



COMUNE DI FERRANDINA

Provincia di Matera



RUP

Ing. Antonio MELE

PROGETTISTI

ING. PIERLUIGI TALARICO

Via S. Agostino, 23 - 74023 - Grottaglie (TA)
cell. 347 - 7041836 - mail: pierluigi.talarico@ingpec.eu

STUDIO MILETO

Ingegneria & Architettura

VIA TRENTO, 11 - 70018 RUTIGLIANO (BA)
Tel. 080.8979057
Email: vitooronzomileto6080@pec.ordingbari.it

Arch. Giuseppe LAMANNA

Via Indipendenza, 6 - 70016 - Noicattaro (BA)
Cell. 3391-1730009
E-mail: g.lamanna83@gmail.com

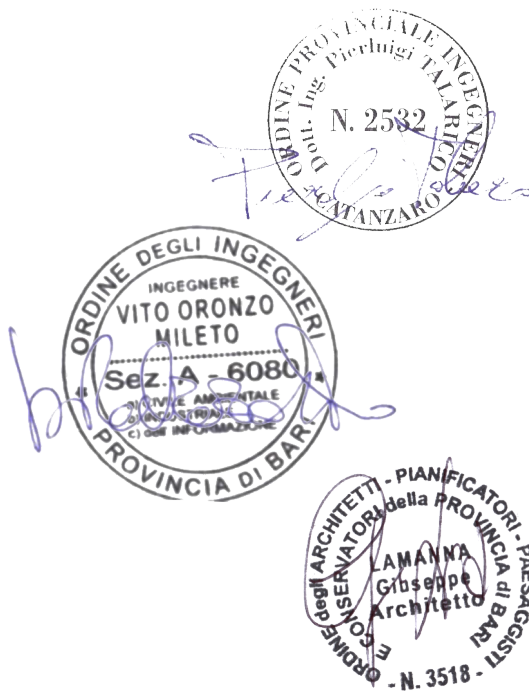
Dott. Geol. Filippo ZUCCARO

C.da Cugno di Maggio cs - 75017 Salandra (Mt)
Cell. 347.6181850
E-mail: info@studiozuccaro.it

GIOVANE PROFESSIONISTA

Ing. Giovanni Vittorio D'ADDARIO

TIMBRI E FIRME



ELABORATO

ARGOMENTO

PROGRESSIVO

REVISIONE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

R

4

0

RAPPORTO GRAFICO

REVISIONE	NOTE DI REVISIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Progetto Esecutivo	Ottobre 2022	Talarico	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
1					
2					
3					
4					

"ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA PRIMARIA F.D'ONOFRIO"

CUP - E43I20000040001

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE.....	3
3.1	Anno di costruzione ed interventi successivi	3
3.2	Caratterizzazione strutturale e materica	4
3.3	Determinazione del livello di conoscenza	5
3.4	Metodo di analisi della precedente verifica di vulnerabilità	6
4	VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA PER EDIFICI IN MURATURA AI SENSI DELLE NTC 2018	7
4.1	Indicatore di rischio.....	7
4.2	Tipologia di analisi di calcolo: Analisi Statica non lineare	9
5	VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI	12
5.1	Metodo di calcolo.....	12
5.2	Analisi cinematica lineare.....	13
5.3	Analisi cinematica non lineare	14
5.4	Verifiche eseguite.....	15
6	MODELLO NUMERICO	16
7	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	30
7.1	Verifiche per elementi in acciaio	30
7.2	Verifiche elementi trave e/o pilastro in c.a.....	32
7.3	Verifiche elementi parete e/o guscio in c.a.	33
7.4	Risultati elementi tipo shell.....	34
7.5	Verifiche elementi in muratura	35
8	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	35
8.1	Stati limite d'esercizio acciaio.....	36
8.2	Stati limite d'esercizio	36
9	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	37
9.1	Interventi in copertura.....	37
9.2	Interventi di rinforzo dei maschi murari con intonaco armato.....	40
9.3	Interventi di rinforzo delle fasce di piano	45
10	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO.....	50

1 PREMESSA

Nell'anno 2008 è stato conferito dall'Amministrazione Comunale di Ferrandina ad un'associazione di professionisti l'incarico di verifica della vulnerabilità sismica della Scuola Elementare D'Onofrio di Ferrandina.

Lo stabile isolato e di forma a C in pianta con corte interna si chiude formando un rettangolo con la palestra, si affaccia ad Ovest su via Lanzillotti mentre a Sud su via Manzoni, a Nord su strada privata e ad Est su strada interna.

L'incarico, espletato secondo le "linee guida per la valutazione sismica degli edifici strategici e rilevanti", redatto dal Centro di Competenza Regionale sul Rischio Sismico (CRiS), è stato strutturato in tre fasi:

- ✓ I fase, in cui sono state raccolte le informazioni e documentazione tecniche esistenti, oltre alla individuazione dell'organismo strutturale e compimento di saggi ed indagini sui materiali costituenti la struttura e sul terreno di fondazione;
- ✓ II fase, in cui è stato descritto il modello numerico per la simulazione del comportamento dinamico della struttura per quantificare la vulnerabilità e il livello di rischio sismico;
- ✓ III fase, in cui si è stata prodotta la sintesi dei risultati ottenuti.

La valutazione della sicurezza sismica del fabbricato è stata condotta ai sensi dell'OPCM 3431 del 03/05/05, relativamente agli edifici in muratura. Le disposizioni attuative contenute nel Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri 21 ottobre 2003.

Pertanto si procederà a rielaborare il modello di calcolo secondo le normative vigenti, attraverso le informazioni già acquisite e mantenendo le stesse caratteristiche.

Dopo l'elaborazione del modello di calcolo saranno definiti gli interventi tali da far raggiungere l'adeguamento sismico delle strutture dell'edificio scolastico con un indice di rischio post intervento pari a 1.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- ✓ D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- ✓ Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- ✓ D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- ✓ D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- ✓ D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- ✓ D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- ✓ Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
- ✓ Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- ✓ D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- ✓ Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- ✓ D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- ✓ D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- ✓ UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001.
- ✓ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
- ✓ UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- ✓ UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- ✓ UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- ✓ UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- ✓ UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.

- ✓ UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- ✓ UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- ✓ UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- ✓ UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- ✓ UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- ✓ UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- ✓ UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- ✓ UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
- ✓ UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
- ✓ UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- ✓ UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- ✓ UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- ✓ UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- ✓ UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- ✓ UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3 ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

3.1 Anno di costruzione ed interventi successivi

La scuola oggetto è ubicata in un'area di circa 3.000 mq, in via Lanzillotti del Comune di Ferrandina.

Le sue dimensioni in pianta sono pari a 60 m di larghezza e 50 di lunghezza con corte interna adibita a palestra scoperta. La struttura si sviluppa con regolarità in elevazione, in 2 piani fuori terra più sottotetto non praticabile, per un'altezza complessiva del fabbricato pari a 12 metri. Solo dalla parte del fronte principale esiste un piano seminterrato adibito a magazzino.

L'edificio presenta una corte interna di dimensioni 34,8 m x 24 m, all'interno del quale, a seguito della ristrutturazione del 1982, è stata realizzata una rampa per disabili.

Il corpo che si sviluppa su due piani presenta una forma in pianta a C con una piccola rientranza in prossimità delle sale professori e segreteria al piano rialzato e al primo piano. La palestra presenta una forma in pianta rettangolare ed è stata realizzata anch'essa in muratura portante e solaio tipo Celersapal.

Dalla documentazione reperita risulta che il fabbricato in muratura è stato costruito negli anni 1930-1940. Durante i lavori del '68 dopo lo sgombero ordinato dall'Ufficio del Genio Civile di Matera per motivi di sicurezza, la vecchia copertura in legno e tegole in marsigliesi è stata sostituita con una copertura con solaio tipo SAP a spinte eliminate con catene in acciaio poggianti su cordoli perimetrali in calcestruzzo.

Durante gli anni '80 a seguito dell'evento sismico con epicentro in Irpinia, sono stati effettuati ulteriori interventi sulla copertura della palestra e sull'ultimo solaio. Inoltre è stato effettuato il consolidamento mediante tiranti del muro di contenimento retrostante l'edificio, oltre al rifacimento di intonaci distaccati.

Nell'anno 2008 sono state effettuate le verifiche di vulnerabilità sismica, mentre nel 2016 sono stati effettuati interventi di adeguamento alla vulnerabilità sismica e funzionale della scuola, tra cui chiusura nicchie del piano interrato mediante realizzazione di muratura in blocchi semipieni prefabbricati in calcestruzzo di cemento normale vibrocompresso del tipo "antisismico" di spessore 30 cm; consolidamento muri al piano interrato con rete di acciaio elettrosaldato ancorata mediante perforazioni con trapano, e betoncino di malta cementizia spruzzato a pressione e relative operazioni di intonacatura; consolidamento del solaio al piano interrato in corrispondenza del magazzino sotto l'atrio scale e dell'archivio attraverso la posa in opera di profilati in acciaio.

3.2 Caratterizzazione strutturale e materica

L'identificazione della geometria strutturale è un passo fondamentale ed obbligatorio, senza il quale non è possibile procedere alla successiva fase di valutazione della sicurezza.

Partendo da una base costituita dai diversi elaborati grafici dei precedenti interventi, si è proceduto al completo adempimento del rilievo del fabbricato.

A seguito di ripetuti sopralluoghi è stato inoltre possibile confermare la geometria delle strutture murarie, le diverse fasi realizzative delle stesse, la stratigrafia dei solai, la giacitura delle catene, la posizione dei più recenti interventi in calcestruzzo armato, e verificare la presenza o meno dei cordoli sempre in calcestruzzo armato.

Il manufatto insiste su un terreno pressoché pianeggiante costituito da sabbia omogenea con grani sabbiosi immersi in una pasta cementata limosa poco resistente a trazione, ma con

resistenza allo scavo e alla compressione. Dalle informazioni acquisite per il caso in esame risultano essere presenti fondazioni continue.

L'ossatura del fabbricato è costituita da muratura portante a sacco pieno con fondazioni in muratura (a travi rovesce) costituita da un allargamento della muratura superiore e continua per tutto il perimetro del fabbricato. La quota della fondazione si attesta a - 2.00 metri.

Le murature perimetrali ed interne risultano a prima vista regolari e di buona fattura, in particolare per quelle perimetrali sono stati confermati le dimensioni degli spessori. Per l'individuazione della tipologia muraria, oltre che con gli scrostamenti d'intonaco, sono state realizzate prove endoscopiche per determinare la consistenza materica del sacco interno.

La tipologia strutturale ricorrente per gli orizzontamenti calpestabili di piano è quella del solaio di tipo misto, cosiddetto SAPAL, costituito da nervature poste ad interasse di circa 60 cm. formate dall'accoppiamento di due travi laterizie prefabbricate e da un travetto in conglomerato contenuto tra le stesse, il cui spessore è di circa 15 cm.

Il solaio di piano terra invece (di copertura del piano interrato) di tipo misto con laterizi (pignatte) e putrelle in ferro collegate a cordoli in c.a. poggiati sulle murature portanti.

Detti solai sono caratterizzati da altezza pari a 25 cm e soletta pari a 5 cm. Le luci nette sono comprese tra 280 cm e 660 cm. Sono differenziate solamente le tipologie relative all'intero sottotetto non praticabile e alla zona della palestra.

Infatti, il corpo di forma a C in pianta, realizzata con tegole marsigliesi, presenta struttura portante in latero-cemento (solaio tipo SAP) tirantato con catene in acciaio poste ad interasse di 220 cm, atta a costituire un solaio a falde a spinta eliminata, incastrato in un cordolo in c.a. a chiusura perimetrale. La copertura della palestra è costituita da solaio tipo CELERSAPAL con altezza complessiva di 95 cm.

I divisori interni in laterizio forato intonacato sono di spessore variabile da 10 cm a 15 cm. Gli elementi di distribuzione verticale sono le due scale in corrispondenza dell'ingresso. Di esse sono state verificate gli spessori della soletta rampante e la distribuzione dell'armatura con pacometro.

La tamponatura delle strutture in muratura è eseguita esternamente con pareti a sacco pieno con materiale lapideo opportunamente collegato tra loro con malta bastarda. I muri divisori del piano terra sono in muratura costituita da mattoni pieni o forati con malta cementizia, mentre i tramezzi dei piani superiori sono in muratura di mattoni forati.

3.3 Determinazione del livello di conoscenza

La norma vigente prevede che si possano raggiungere tre livelli di conoscenza della struttura, in funzione dei quali si determina il tipo di analisi da eseguire e i valori dei coefficienti di sicurezza da adottare.

I tre livelli di conoscenza sono i seguenti:

- ✓ LC1. Conoscenza Limitata;
- ✓ LC2. Conoscenza Adeguata;
- ✓ LC3 Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- ✓ Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- ✓ La quantità e disposizione delle armature, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- ✓ Le proprietà meccaniche dei materiali.

Come si evince dalla documentazione tecnica redatta con la precedente verifica di vulnerabilità sismica, in base ai dati in possesso all'atto della definizione della campagna di indagini sulla struttura in esame, il livello di conoscenza acquisito è di tipo "Adeguate" (LC2). Pertanto, risultano già effettuate diverse prove in sito per il raggiungimento degli obiettivi prefissati dalla norma.

Gli scriventi pur ritenendo valida la campagna di indagine acquisita hanno provveduto alla far eseguire un approfondimento diagnostico volto a determinare le resistenze e le tipologie di materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture in copertura.

Si ritiene, pertanto, di confermare il livello di conoscenza acquisito anche per il presente studio in aggiornamento.

3.4 Metodo di analisi della precedente verifica di vulnerabilità

È stata utilizzata una metodologia messa a punto dall'Università della Basilicata, che consiste in un modello di calcolo semplificato per la valutazione della resistenza sismica dell'organismo strutturale e nell'analisi statica lineare equivalente per la valutazione delle forze sismiche agenti.

