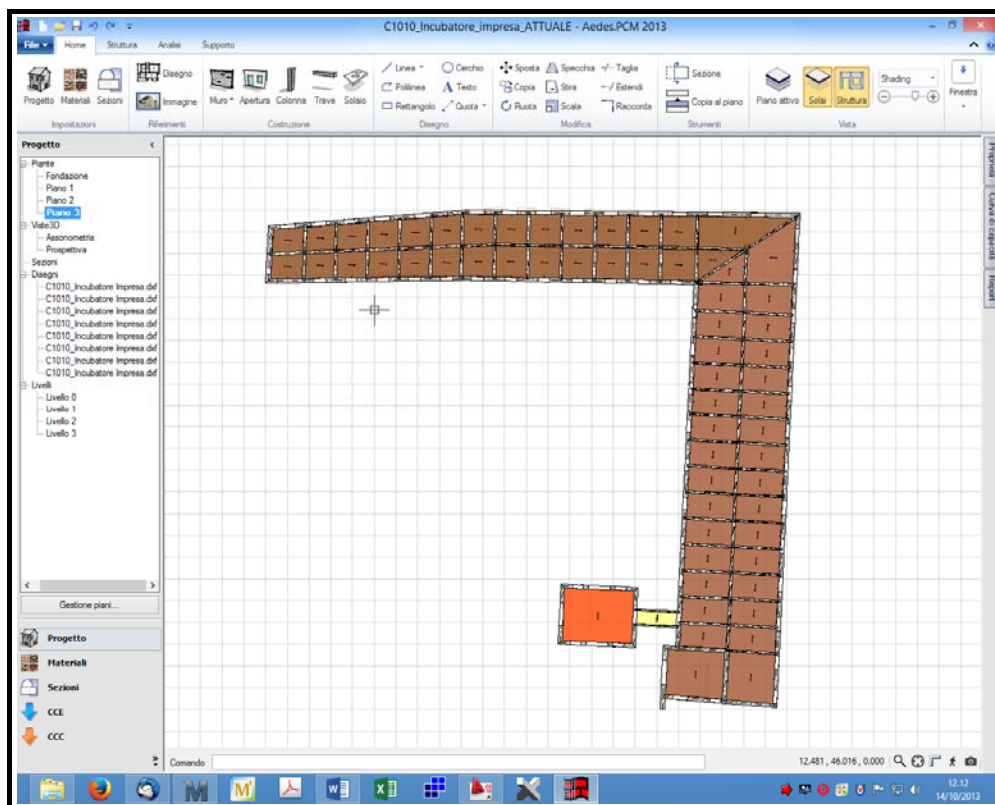


Fig. 29 – Modello PCM 2013 - Pianta Coperture

18.1 Modello FEM della Capriata "Tipo A" (software SAP 2000)

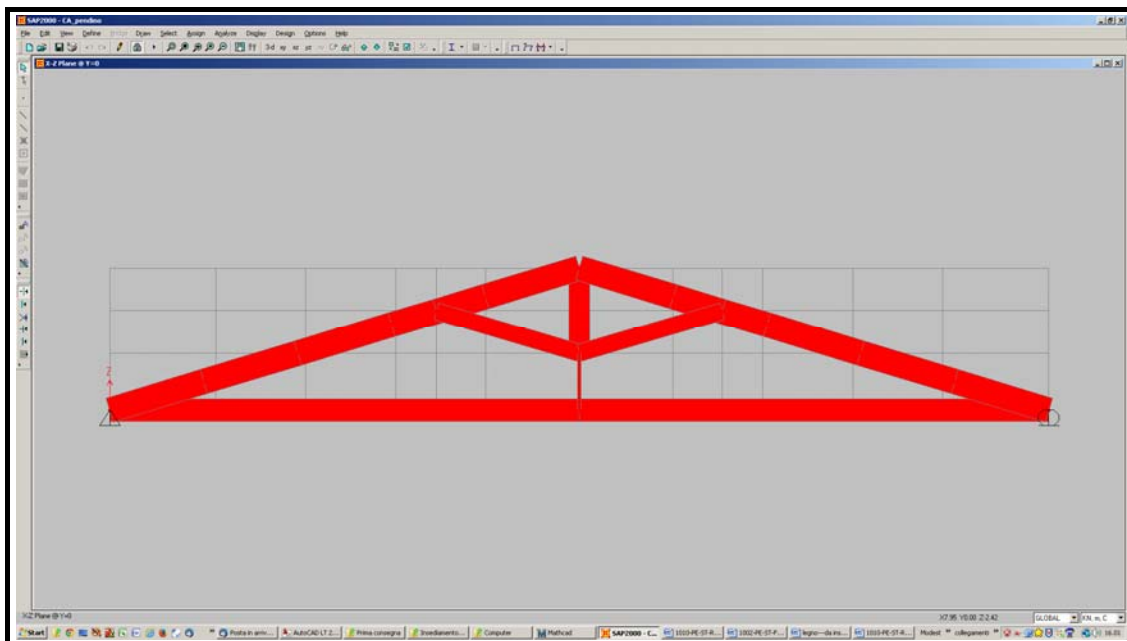