La metodologia proposta si articolava in:

- ✓ Analisi dei possibili meccanismi di collasso e individuazione del meccanismo di collasso più probabile;
- ✓ Modello semplificato in grado di quantificare la resistenza sismica dell'opera per il meccanismo di collasso individuato;
- ✓ Determinazione della vulnerabilità sismica del modello adottato, valutata in termini di accelerazione al suolo che raggiunge due livelli prestazionali, operatività e collasso.
- ✓ In particolare la vulnerabilità della struttura è stata ottenuta selezionando il valore di PGA di collasso più basso nelle due direzioni orizzontali principali (direzione critica) ed ai diversi piani (piano critico). Tale accelerazione può essere espressa anche in termini di intensità della scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg.
- ✓ Facendo riferimento allo stato limite di collasso, la vulnerabilità sismica della struttura è risultata pari a 0,146 g per il corpo scuola e 0,108 g per la palestra, corrispondenti ad un'intensità macrosismica MCS pari rispettivamente all'VIII grado per il corpo scuola e al VII per la palestra.
- ✓ Valutazione del rischio di collasso della struttura, per il quale si è determinato il periodo di ritorno del terremoto corrispondente all'accelerazione di picco trovata,

preventivamente divisa per $S=1,25$, per passare da terreno tipo C a terreno di A(roccia). A tal fine si è fatto riferimento alle mappe della pericolosità sismica italiana prodotte dal SSN che forniscono, per due diverse leggi di attenuazione (attenuazione media e attenuazione media più deviazione standard), le accelerazioni di picco su roccia corrispondenti a determinati periodi di ritorno. Pertanto, per il corpo scuola nella direzione X il periodo di ritorno è stato fissato a 361 anni, mentre per la palestra nella direzione Y a 148 anni.

Metodo POR: Uno degli obiettivi di questo metodo era infatti rendere possibile, nonostante le difficoltà connesse all'analisi incrementale a collasso, l'applicazione anche attraverso procedimenti di calcolo manuale.

Per questo schematizza la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari disposti verticalmente senza prendere in esame la rigidezza reale delle fasce orizzontali di muratura. La scelta di considerare il solaio a rigidezza infinita, come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie in sostituzione dell'effettiva rigidezza del sistema solaio + fascia, equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazioni impediti all'estremità.

Questo è uno dei primi metodi utilizzati per l'analisi delle strutture in muratura ed anche il più semplice, consiste infatti nell'analizzare la struttura in muratura considerando il comportamento di un singolo piano per volta.

Le ipotesi alla base del Metodo POR sono le seguenti:

- ✓ Fasce di piano infinitamente rigide e resistenti;
- ✓ Meccanismo di rottura dei maschi per fessurazione diagonale;
- ✓ Trascurabilità degli incrementi degli sforzi normali nei maschi murari per effetto dell'azione orizzontale;
- ✓ I maschi murari sono modellati come elementi elastici deformabili a flessione e taglio.

È importante che sia considerata la deformabilità tagliente, perché nel caso delle murature tale valore non è trascurabile come accade nel caso delle strutture intelaiate. Il modello meccanico che viene utilizzato è il modello di telaio shear-type, ovvero con traverso infinitamente rigido.

4 VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA PER EDIFICI IN MURATURA AI SENSI DELLE NTC 2018

Normativa di riferimento: Decreto Ministeriale 17/01/2018; Circolare Ministeriale n. 7 del 21/01/2019.

4.1 Indicatore di rischio

Per valutare la sicurezza di una costruzione nei confronti del sisma si utilizza il concetto di indicatore di rischio. L'indicatore di rischio può essere espresso in termini di tempi di ritorno o di accelerazioni.

Nel caso in cui l'indicatore di rischio si esprime in termini di accelerazione $\zeta_{E,SL}$ si ottiene

:

$$\zeta_{E,SL} = \frac{ag_{S,SL}}{ag_{R,SL}}$$

dove

- ✓ $\zeta_{E,SL}$ è l'indicatore di rischio riferito allo stato limite analizzato;
- ✓ $ag_{S,SL}$ è l'accelerazione di picco dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite;
- ✓ $ag_{R,SL}$ è l'accelerazione di picco di riferimento del generico stato limite.

L'indicatore di rischio può assumere un valore maggiore o uguale a zero. Se assume il valore 0, vuol dire che la struttura non è in grado di resistere ad alcuna azione sismica. Se l'indicatore di rischio assume un valore non inferiore a 1, l'edificio soddisfa pienamente le richieste di normativa ai fini della resistenza nei confronti dell'azione sismica (struttura adeguata).

Se l'indicatore di rischio è compreso tra 0 e 1, la struttura ha una certa resistenza nei confronti dell'azione sismica, ma non è sufficiente a soddisfare le esigenze normativa. In particolare, se l'indicatore è vicino allo 0 la struttura ha limitate risorse di resistenza nei confronti dell'azione sismica. Se vicino ad 1 ha una buona resistenza nei confronti dell'azione sismica. Ogni stato limite possiede un indicatore di rischio diverso. Gli indicatori di rischio dei vari stati limite assumono generalmente valori diversi, e comanda l'indicatore di rischio più basso tra quelli obbligatori per la tipologia strutturale. Se tutti gli indicatori sono maggiori o uguali a 1, la struttura risulta essere adeguata.

In un edificio in muratura devono essere verificate le parti in murature e quindi devono essere analizzate sia secondo l'analisi globale (pushover) che secondo l'analisi dei meccanismi locali, ciò implica che occorre valutare la resistenza per entrambe le verifiche e quindi si ottengono due indicatori di rischio, uno per l'analisi globale $\zeta_{E,SL,Glob}$ ed uno per l'analisi dei meccanismi locali $\zeta_{E,SL,ML}$. In definitiva, l'indicatore di rischio della struttura è quello più basso tra tutti quelli calcolati per ogni stato limite.

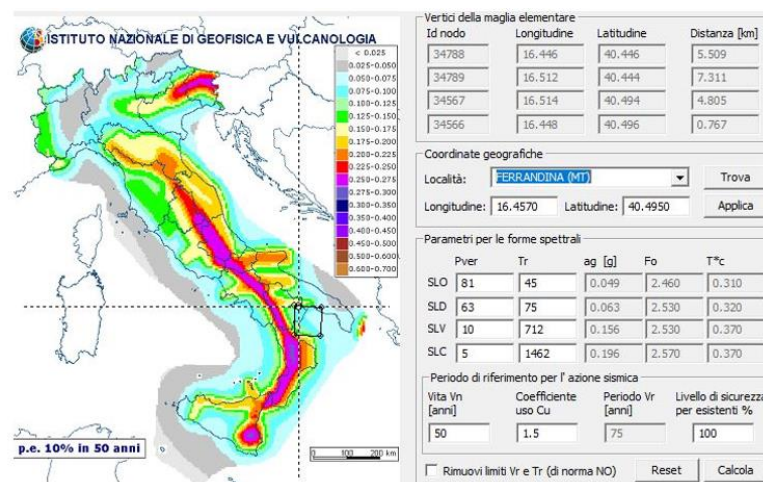


Figura 1: Pericolosità sismica

4.2 Tipologia di analisi di calcolo: Analisi Statica non lineare

La normativa italiana (D.M. 17/01/2018), per valutare la resistenza sismica di edifici in muratura, consente di applicare le seguenti tipologie di analisi:

- ✓ Statica lineare;
- ✓ Dinamica lineare;
- ✓ Statica non lineare (Pushover);
- ✓ Dinamica non lineare.

Per sistemi dissipativi, come gli edifici in muratura, i metodi di analisi lineare sono molto restrittivi, in quanto sottostimano le capacità di resistenza e deformative dei materiali. Metodi di analisi più adatti sono invece quelli non lineare (statica e dinamica). Risultati più accurati vengono restituiti da modelli dinamici, ma a causa della mole di operazioni e difficoltà interpretative, rendono il metodo praticamente inutilizzabile.

In definitiva, l'unica tipologia di analisi applicabile è quella statica non lineare, detta anche Pushover, che consiste nell'incrementare le forze orizzontali in modo proporzionale fino al collasso della struttura. La verifica si ottiene confrontando la capacità di spostamento (u_{max}) con lo spostamento richiesto (d_{max}) della struttura. La risposta della struttura a più gradi di libertà (MDOF) viene ricondotta a quella di una struttura equivalente con comportamento elastico-perfettamente plastico ad un solo grado di libertà (SDOF).

L'analisi pushover consiste nello spingere la struttura con carichi orizzontali esterni, che seguono una legge incrementale monotona fino al collasso. Così facendo, si ottiene un legame forza-spostamento (V_b-d_c), dove in ordinata si riporta il tagliante alla base V_b della struttura ed in ascissa lo spostamento d_c di un punto di controllo. Tale legame fornisce una curva detta curva di capacità dalla quale è possibile calcolare la capacità di spostamento della struttura e tutte le proprietà del sistema equivalente. Definita tale curva (ottenuta dal sistema MDOF), si associa al sistema ad un solo grado di libertà (SDOF), dal quale è possibile calcolare lo spostamento richiesto.

In letteratura esistono diverse varianti dell'analisi pushover: metodo uni-modale, metodi multi-modal, metodi non adattivi e metodi adattivi. Gli autovettori adottati nei metodi uni-modal e multi-modal possono rimanere costanti con l'incremento delle forze orizzontali (caso dei metodi non adattivi) o variare in funzione delle caratteristiche elastiche correnti del sistema (caso dei metodi adattivi). Nel caso dei metodi non adattivi, gli autovettori vengono calcolati all'inizio dell'analisi e rimarranno costanti per tutto il percorso incrementale dei carichi orizzontali, anche quando, per via della plasticizzazione, le condizioni della struttura sono notevolmente diverse da quelli iniziali. Nel caso invece dei metodi adattivi, gli autovettori vengono ricalcolati ogni qualvolta cambia lo schema statico della struttura (ad esempio in seguito alla plasticizzazione degli elementi). I metodi adattivi hanno lo svantaggio di essere molto più lenti in quanto occorre ricalcolare gli autovettori ogni qualvolta cambia lo schema statico della struttura.

Secondo la normativa italiana per il calcolo degli edifici esistenti in muratura si utilizza il metodo uni-modale della pushover che si articola nei seguenti passaggi:

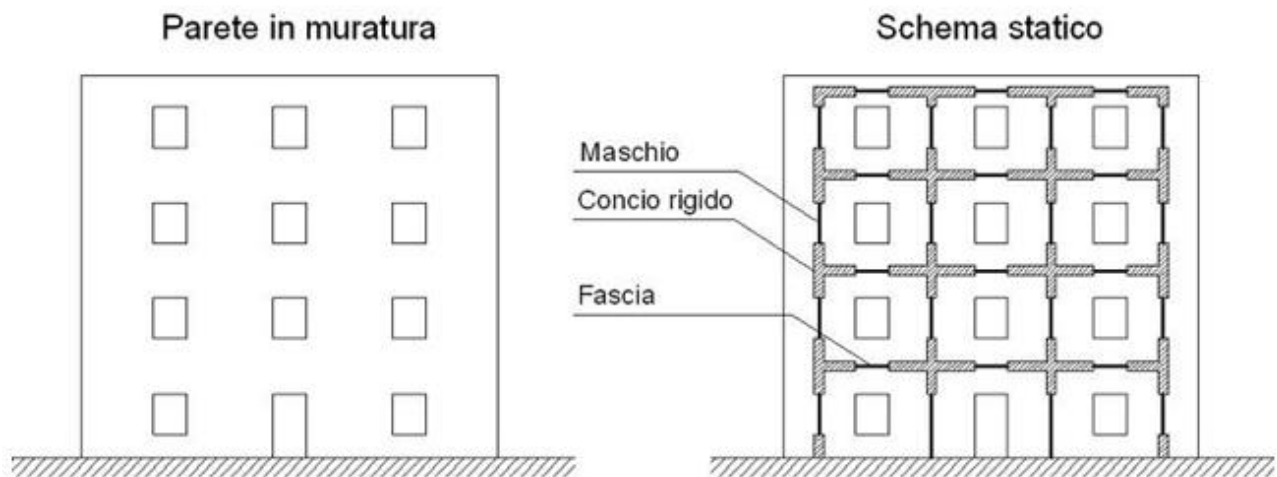
- ✓ Definizione della curva di capacità della struttura a più gradi di libertà;
- ✓ Definizione del sistema equivalente ad un solo grado di libertà;
- ✓ Calcolo della capacità di spostamento;
- ✓ Calcolo della domanda di spostamento;
- ✓ Confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

Per determinare la capacità di spostamento è necessaria la definizione del modello strutturale e il legame costitutivo dei materiali.

In letteratura esistono diverse tecniche per modellare una parete in muratura attraverso elementi monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali. Modelli con elementi bidimensionali e tridimensionali sono molto onerosi dal punto di vista computazionale.

Una delle tecniche più impiegate per schematizzare pareti in muratura è quella del telaio equivalente, secondo la quale la parete è composta da tre tipologie di elementi: maschi murari, fasce di piano e conci rigidi.

I maschi murari sono gli elementi verticali deformabili posti tra due aperture appartenenti allo stesso livello dell'edificio, le fasce di piano sono gli elementi orizzontali deformabili posti tra due aperture appartenenti allo stesso livello dell'edificio, i conci rigidi sono gli elementi che collegano i maschi e le fasce di piano.



I maschi murari vengono modellati attraverso un legame costitutivo (taglio-spostamento) elastico-perfettamente plastico definito dalla rigidezza $k = \tan \alpha$, dal taglio ultimo V_u dallo spostamento elastico δ_0 e dallo spostamento plastico δ_u .