Fig. 30–Vista estrusa del modello piano

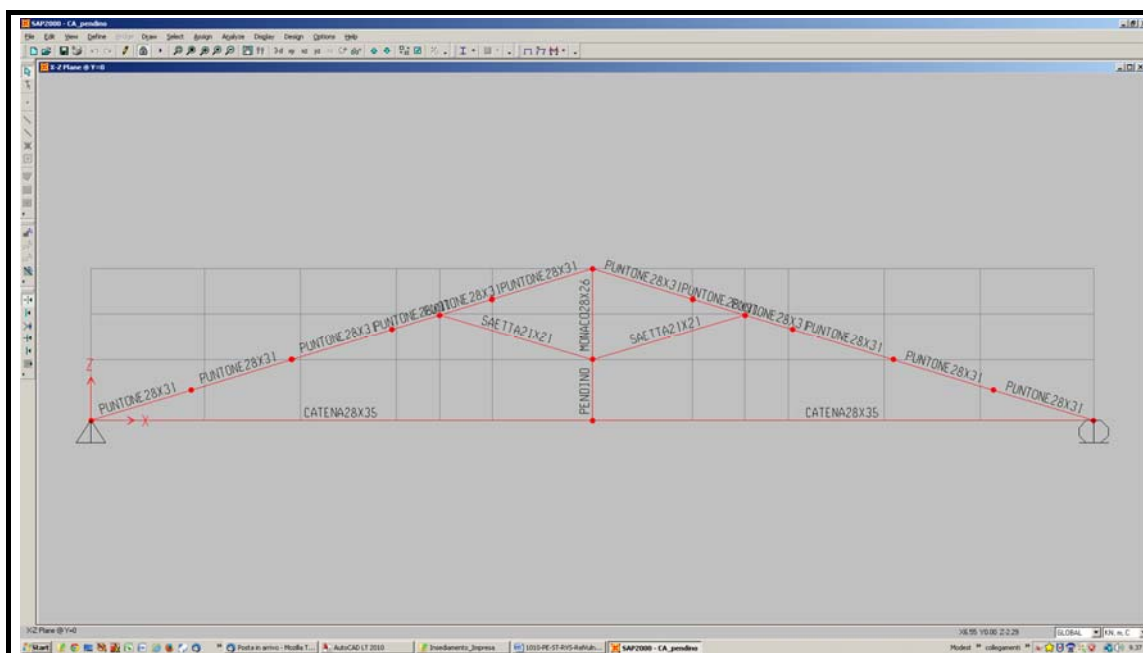


Fig. 31– Vista degli elementi beam

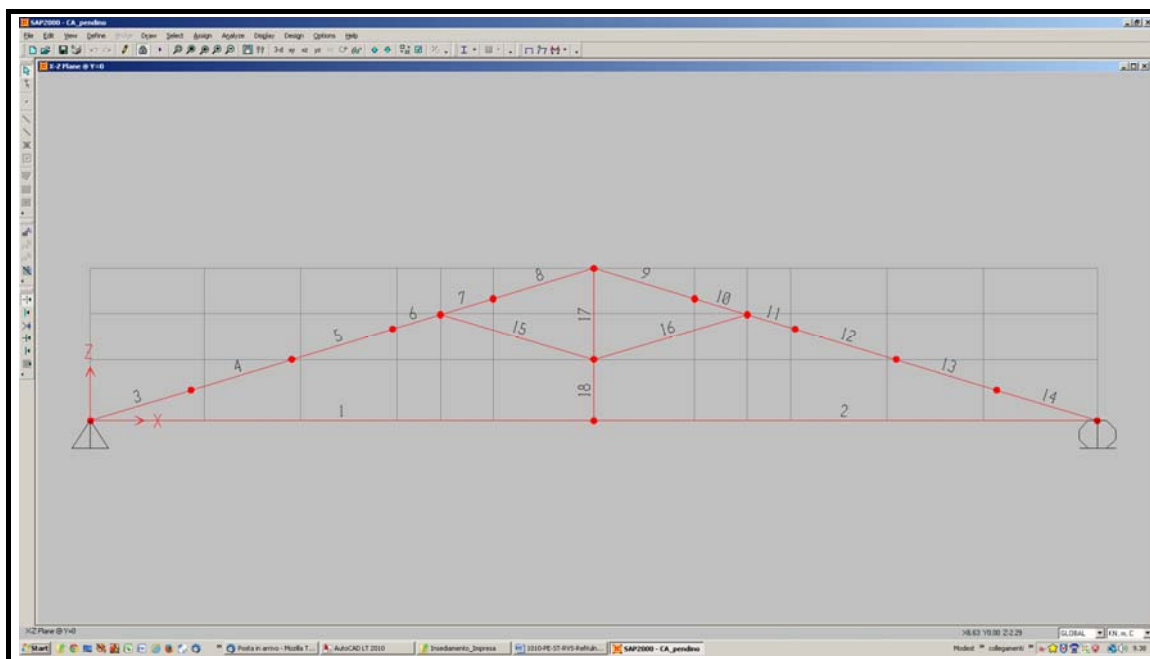


Fig. 32–Numerazione delle aste (elementi beam)

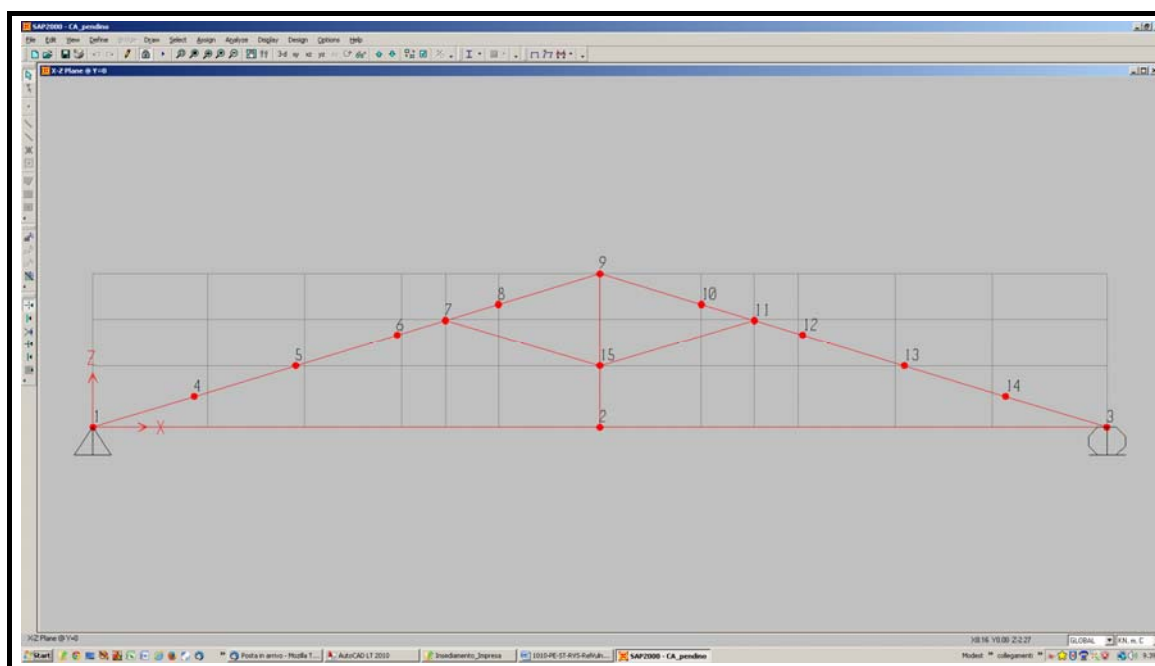


Fig. 33– Numerazione dei nodi (elementi joint)