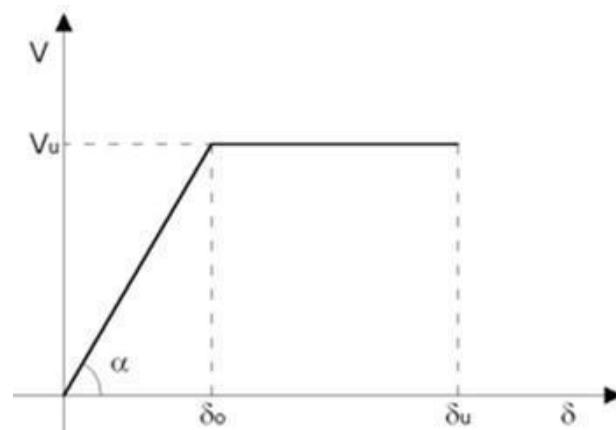


Figura 2: Legame costitutivo del maschio murario

La rigidezza "k" dell'elemento si ottiene tenendo conto della deformazione a flessione ed a taglio (Timoshenko).

Nel caso in cui l'elemento è libero di traslare solo in testa (un solo grado di libertà), la rigidezza è data dalla seguente relazione:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{1.2 \cdot h}{GA}}$$

Nel caso in cui è anche libero di ruotare (comportamento a mensola), la rigidezza è data dalla seguente:

$$k = \frac{1}{\frac{4 \cdot h^3}{12EI} + \frac{1.2 \cdot h}{GA}}$$

Per i maschi murari sono possibili due meccanismi di rottura: per flessione e per taglio. La resistenza V_u del maschio è funzione dei suddetti meccanismi di rottura e dipende dalle

caratteristiche meccaniche e geometriche dell'elemento e dalla tipologia di edificio a cui appartiene.

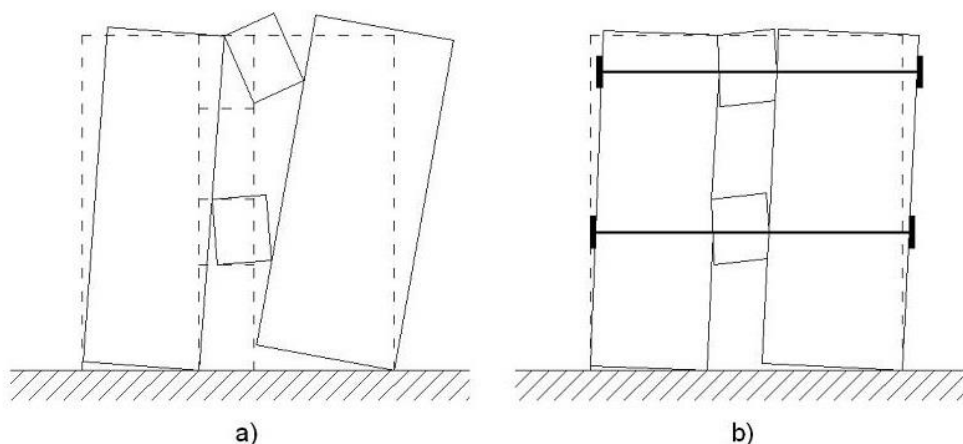
Per il caso in esame, edifici esistenti, secondo il punto 7.8.2.2.1 del D.M. 17/01/2018 ed il punto C.8.7.1.3.1.1 della Circolare n7. 2019 si ha:

$$V_u = \min (V_f, V_s)$$

Dove V_f è la resistenza dell'elemento se il meccanismo di rottura è per flessione, V_s è la resistenza dell'elemento se il meccanismo di rottura è per taglio.

Le fasce di piano (dette anche travi di accoppiamento) sono elementi deformabili della parete collocate tra due aperture verticali. Il loro contributo nella resistenza sismica di una parte è notevole e può essere preso in considerazione solo se all'interno della fascia stessa è presente un elemento in grado di resistere a trazione (cordolo, tirante) e se sorretta da un architrave ben ammorsato nella muratura.

L'incremento di resistenza della parete dipende dal grado di accoppiamento tra le fasce di piano e i maschi murari: maggiore è il grado di accoppiamento, maggiore è la resistenza della parete nel suo complesso (caso b). Nei casi in cui il grado di accoppiamento sia molto modesto (assenza di elementi resistenti a trazione), l'incremento di resistenza dell'intera parte per effetto delle fasce di piano è trascurabile (caso a).



Il comportamento dell'elemento fascia è analogo a quello del maschio murario sottoposto a sforzo normale e taglio. L'unica differenza sta nella valutazione della tensione di calcolo a compressione della muratura, in quanto nei maschi murari la compressione avviene ortogonalmente ai letti di malta, mentre nelle fasce avviene parallelamente.

I conci rigidi sono elementi in muratura non in grado di subire deformazioni che hanno la funzione di collegare i maschi murari e le fasce di piano.

5 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI

5.1 Metodo di calcolo

Le analisi dei meccanismi di collasso vengono sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo, come descritto al paragrafo

5.2 Analisi cinematica lineare

I meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le normative suggeriscono di effettuare le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. Nel caso di analisi cinematica le strutture murarie sono considerate costituite da macroelementi indeformabili (o da corpi rigidi) ignorando quindi la deformabilità del materiale, che permette le verifiche di tipo statico. L'analisi ha lo scopo di valutare le condizioni di equilibrio limite dei macroelementi sollecitati dal sisma, trascurando la resistenza a trazione della muratura. La costruzione va studiata per individuare, sulla base dell'organizzazione strutturale, delle sue carenze e del suo stato di fatto, i meccanismi che possono essere attivati.

Si ricorda che per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo in generale richiede i seguenti passi:

- ✓ trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- ✓ valutazione, mediante analisi cinematica lineare, del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- ✓ valutazione, mediante analisi cinematica non lineare, dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- ✓ trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- ✓ verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Oltre alla resistenza nulla a trazione della muratura, per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- ✓ assenza di scorrimento tra i blocchi;
- ✓ resistenza a compressione infinita della muratura.

Con l'analisi cinematica lineare, assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando

il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- ✓ n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- ✓ m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- ✓ o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- ✓ P_i è la generica forza peso applicata al blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- ✓ P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata ai blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- ✓ $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- ✓ $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- ✓ $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , positivo se verso l'alto;
- ✓ F_h la generica forza esterna (in valore assoluto) applicata ad un blocco;
- ✓ δ_h è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell' h -esima forza esterna, nella direzione della stessa e di segno positivo se di verso discorde;
- ✓ L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

5.3 Analisi cinematica non lineare

L'evoluzione del cinematismo si segue per via analitico - numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite e aggiornando la geometria variata del sistema: fissata una rotazione finita ϑ_k , si può determinare il moltiplicatore α ad essa corrispondente così come fatto nel caso della configurazione iniziale del sistema, tenendo però conto della variazione della geometria. Tramite relazioni trigonometriche, supponendo che le azioni restino costanti, è possibile ricavare le espressioni per i bracci delle forze agenti in funzione della rotazione ϑ_k che si fa compiere alla struttura e seguire la variazione del coefficiente α fino al suo annullamento.

Aumentando l'angolo di rotazione, si ha una diminuzione del braccio delle forze verticali rispetto alla cerniera cilindrica (per alcuni valori di θ_k , il punto di applicazione di alcune forze esce dal filo della parete su cui si trova il polo di rotazione e, in questi casi, il momento generato da tali forze, che diventano instabilizzanti, sarà negativo, contribuendo alla diminuzione del momento resistente) e un aumento del braccio delle forze orizzontali: ne consegue una diminuzione del momento stabilizzante, che in una certa configurazione arriva ad annullarsi, e un aumento del momento ribaltante. A questo corrisponde, per quanto detto, una diminuzione del coefficiente α , che si annullerà in quella configurazione in cui è nullo il momento resistente.

È possibile determinare l'angolo θ_{k0} (cui corrisponde lo spostamento dk_0 del punto di controllo considerato) che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_s .

5.4 Verifiche eseguite

Verifica SLD e SLU con analisi lineare a quota zero.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$\text{SLD:} \quad a_0^* \geq a_g(P_{VR})S \quad (\text{C8A.4.7})$$

$$\text{SLV:} \quad a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} \quad (\text{C8A.4.9})$$

Verifica SLD e SLU con analisi lineare a quota sopraelevata

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento posto ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinemismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo, una approssimazione accettabile consiste nel verificare (oltre alle precedenti) che :

$$\text{SLD:} \quad a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \quad (\text{C8A.4.8})$$

$$\text{SLV:} \quad a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma}{q} \quad (\text{C8A.4.10})$$

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo du^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

$$\text{Cinem. quota zero:} \quad d_u^* \geq S_{DE}(T_s) \quad (\text{C8A.4.11})$$

$$\text{Cinem. quota sopraelevata:} \quad d_u^* \geq S_{DE}(T_1) \phi(z) \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}} \quad (\text{C8A.4.12})$$

6 MODELLO NUMERICO

L'analisi dell'edificio è stata condotta con il metodo agli elementi finiti di tipo dinamica lineare. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

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

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

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali

\mathbf{F} = vettore forze nodali

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

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

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo TRUSS	(biella-D2)
Elemento tipo BEAM	(trave-D2)
Elemento tipo MEMBRANE	(membrana-D3)
Elemento tipo PLATE	(piastra-guscio-D3)
Elemento tipo BOUNDARY	(molla)
Elemento tipo STIFFNESS	(matrice di rigidezza)
Elemento tipo BRICK	(elemento solido)
Elemento tipo SOLAIO	(macro elemento composto da più membrane)

Diversi sono i modelli numerici che possono essere utilizzati per l'analisi della struttura, tra questi quelli utilizzati in questo modello numerico sono i seguenti:

Tipo di analisi strutturale	
Sismica statica lineare	SI
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse)	SI
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	SI
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO
Analisi lineare	NO

L'esecuzione di tali analisi è stata condotta mediante l'utilizzo del software Pro_Sap di cui si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

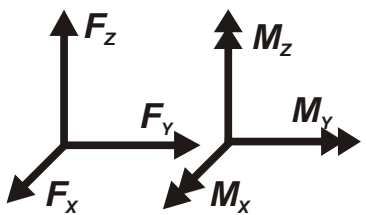
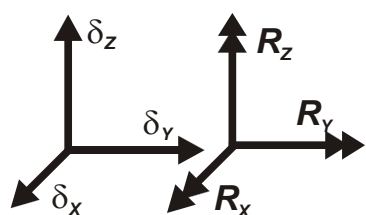
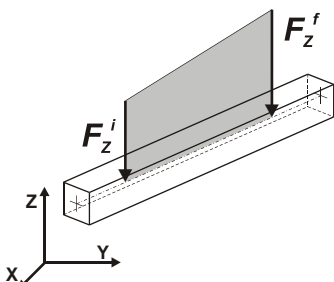
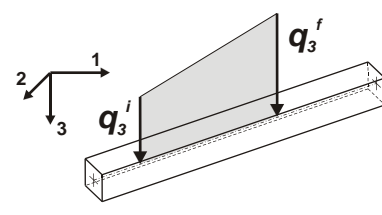
Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2020-12-191)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi5300

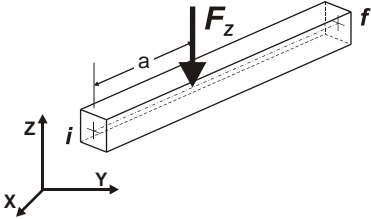
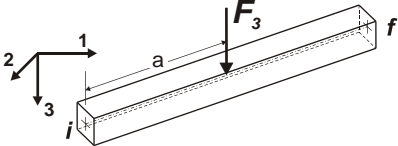
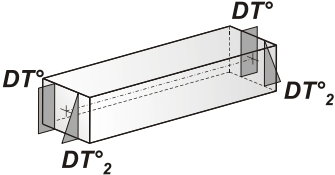
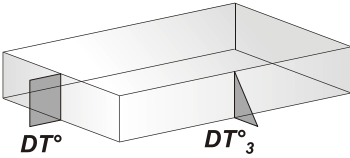
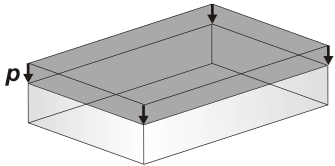
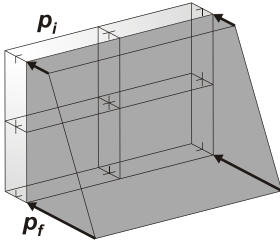
Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi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

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1	carico concentrato nodale 6 dati (forza Fx, Fy, Fz, momento Mx, My, Mz)
2	spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento Tx, Ty, Tz, rotazione Rx, Ry, Rz)
3	carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati (fx, fy, fz, mx, my, mz, ascissa di inizio carico) 7 dati (fx, fy, fz, mx, my, mz, ascissa di fine carico)

4	carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati ($f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3$, ascissa di inizio carico) 7 dati ($f_1, f_2, f_3, m_1, m_2, m_3$, ascissa di fine carico)
5	carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$, ascissa di carico)
6	carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati ($F_1, F_2, F_3, M_1, M_2, M_3$, ascissa di carico)
7	variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9	carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra 1 dato descrizione della tipologia 4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore) la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave
12	gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)

 <p>Carico concentrato nodale</p>	 <p>Spostamento impresso</p>
 <p>Carico distribuito globale</p>	 <p>Carico distribuito locale</p>

 <p>Carico concentrato globale</p>	 <p>Carico concentrato locale</p>
 <p>Carico termico 2D</p>	 <p>Carico termico 3D</p>
 <p>Carico pressione uniforme</p>	 <p>Carico pressione variabile</p>

I carichi sono stati schematizzati in diverse tipologie di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico compressivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico compressivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico compressivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico compressivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico compressivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico compressivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico compressivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico compressivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Tali casi di carico sono stati combinati secondo le indicazioni normative utilizzando i seguenti criteri:

Combinazioni dei casi di carico

APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	SI

Gli elementi strutturali sono stati verificati agli SLU, con riferimento alla normativa adottata, utilizzando le modalità ed i criteri seguiti per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi ed i risultati delle valutazioni svolte. In via generale, oltre alle verifiche di resistenza e di spostamento, sono state prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e globale, di duttilità, di degrado.