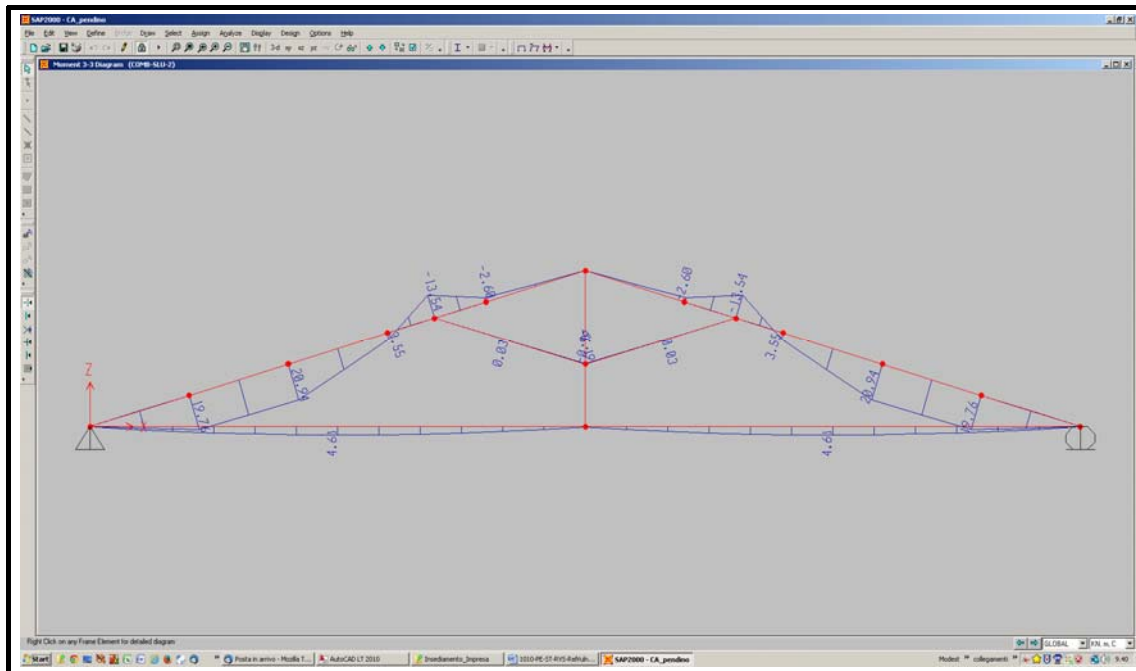


Fig. 34– Diagramma del Momento flettente - Comb. SLU-2

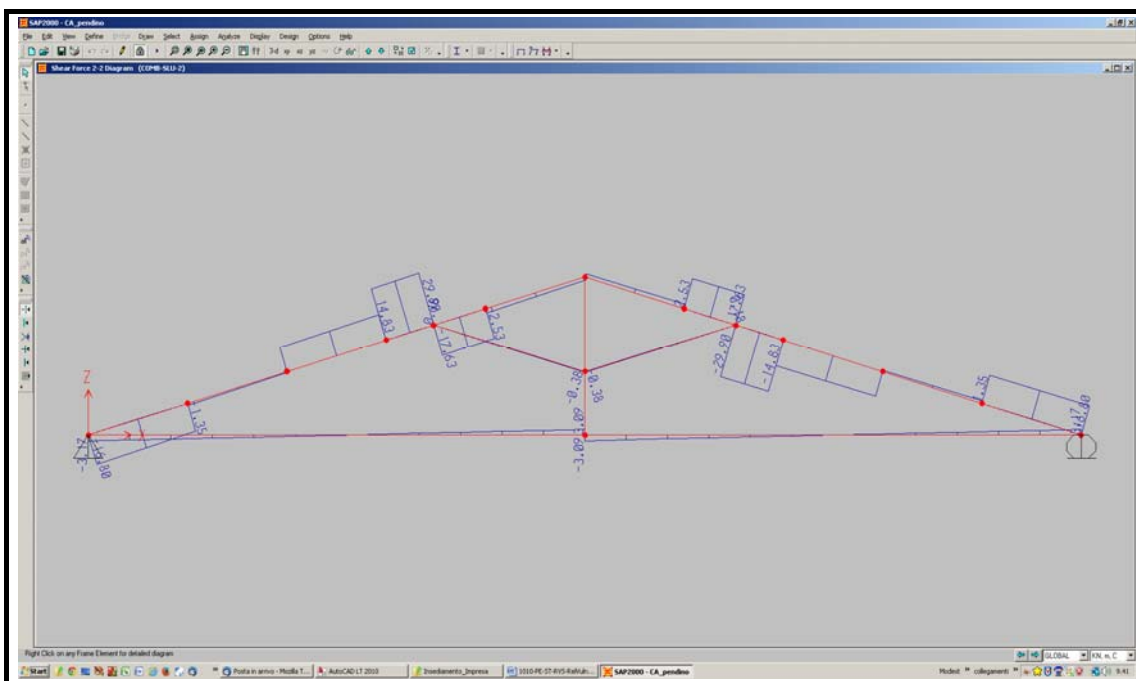


Fig. 35– Diagramma del Taglio - Comb. SLU-2

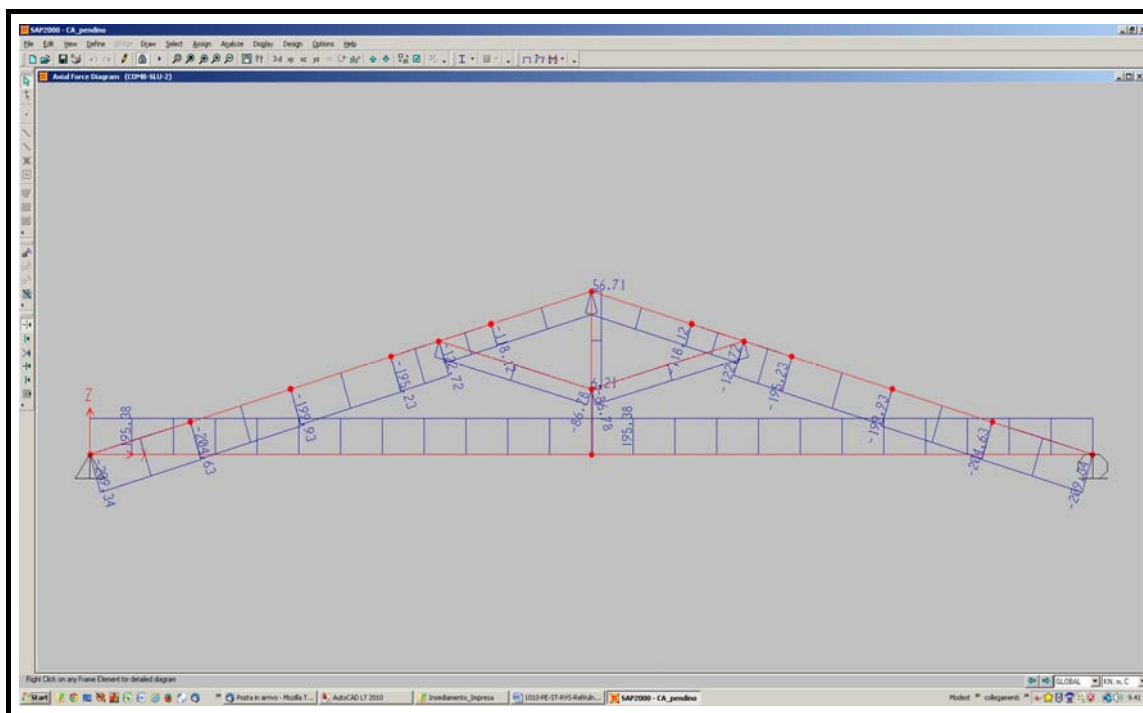


Fig. 36– Diagramma dello Sforzo normale – Comb. SLU-2

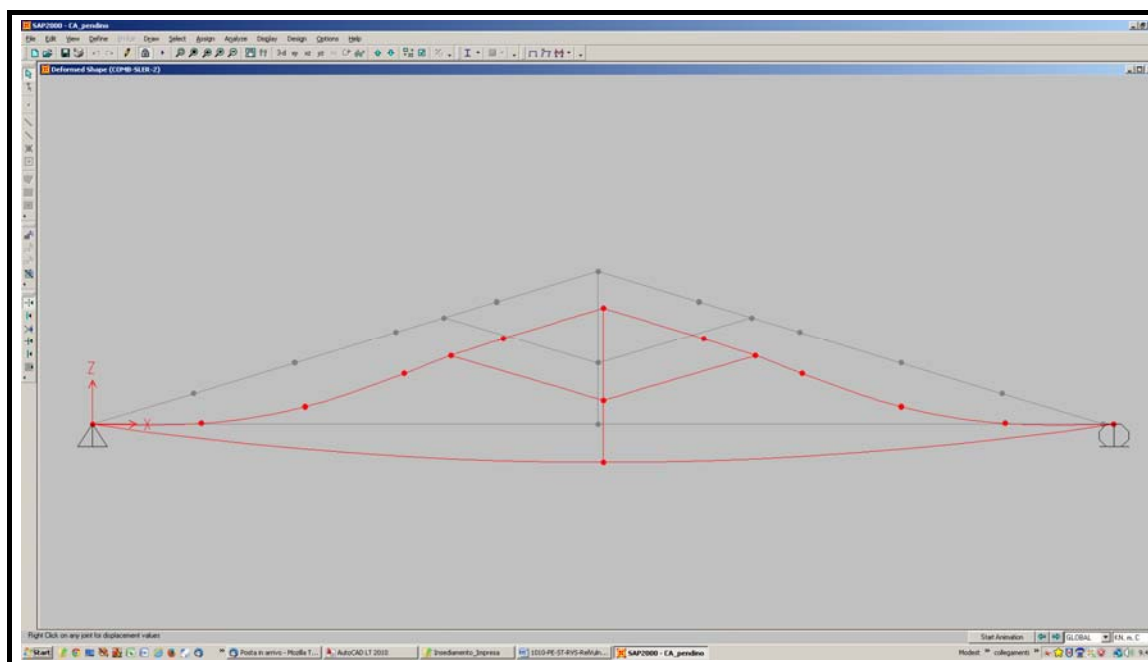


Fig. 37– Deformata elastica-SLER-2

18.2 Modello FEM della Capriata “Tipo B” (software SAP 2000)

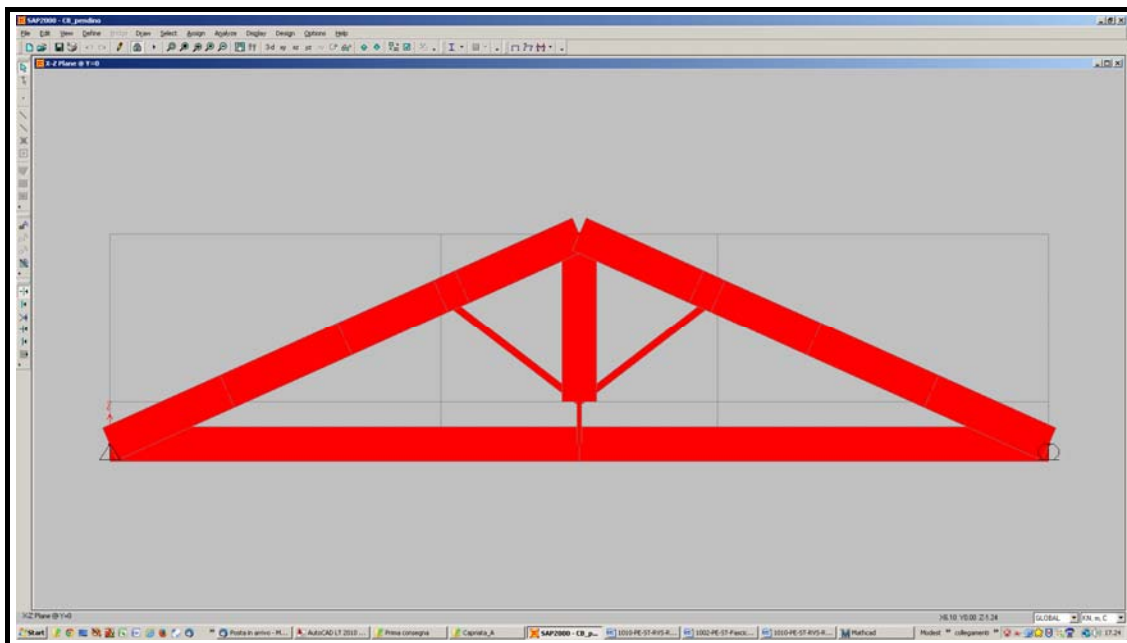


Fig. 38– Vista estrusa del modello piano