Gli elementi strutturali sono stati verificati agli SLE, con riferimento alla normativa adottata, utilizzando le modalità seguite per valutare l'affidabilità della struttura nei confronti delle possibili situazioni di perdita di funzionalità (per eccessive deformazioni, fessurazioni, vibrazioni, etc.) ed i risultati delle valutazioni svolte.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: 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;

Parametri della struttura

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff.Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	B	T1

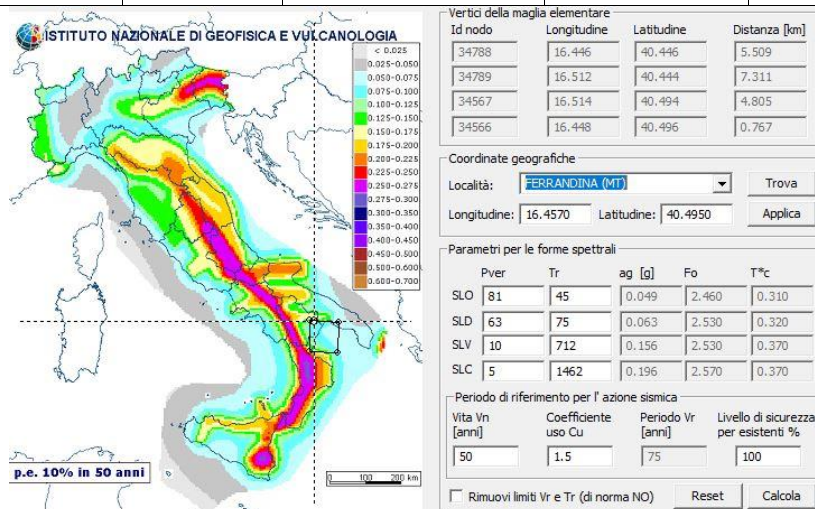


Figura 3: Pericolosità sismica

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, Se, è definito dalle seguenti espressioni:

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

Dove per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella:

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella:

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale E
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale ν
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica
Fattore di confidenza FCM	Fattore di confidenza specifico per materiale; (è riportato solo se diverso da quello globale della struttura)
Fattore di confidenza FCa	Fattore di confidenza specifico per l'armatura (è riportato solo se diverso da quello globale della struttura)
Elasto-plastico	Materiale elastico perfettamente plastico per aste non lineari
Massima compressione	Massima tensione di compressione per aste non lineari

Massima trazione	Massima tensione di trazione per aste non lineari
Fattore attrito	Coefficiente di attrito per aste non lineari
Rapporto HRDb	Rapporto di hardening a flessione
Rapporto HRDv	Rapporto di hardening a taglio

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici.

Nel tabulato si riportano sia i valori caratteristici che medi utilizzando gli uni e/o gli altri in relazione alle richieste di normativa ed alla tipologia di verifica. (Cap.7 NTC18 per materiali nuovi, Cap.8 NTC18 e relativa circolare 21/01/2019 per materiali esistenti, Linee Guida Reluis per incamiciatura CAM, CNR-DT 200 per interventi con FRP).

Vengono riportate le tabelle contenenti il riassunto delle informazioni che sono state ipotizzate e assegnate nei criteri di progetto in uso:

Id	Tipo/ Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3		
1	Calcestruzzo Classe C25/30 < MATERIALE NUOVO >			3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	300.0	396.4						
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
12	Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275 < MATERIALE NUOVO >			2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.85e-03	1.20e-05	
	Tensione ft	4300.0	4526.3						
	Tensione fy	2750.0	2894.7						
	Resistenza fd	2750.0							
	Resistenza fd (>40)	2500.0							
	Tensione ammissibile	1900.0							
	Tensione ammissibile (>40)	1700.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
93	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura - Circ. n617/2009 -muratura E = 1.740e+04 < MATERIALE ESISTENTE >			1.740e+04	0.0	5800.0	2.10e-03	1.00e-05	
	Fattore di confidenza FC m								1.20
	Resistenza f	20.8	32.0						
	Resistenza fh	10.4	13.0						
	Resistenza fv0	0.4	0.6						
	Resistenza fv0h	0.4	0.6						
	Resistenza tau0	0.6	0.7						
	Resistenza fvlim	2.4	3.4						
	Resistenza fb	41.6	52.0						
	Resistenza fbh	8.3	10.4						
	Resistenza fbt	4.2	5.2						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Coefficiente mu tilda								0.50
	Coefficiente fi								0.50
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
158	materiale E = 2.100e+08 < MATERIALE NUOVO >			2.100e+08	0.0	1.050e+08	2.20e-03	0.0	
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
159	materiale E = 2.100e+08 < MATERIALE NUOVO >			2.100e+08	0.0	1.050e+08	0.0	0.0	
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
160	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura -			2.610e+04	0.0	8700.0	2.10e-03	1.00e-05	

Id	Tipo/ Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
	Circ. n617/2009 -muratura (consolidata) E = 2.610e+04 < MATERIALE ESISTENTE >								
	Fattore di confidenza FC m								1.20
	Muratura consolidata								
	Incremento resistenza (f)								1.50
	Incremento resistenza (v)								1.50
	Incremento rigidezza								1.50
	Resistenza f	20.8	32.0						
	Resistenza fh	10.4	13.0						
	Resistenza fv0	0.4	0.6						
	Resistenza fv0h	0.4	0.6						
	Resistenza tau0	0.6	0.7						
	Resistenza fvlim	2.4	3.4						
	Resistenza fb	41.6	52.0						
	Resistenza fbh	8.3	10.4						
	Resistenza fbt	4.2	5.2						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Coefficiente mu tilda								0.50
	Coefficiente fi								0.50
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

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

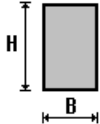
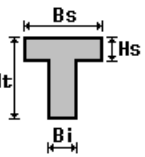
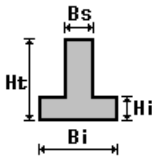
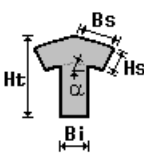
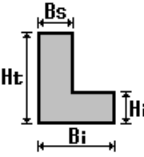
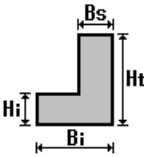
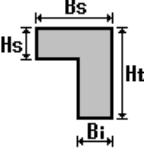
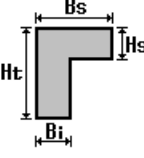
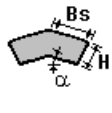
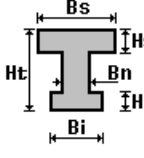
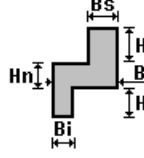
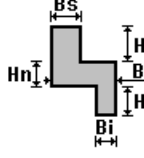
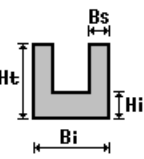
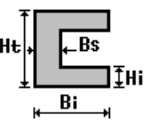
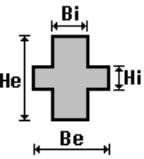
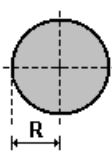
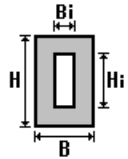
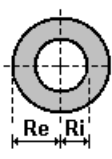
- ✓ sezione di tipo generico
- ✓ profilati semplici
- ✓ profilati accoppiati e speciali

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

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

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

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

					
rettangolare	a T	a T rovescia	a T di colmo	a L	a L specchiata
					
a L specchiata rovescia	a L rovescia	a L di colmo	a doppio T	a quattro specchiata	a quattro
					
a U	a C	a croce	circolare	rettangolare cava	circolare cava

Il modello di calcolo vede la discretizzazione dei maschi murari e delle fasce di piano, modellati come elementi D2, collegati tra loro. In corrispondenza di ogni piano è stato inserito l'elemento solaio, capace di conferire alla struttura sia l'azione permanente, data dal peso proprio e portato dell'impalcato, sia dal peso accidentale. È stata inoltre modellata la nuova capriata come elemento D2, dove le saette sono state modellate come aste mentre il monaco è stato modellato come elemento trave.

Per la verifica della struttura esistente è stata condotta l'analisi Dinamica lineare, con fattore di Struttura $q=1$, nella quale le resistenze caratteristiche dei materiali, sono state ridotte di un ulteriore fattore di sicurezza pari a 1,20, avendo acquisito un livello di conoscenza LC2.

Con tale analisi si valuta se l'elemento strutturale è capace di resistere alle azioni di progetto, applicando alla struttura sia le sollecitazioni statiche derivanti dai pesi propri e dal carico accidentale dipendente dall'utilizzo della stessa, che sia dalle sollecitazioni derivanti dall'applicazione del sisma di progetto.

Dalla verifica condotta emerge come le fasce di piano non sono verificate a taglio.

Per quanto riguarda la verifica a taglio dei maschi murari, anche se le verifiche risultano soddisfatte, al fine di migliorare le prestazioni a taglio dell'intero pacchetto e al fine di contenere i cinematismi fuori dal piano, si prevede di estendere l'intervento di rinforzo previsto per le fasce di piano, anche alle zone rigide, andando a considerare una fascia di intervento che si estende lungo tutto il perimetro dell'edificio.