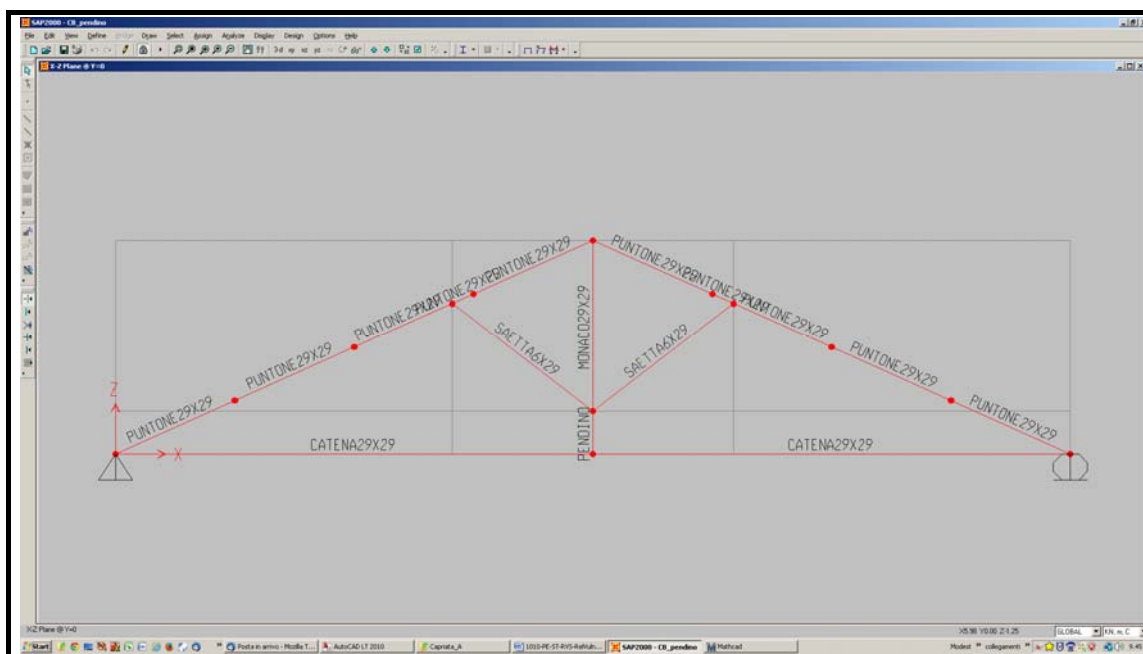


Fig. 39– Vista degli elementi beam

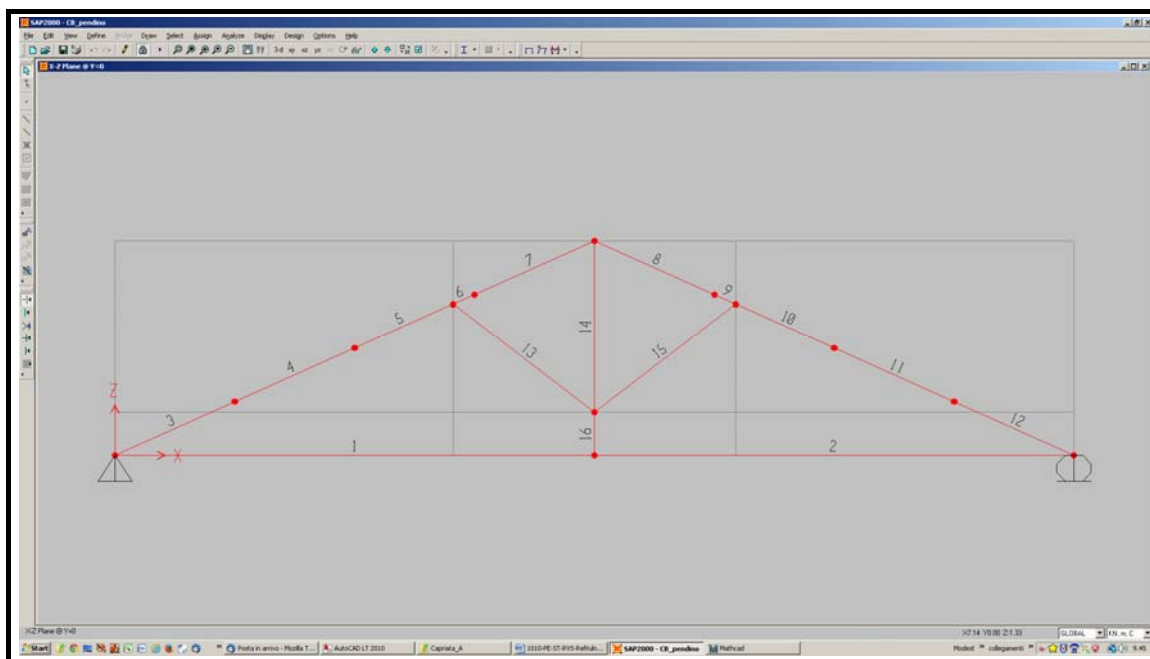


Fig. 40– Numerazione delle aste (elementi beam)

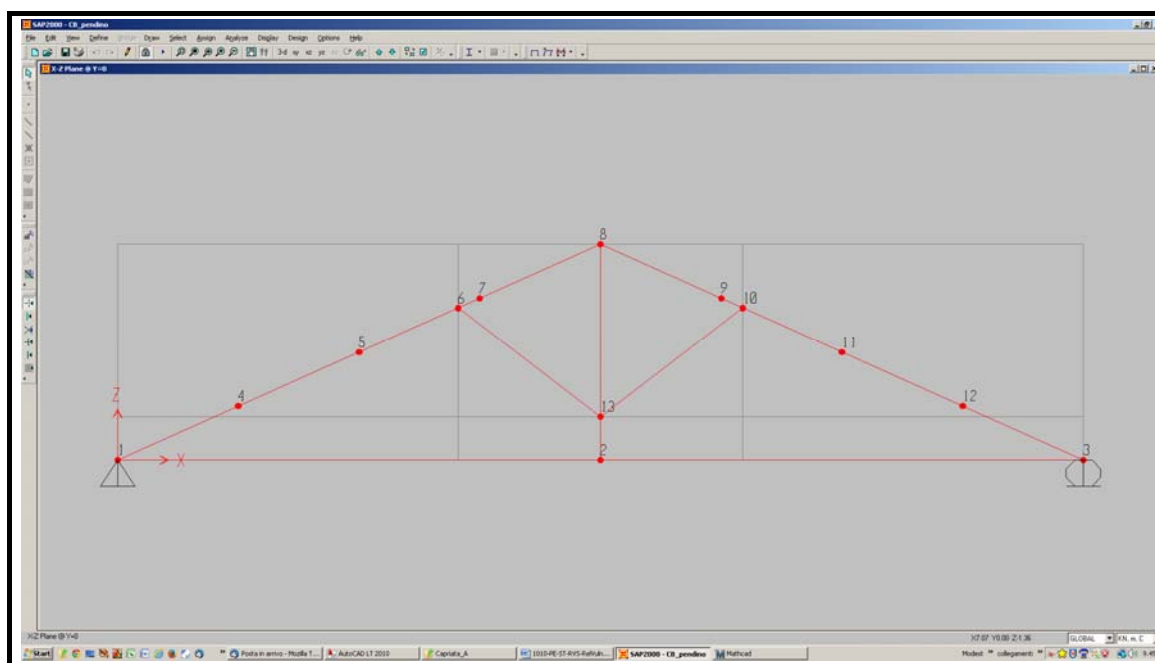


Fig. 41– Numerazione dei nodi (elementi joint)

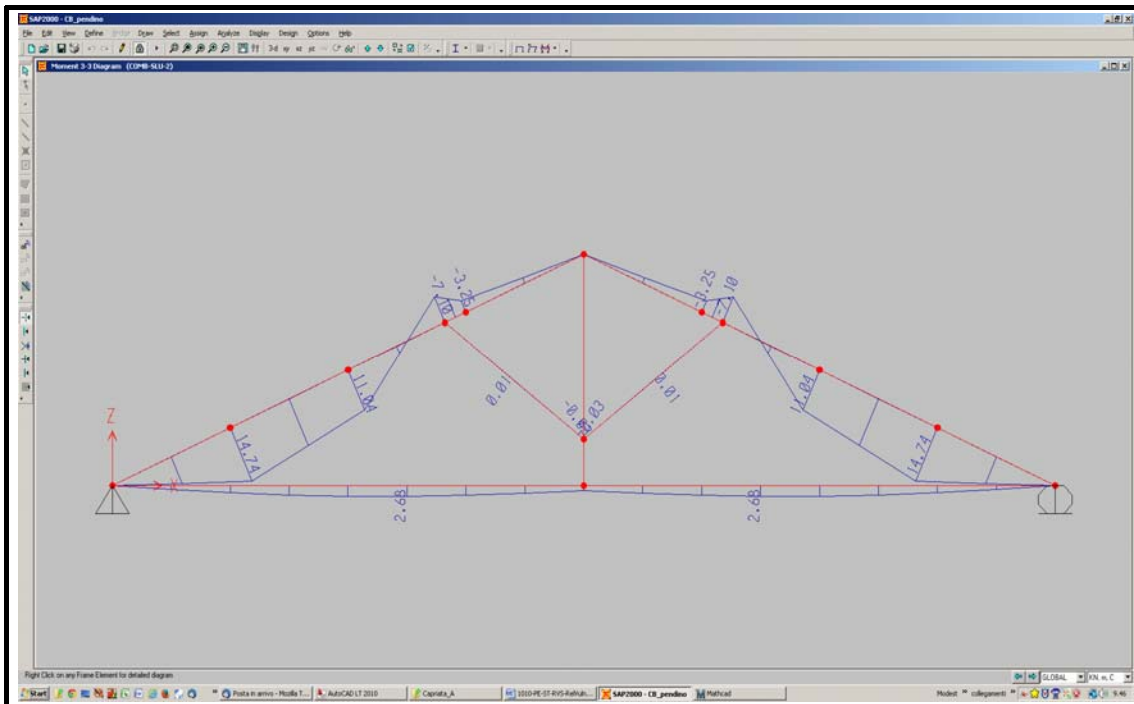


Fig. 42– Diagramma del Momento flettente - Comb. SLU-2

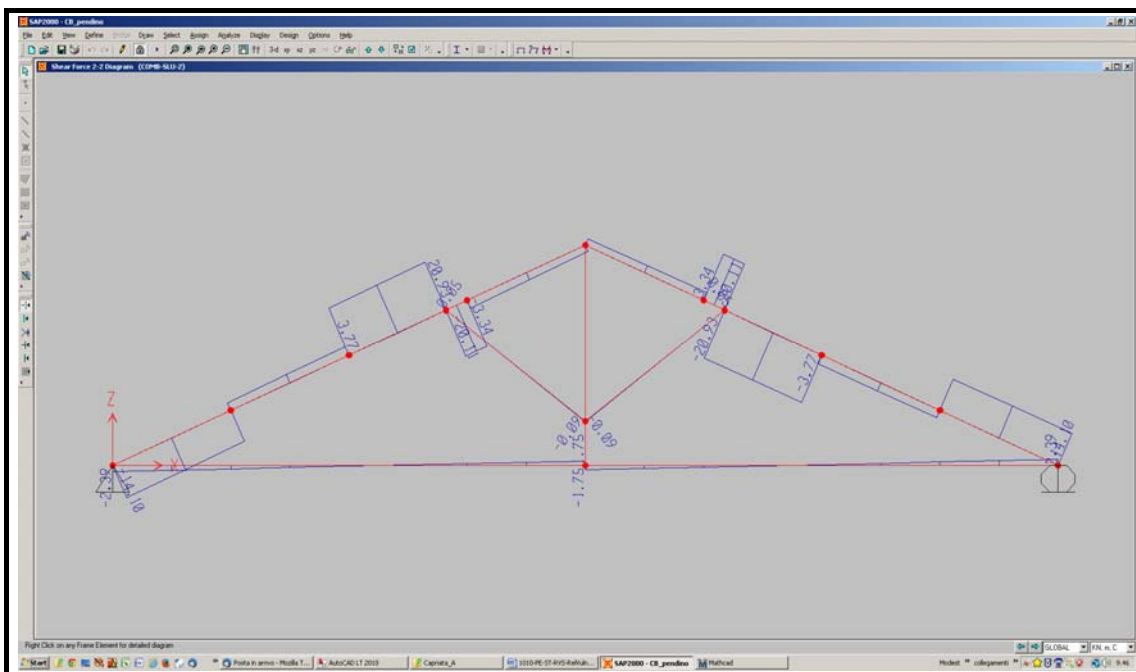


Fig. 43– Diagramma del Taglio - Comb. SLU-2