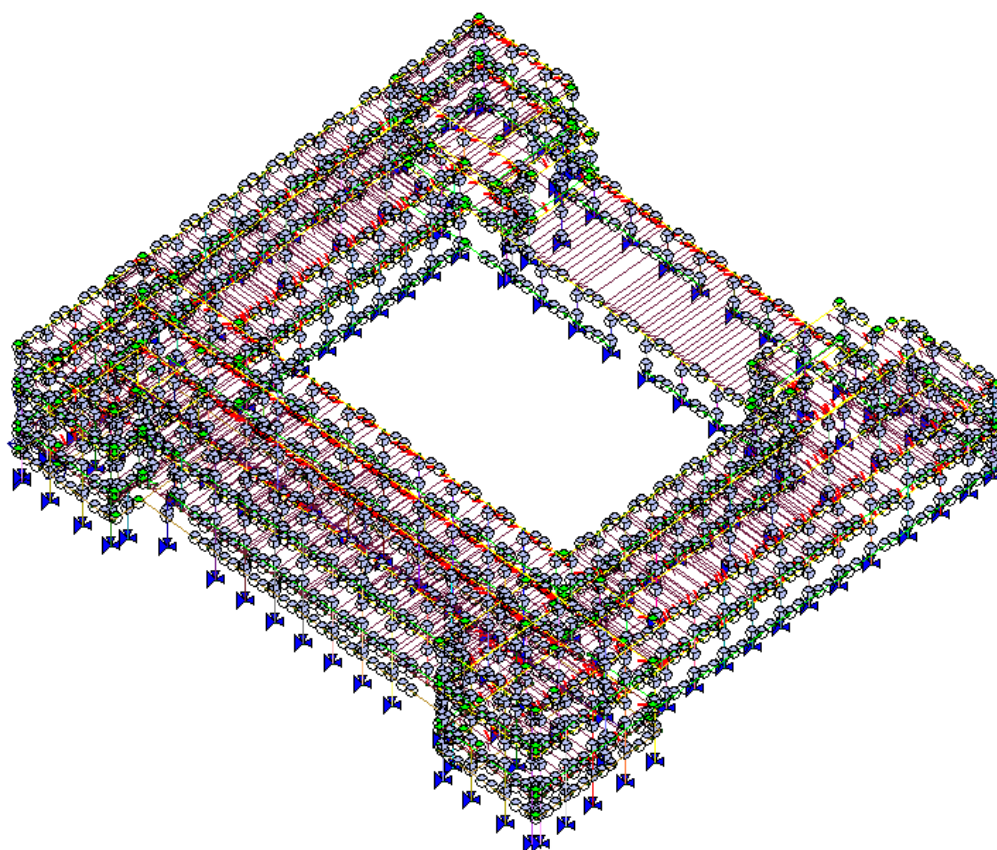


Figura 4: Modello filo di ferro

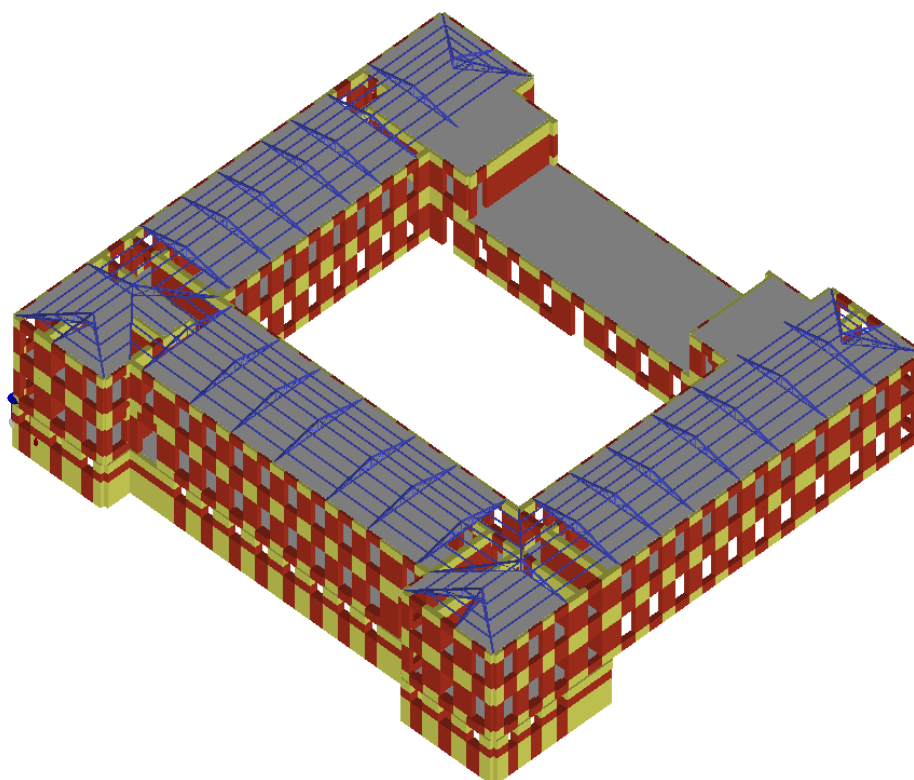


Figura 5: Modello vista solida

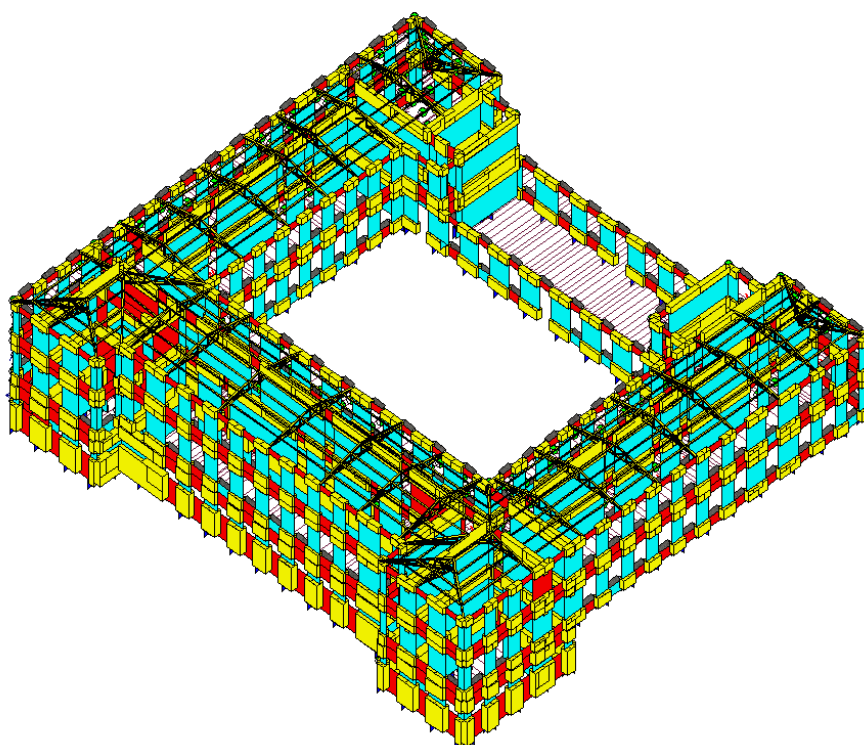


Figura 6: Risultati modellazione

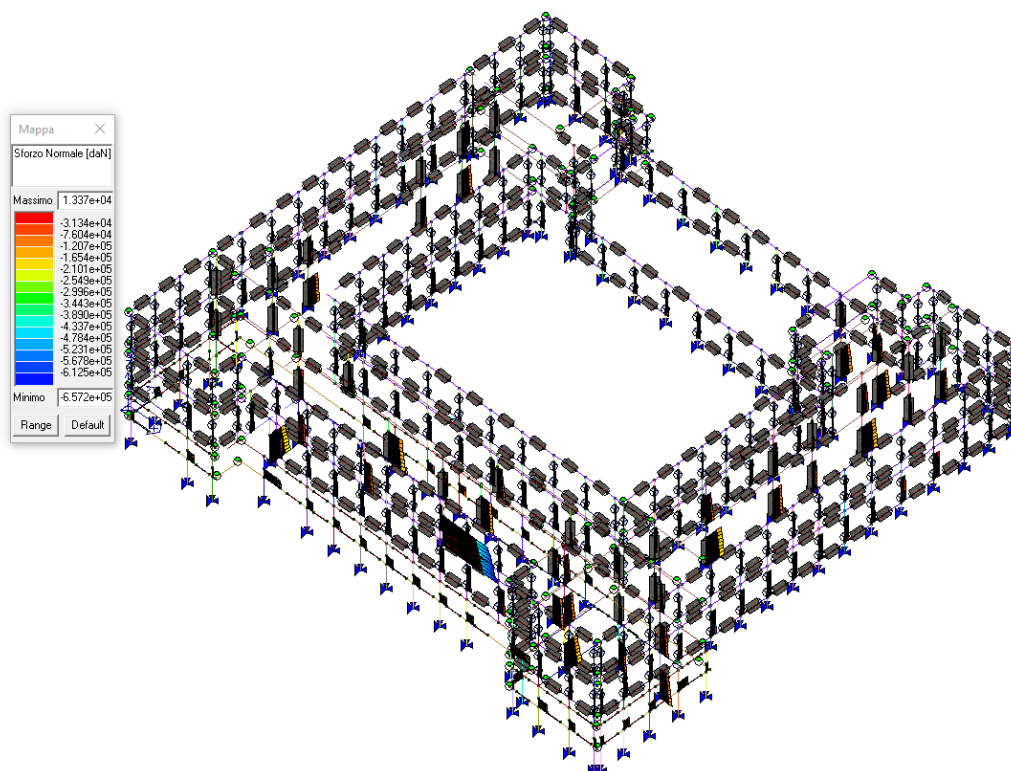


Figura 7: Sforzo normale fasce di piano e maschi murari

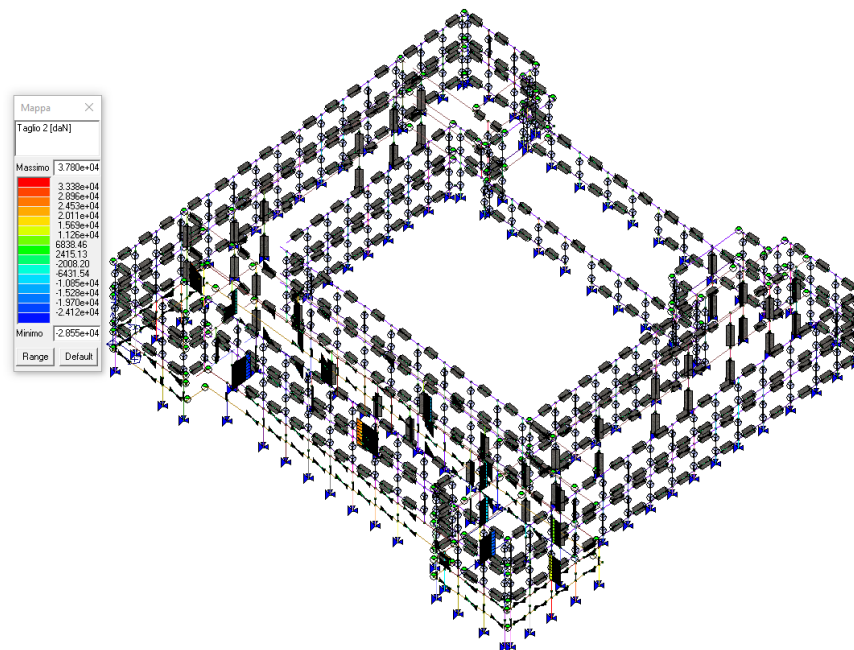
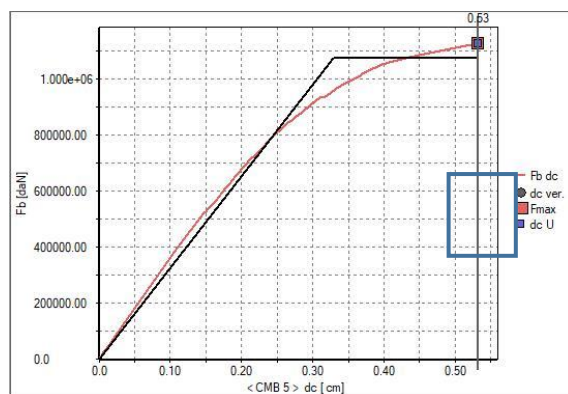
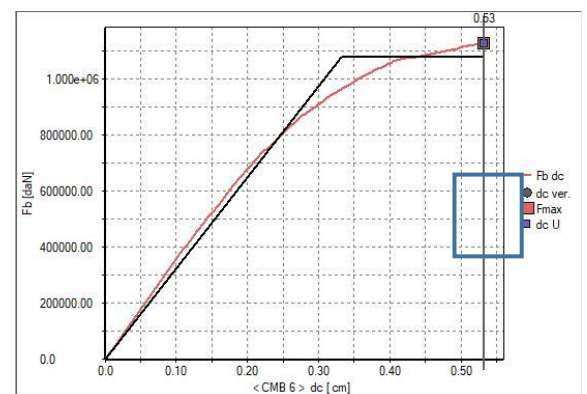


Figura 8: Sforzo di taglio fasce di piano e maschi murari

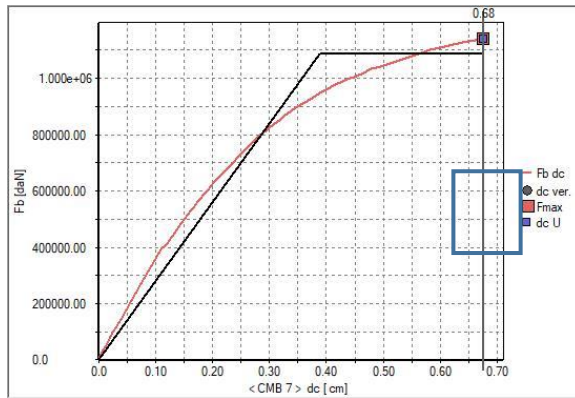
Assumendo come livello di conoscenza LC2 con fattore di confidenza pari a 1.2, dall'analisi Pushover sono state prodotte le seguenti curve di capacità. **Da tale analisi si è ottenuto un valore di indice di rischio pari a 1 (che rappresenta quel valore tale da affermare che la struttura risulta essere adeguata) a fronte dell'indice di rischio accertato per lo stato di fatto pari allo 0,6.**



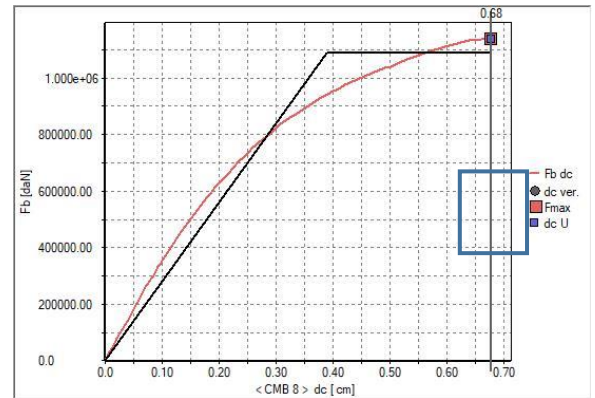
Combinazione 5



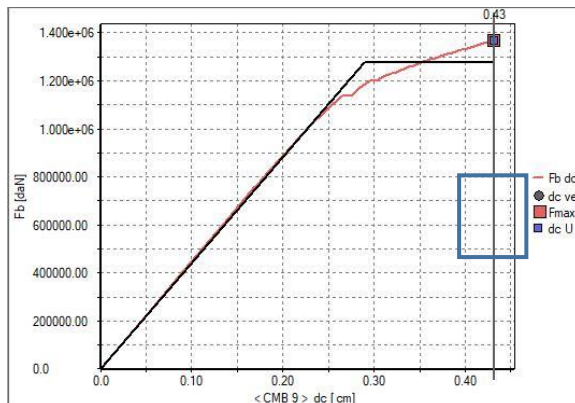
Combinazione 6



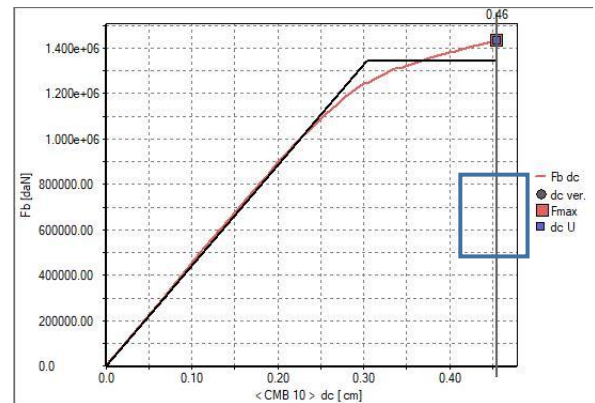
Combinazione 7



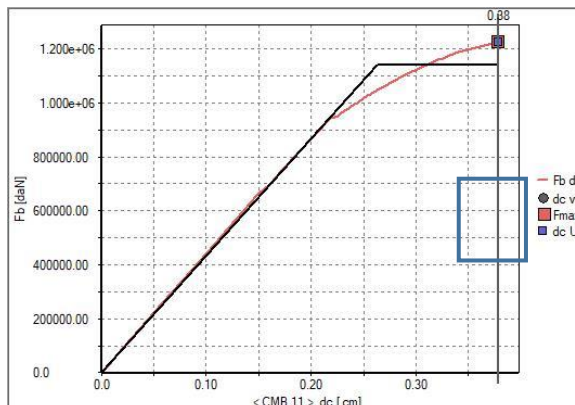
Combinazione 8



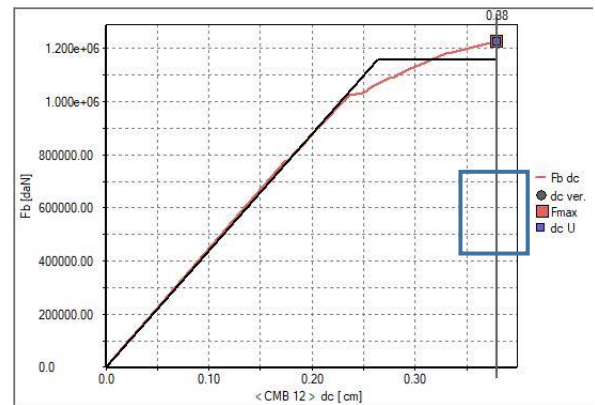
Combinazione 9



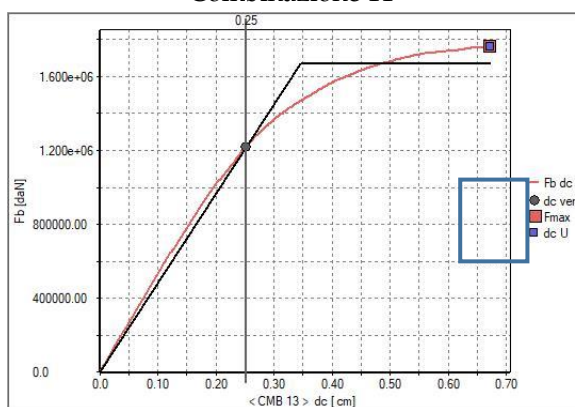
Combinazione 10



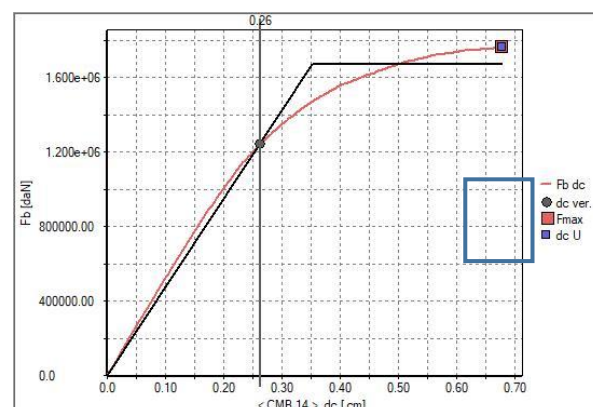
Combinazione 11



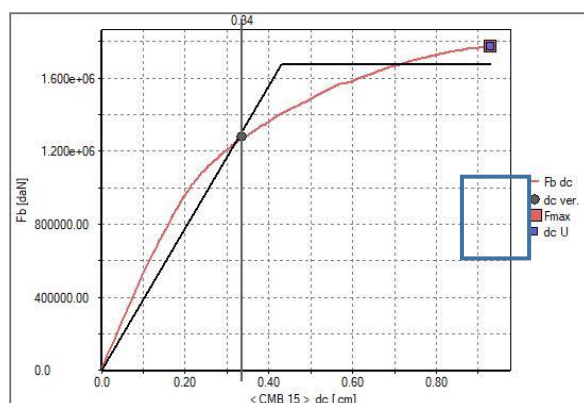
Combinazione 12



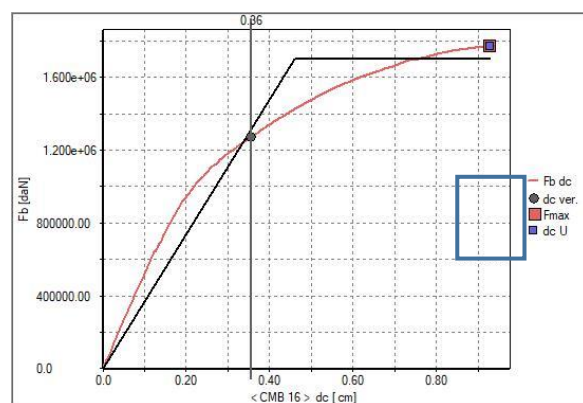
Combinazione 13



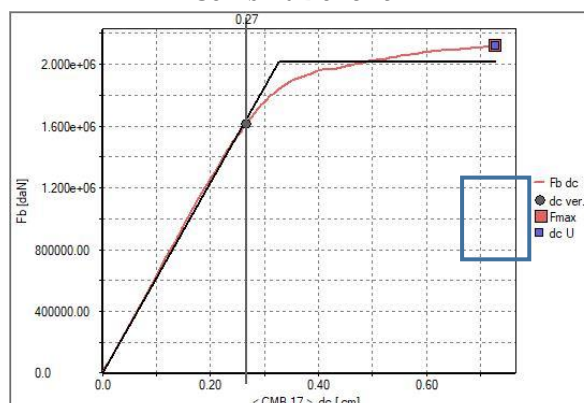
Combinazione 14



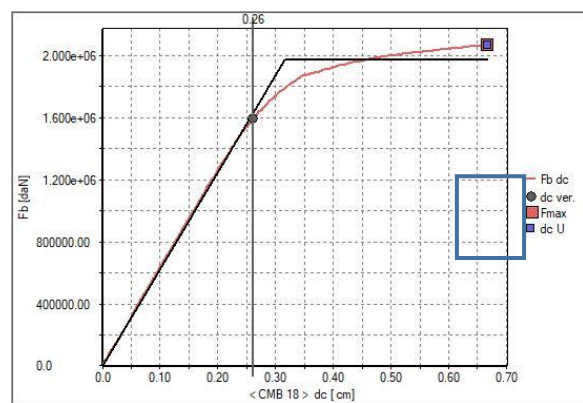
Combinazione 15



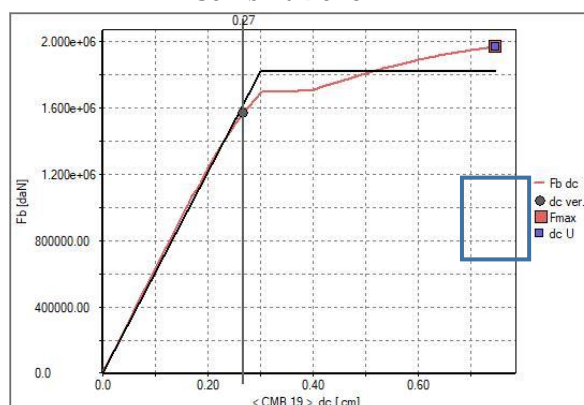
Combinazione 16



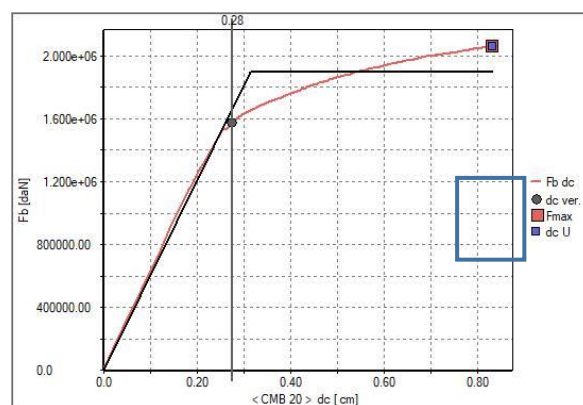
Combinazione 17



Combinazione 18



Combinazione 19



Combinazione 20

7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLU vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità ed i criteri seguiti per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi ed i risultati delle valutazioni svolte. In via generale, oltre alle verifiche di resistenza e di spostamento, devono essere prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e globale, di duttilità, di degrado.

7.1 Verifiche per elementi in acciaio

Il programma consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

1. aste
2. travi
3. pilastri

L'esito delle verifiche è espresso con un codice come di seguito indicato

Ok: verifica con esito positivo

NV: verifica con esito negativo

Nr: verifica non richiesta.

Per comodità gli elementi vengono raggruppati in tabelle in relazione al tipo.

Ai fini delle verifiche (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e circolare 21 Gennaio 2019 n.7) i tipi di elementi differiscono per i seguenti aspetti:

Verifica	Aste	Travi	Pilastr
4.2.3.1 Classificazione	X	X	X
4.2.4.1.2.1 Trazione	X	X	X
4.2.4.1.2.2 Compressione	X	X	X
4.2.4.1.2.4 Taglio		X	X
4.2.4.1.2.5 Torsione		X	X
Flessione, taglio e forza assiale		X	X
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	X	X	X
4.2.4.1.3.2 Instabilità flesso-torsionale		X	X
4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse		X	X

Ai fini delle verifiche per strutture dissipative (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e 2018 e circolare 21 Gennaio 2019 n.7) per strutture intelaiate e a controventi concentrici, si considerano le verifiche del capitolo 4 con azioni amplificate e le verifiche del capitolo 7:

Verifica	Travi	Pilastr
4.2.4.1.2.1 Trazione	X	X
4.2.4.1.2.2 Compressione	X	X
4.2.4.1.2.4 Taglio	X	X
4.2.4.1.2.5 Torsione	X	X
Flessione, taglio e forza assiale	X	X
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	X	X
4.2.4.1.3.2 Instabilità flesso - torsionale	X	X
4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse	X	X
7.5.3 Sfruttamento per momento	X	
7.5.4 Sfruttamento per sforzo normale	X	
7.5.5 Sfruttamento per taglio da capacità flessionale	X	
7.5.9 Sfruttamento per taglio amplificato		X

Viene inoltre riportata la verifica della “Gerarchia delle resistenze trave-colonna” per ogni colonna, considerando piede e testa in entrambe le direzioni globali X e Y.

7.2 Verifiche elementi trave e/o pilastro in c.a.

In tabella vengono riportati per ogni elemento il numero identificativo ed il codice di verifica con le sigle **Ok** o **NV**.

Nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con il metodo degli stati limite (**S.L.**)

vengono riportati: il rapporto x/d , le verifiche per sollecitazioni proporzionali e la verifica per compressione media con l’indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori.

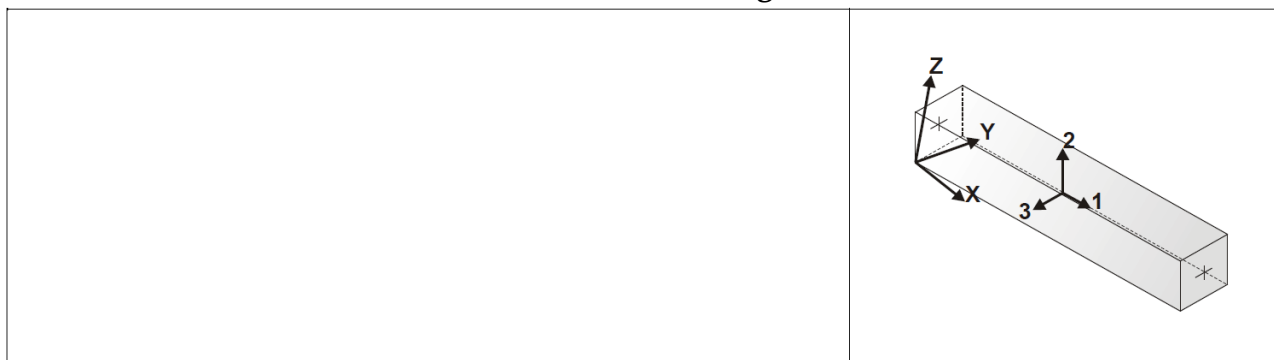
Nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con le tensioni ammissibili (**T.A.**) vengono riportate le massime tensioni nell'elemento (massima compressione nel calcestruzzo, massima compressione media nel calcestruzzo, massima tensione nell'acciaio, massima tensione tangenziale) con l’indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori.

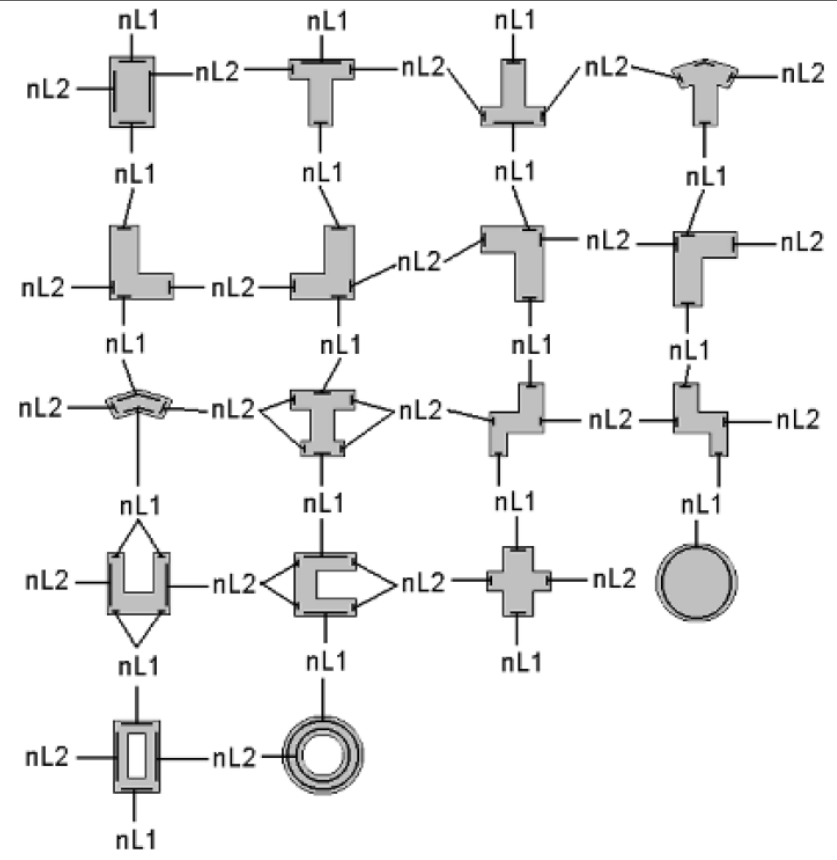
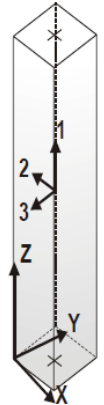
Nel caso in cui la struttura abbia comportamento dissipativo e sia prevista la progettazione con il criterio della gerarchia delle resistenze (**G.R.**) vengono riportate le verifiche di sovraresistenza e del nodo.

Per gli elementi tipo pilastro sono riportati numero e diametro dei ferri di vertice, numero e diametro di ferri disposti lungo i lati L1 (paralleli alla base della sezione) e lungo i lati L2 (paralleli all’altezza della sezione).

Per gli elementi tipo trave sono riportati infine le quantità di armatura inferiore e superiore.

Schema della distribuzione delle armature longitudinali



	<div data-bbox="1013 168 1428 257">Orientamento elementi 2D non verticali</div> <div data-bbox="1165 280 1268 683">  </div> <div data-bbox="1013 716 1428 795">Orientamento elementi 2D verticali</div>
--	--

7.3 Verifiche elementi parete e/o guscio in c.a.

Per le pareti in c.a., in ottemperanza al cap. 7 del DM 17-01-18, viene effettuata una progettazione come *Singolo Elemento*.