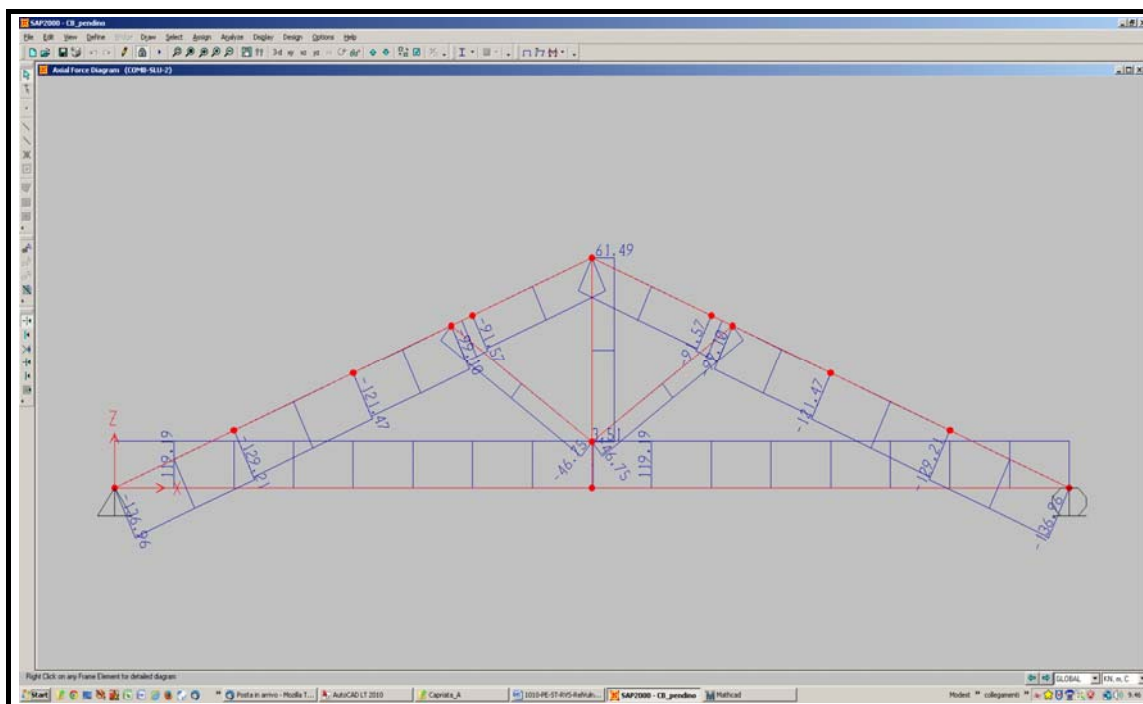


Fig. 44– Diagramma dello Sforzo normale – Comb. SLU-2

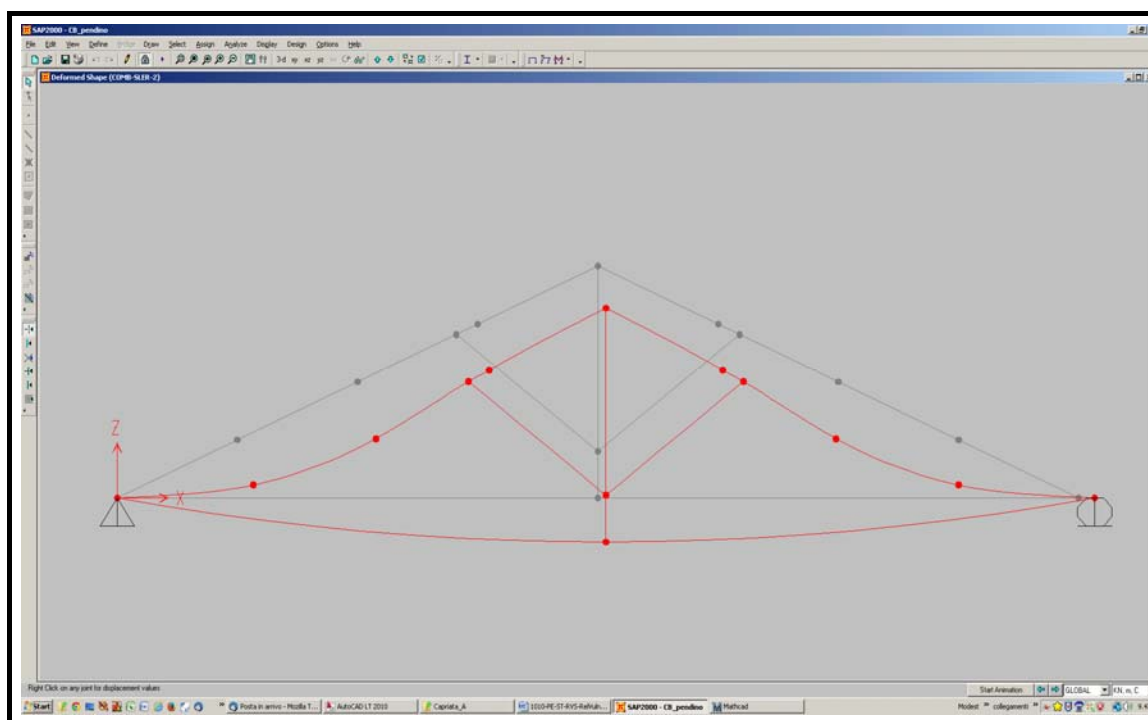


Fig. 45– Deformata elastica-SLER-2