Per la progettazione come *Singolo Elemento* di ogni elemento vengono riportati il codice dello stato di verifica con le sigle **Ok** e **NV**, il rapporto x/d , la verifica per sollecitazioni ultime (verifica a compressione media degli sforzi membranali, verifica a presso-flessionale e verifica a sollecitazioni taglianti), gli sforzi membranali e flessionali, il quantitativo di armatura nella direzione principale e secondaria sia inferiore che superiore e il quantitativo di armatura a taglio.

Le azioni derivate dall'analisi in ogni combinazione di calcolo, sono elaborate come previsto al punto 7.4.4.5.1: traslazione del momento, incremento e variazione diagramma taglio, incremento e decremento dello sforzo assiale.

Nel caso dei gusci viene effettuata una progettazione come *Singolo Elemento*, riportando in tabella il rapporto x/d , la verifica per sollecitazioni ultime, (verifica a compressione media degli sforzi membranali, verifica a presso-flessionale e verifica a sollecitazioni taglianti) di ogni elemento.

Per ogni elemento, viene riportata inoltre la maglia di armatura necessaria in relazione alle risultanze della progettazione dei nodi dell'elemento stesso. Le quantità di armature necessarie sono armature (disposte rispettivamente in direzione principale e secondaria, inferiore e

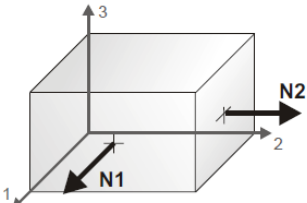
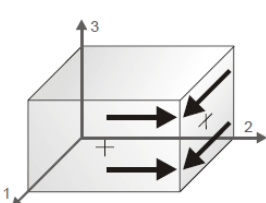
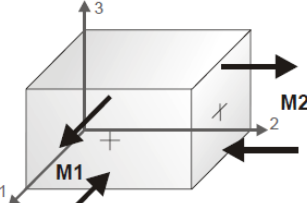
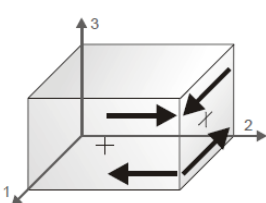
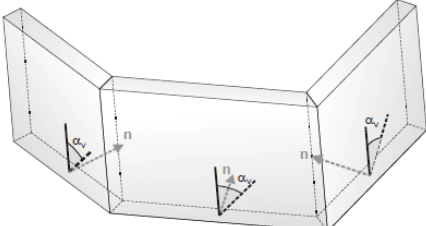
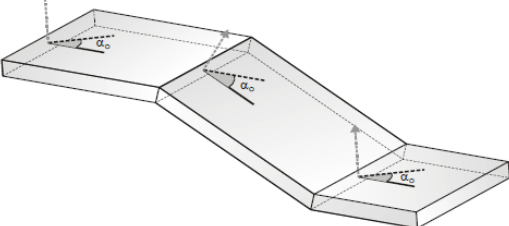
superiore) distribuite nell'elemento ed espresse in centimetri quadri per sviluppo lineare pari ad un metro.

Nel caso dei gusci viene effettuata, inoltre, la verifica a punzonamento, riportando in tabella il codice dello stato di verifica, il coefficiente di verifica per piastre prive di armature a taglio lungo il perimetro resistente e lungo il perimetro del pilastro, coefficiente di incremento dovuto ai momenti flettenti, fattore di amplificazione per le fondazioni, il fattore di amplificazione dell'altezza utile per individuare il perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta, il quantitativo di armatura a punzonamento, il numero di serie di armature, il numero di braccia di armatura ed il riferimento alla combinazione più gravosa.

7.4 Risultati elementi tipo shell

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne gli elementi tipo shell, è possibile in relazione alle tabelle sotto riportate.

Per ogni elemento, e per ogni combinazione (o caso di carico) vengono riportati i risultati più significativi.

 <p>Azione N</p>	 <p>Azione N 1-2</p>
 <p>Azione M</p>	 <p>Azione M 1-2</p>
<p>orientamento per stampa setti</p> 	<p>orientamento per stampa gusci</p> 

In particolare vengono riportati in ogni nodo di un elemento per ogni combinazione:

tensione di Von Mises		(valore riassuntivo del complessivo stato di sollecitazione)
N max		sforzo membranale principale massimo
N min		sforzo membranale principale minimo
M max		sforzo flessionale principale massimo
M min		sforzo flessionale principale minimo
N1	N2	sforzi membranali e flessionali in direzione locale 1 e 2 dell'elemento (lo sforzo 2-1 è uguale allo sforzo 1-2 per la reciprocità delle tensioni tangenziali)
N1-2	M1	
M2	M1-2	

I suddetti risultati possono essere a scelta del progettista o possono essere preceduti o sostituiti da valori di sollecitazione non più riferiti al sistema locale dell'elemento ma al sistema globale.

In questo caso gli elementi vengono raggruppati in gruppi (M_S: macro gusci o macro setti, raggruppati per materiale, spessore, e posizione fisica) per la valutazione dei valori mediati ai nodi appartenenti agli elementi dei gruppi stessi.

I valori di sollecitazione sono, in questo caso, riferiti ad una terna specifica del gruppo ruotata di α_0 attorno all'asse Z per i gusci e ruotata di α_V attorno alla normale (che per definizione è orizzontale) al piano del setto.

Per i setti, in particolare, se α_V è zero, l'asse '1-1 rappresenta la verticale e l'asse '2-2 l'orizzontale contenuta nel setto.

Le azioni sui setti possono essere espresse anche con formato macro, cioè riferite all'intero macro-elemento.

7.5 Verifiche elementi in muratura

In tabella vengono riportati per ogni elemento il numero dello stesso ed il codice di verifica.

Le verifiche sono state condotte secondo le Norme Tecniche 17 Gennaio 2018.

In particolare sono previste le seguenti verifiche:

Par. 4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi, con riferimento in particolare a carichi laterali (fuori dal piano del muro) in assenza di sisma e a stabilità.

Par. 7.8.2.2.3 Verifiche a pressoflessione per carichi laterali (fuori dal piano del muro) in presenza di sisma.

Par. 7.8.2.2.1 Verifiche a pressoflessione nel piano del muro (in tutte le combinazioni).

Par. 7.8.2.2.2 Verifiche a taglio per azioni nel piano del muro (in tutte le combinazioni).

Par. 7.8.2.2.4 Travi in muratura, con riferimento alle verifiche a flessione e taglio.

8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLE vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità seguite per valutare l'affidabilità

della struttura nei confronti delle possibili situazioni di perdita di funzionalità (per eccessive deformazioni, fessurazioni, vibrazioni, etc.) ed i risultati delle valutazioni svolte.

8.1 Stati limite d'esercizio acciaio

In tabella vengono riportati i valori di interesse per il controllo degli stati limite d'esercizio.

In particolare vengono riportati, per gli elementi trave, i risultati relativi alle combinazioni considerate (rare o caratteristiche).

I valori di interesse sono i seguenti:

f^*1000/L	massima deformazione normalizzata in combinazioni rare
-------------------------------	---

Si precisa che i valori di massima deformazione per travi sono riferiti ai due piani locali (1-2 con momenti flettenti 3-3 e 1-3 con momenti flettenti 2-2). Il valore riportato (massimo) è espresso in 1000/L per rendere agevole il confronto di più valori e in particolare di più range di valori (ad esempio 2 rappresenta L/500, 4 L/250 e così via).

8.2 Stati limite d'esercizio

In tabella vengono riportati i valori di interesse per il controllo degli stati limite d'esercizio.

In particolare vengono riportati, in relazione al tipo di elemento strutturale, i risultati relativi alle tre categorie di combinazione considerate:

- ✓ Combinazioni rare
- ✓ Combinazioni frequenti
- ✓ Combinazioni quasi permanenti.

I valori di interesse sono i seguenti:

rRfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rRfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rPfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti [normalizzato a 1]
wR	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare [mm]
wF	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti [mm]
wP	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti [mm]
dR	massima deformazione in combinazioni rare
dF	massima deformazione in combinazioni frequenti
dP	massima deformazione in combinazioni quasi permanenti

Per ognuno dei nove valori soprariportati viene indicata (Rif.cmb) la combinazione in cui si è verificato.

In relazione al tipo di elemento strutturale i valori sono selezionati nel modo seguente:

pilastri	rRfck	rRfyk	rPfck	per sezioni significative
travi	rRfck	rRfyk	rPfck	per sezioni significative
	wR	wF dF	wP	per sezioni significative
	dR		dP	massimi in campata
setti e gusci	rRfck	rRfyk	rPfck	massimi nei nodi dell'elemento
	wR	wF	wP	massimi nei nodi dell'elemento

9 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Per far fronte alle criticità evidenziate dalle analisi gli scriventi propongono l'esecuzione dei seguenti interventi:

- 1) Demolizione dell'intera copertura dell'edificio scolastico comprensivo del cordolo perimetrale e delle strutture in calcestruzzo cementizio armato presenti nel sottotetto e successiva realizzazione di nuova copertura a doppia falda con struttura in acciaio e pannelli sandwich sottocoppi atti ad ospitare lo strato di finitura che sarà realizzato con coppi in laterizio, previa realizzazione del nuovo cordolo perimetrale in calcestruzzo cementizio armato.
- 2) Interventi di rinforzo dei maschi murari con intonaco armato.
- 3) Interventi di rinforzo FRCM su lato esterno fasce di piano.
- 4) Interventi di rinforzo FRCM delle fasce di piano su entrambi i lati con doppio strato.

Si evidenzia come la sola sostituzione del tetto di copertura porta notevoli benefici in termini di risposta sismica della struttura in quanto viene notevolmente ridotta la massa sismica nella sommità dell'edificio e vengono eliminate le residue azioni spingenti presenti ancora oggi.

Tali interventi consentiranno di raggiungere l'adeguamento sismico delle strutture dell'edificio scolastico con un indice di rischio post intervento pari ad 1.

9.1 Interventi in copertura

In merito alla copertura, si vuole sottolineare che il progetto non prevede modifiche in termini dimensionali e finiture esterne rispetto all'esistente.

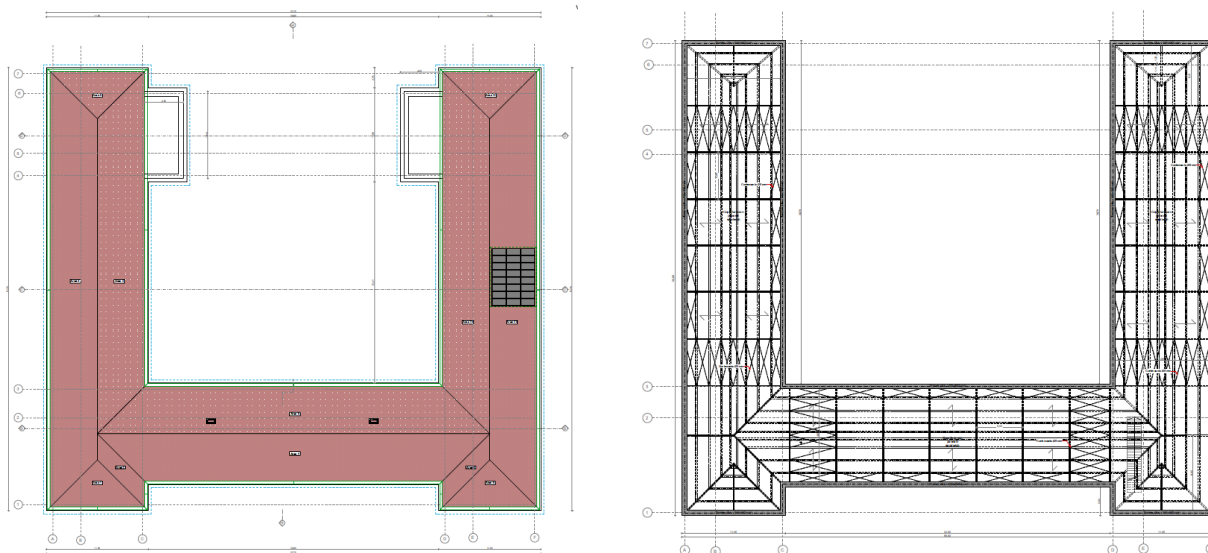


Figura 9: Pianta copertura di progetto



Figura 10: Vista prospettica della copertura in progetto

La nuova copertura metallica a doppia falda prevista nel presente progetto sarà costituita da un insieme di capriate formate da puntoni con profilo HEA 140 collegati tra di loro mediante un sistema di monaci e saette con profilo LU 70x7 mm e catena con profilo LU 70x7 mm. Sopra la capriata ci saranno delle file di arcarecci con profili metallici OMEGA 200X100X50X3,5 mm sui quali si andranno ad ancorare dei pannelli sandwich sottocoppi e coppi posti superiormente. Il profilo metallico sagomato del sottocoppo, sarà installato sull'orditura secondaria e permetterà un ancoraggio sicuro dei coppi e la loro tenuta nel corso del tempo.

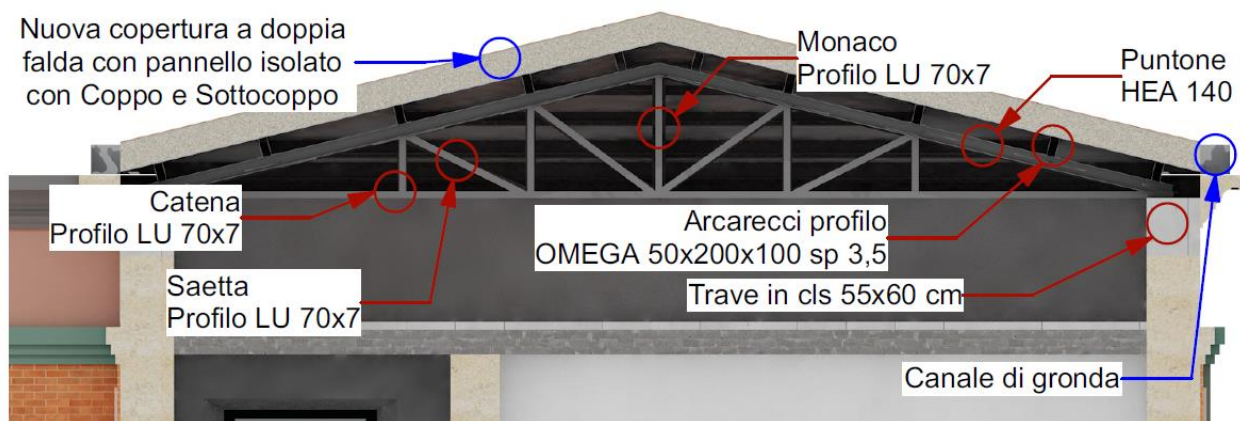


Figura 11: Composizione della capriata in copertura

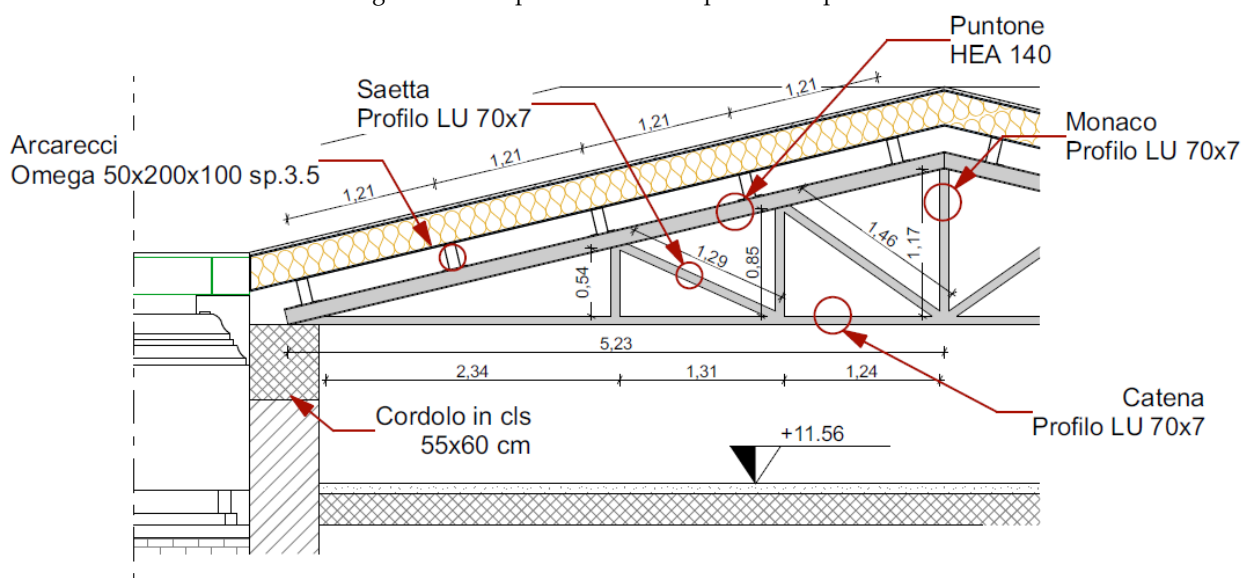


Figura 12: Sezione capriata

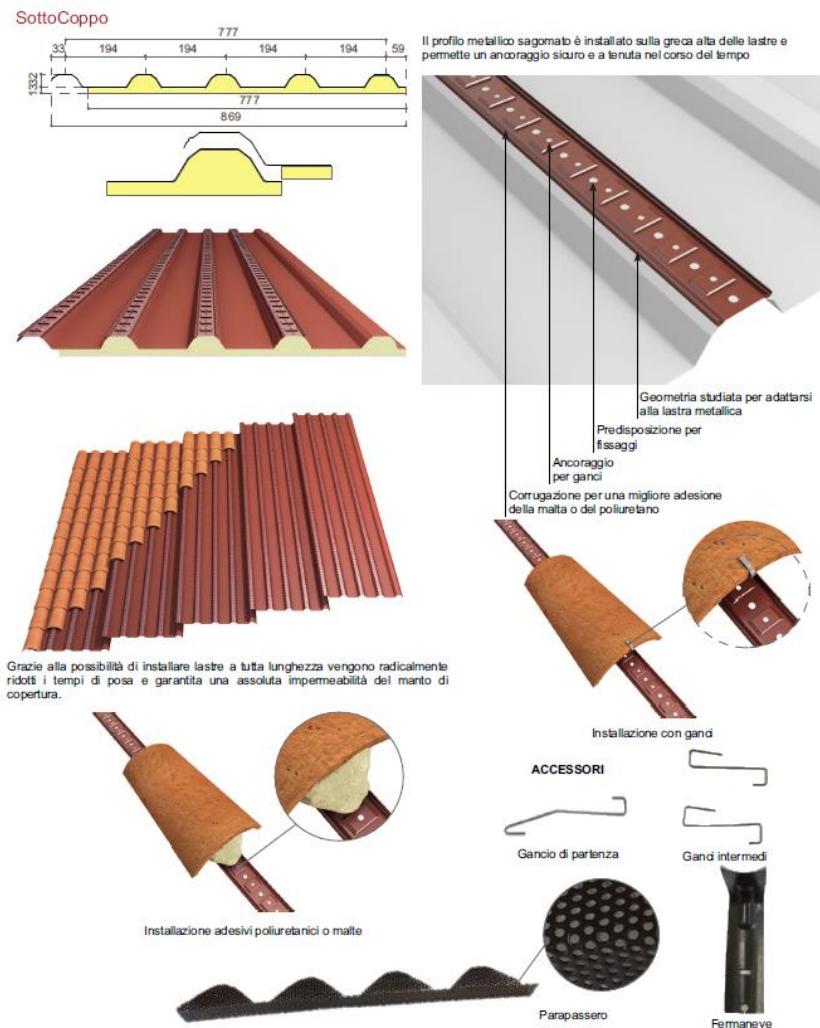


Figura 13: Sistema di copertura con pannello sottocoppo

9.2 Interventi di rinforzo dei maschi murari con intonaco armato

L'intervento di rinforzo dei maschi murari con intonaco armato si applicherà solo in corrispondenza delle murature interne all'edificio. Per questo rinforzo si è prevista l'applicazione di malta fibrorinforzata e rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-impregnata (FRP).

Per quanto riguarda la malta essa ha la caratteristica di essere una malta fibrorinforzata per intonaci, con un'elevate prestazioni meccaniche e premiscelata in polvere a base di calce idraulica naturale e composti reattivi inorganici, che garantisce bassissime emissioni di sostanze organiche volatili. La classe della malta è la M15 in quanto raggiunge una resistenza a compressione maggiore di 15 N/mm².

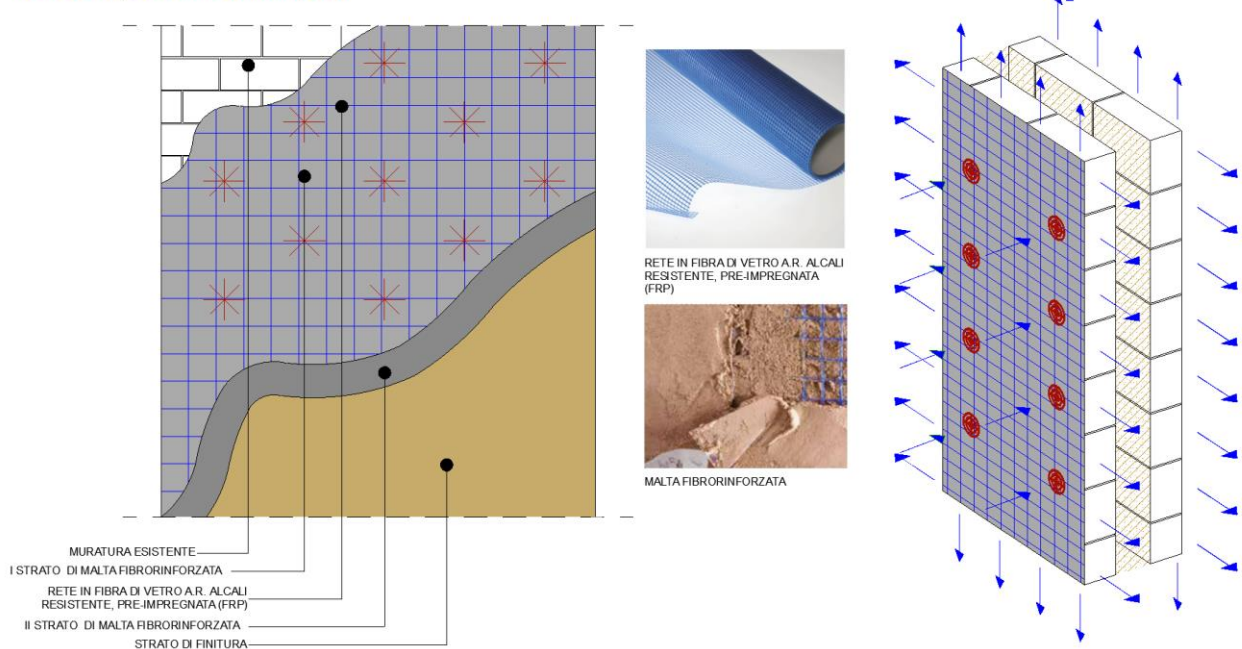
Con la malta precedentemente descritta, sarà montata una rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente pre-impregnata (FRP). Tale rete ha un'elevata resistenza meccanica e grazie alla sua particolare tessitura riesce a conferire alla struttura rinforzata un'elevata duttilità e una ripartizione più uniforme delle sollecitazioni. Il fissaggio monolitico della rete alla struttura avviene mediante l'impiego di connettori preformati in fibra di vetro alcali resistente e resina termoindurente di tipo vinilestere-epossidico di diametro pari a 10 mm. Il numero consigliato è

di 5 al m². La rete, di dimensioni pari a 30x30 mm, è caratterizzata da una elevata flessibilità tale da poter essere sagomata in corrispondenza degli angoli della struttura con estrema facilità, purché precedentemente arrotondati con opportuno raggio di curvatura.

Tale intervento consiste nelle seguenti fasi:

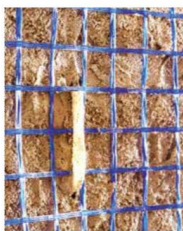
- 1) Rimozione di intonaco e di parti incoerenti e successiva esecuzione dei fori per inserire i connettori;
- 2) Applicazione del primo strato di malta fibrorinforzata;
- 3) Applicazione di rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-impregnata (FRP);
- 4) Applicazione dei connettori in fibra di vetro di diametro pari a 10 mm;
- 5) Applicazione del secondo strato di malta fibrorinforzata e successiva staggiatura;
- 6) Ripianatura e successivo strato di finitura.

RINFORZO DEI MASCHI MURARI TRAMITE APPLICAZIONE DI MALTA FIBRORINFORZATA E RETE IN FIBRA DI VETRO A.R. ALCALI RESISTENTE, PRE-IMPREGNATA (FRP)

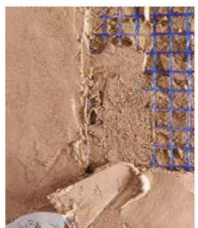




FS - I e II Realizzazione dei fori per connettori e I mano di Malta Fibrorinforzata



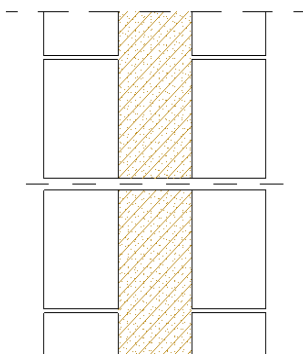
FS - III e IV Applicazione della rete in fibra di vetro e dei connettori



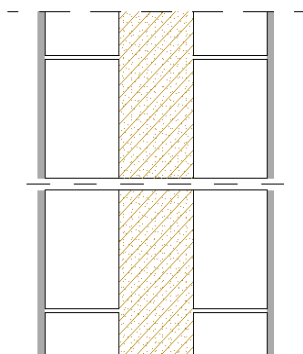
FS - V e VI Secondo strato di malta fibrorinforzata, staggiatura, ripianatura e strato di finitura



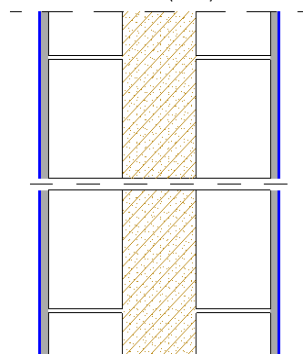
FASE I
RIMOZIONE INTONACO, PARTI
INCOERENTI ED ESECUZIONE DEI
FORI PER I CONNETTORI



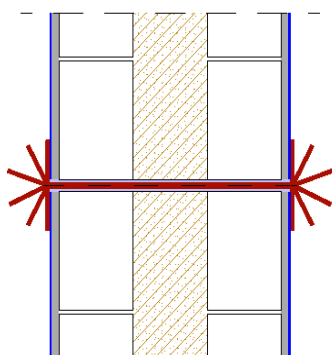
FASE II
I STRATO DI MALTA
FIBRORINFORZATA



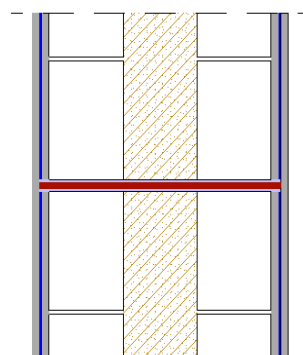
FASE III
APPLICAZIONE RETE IN FIBRA DI
VETRO A.R. ALCALI RESISTENTE,
PRE-IMPREGNATA (FRP)



FASE IV
APPLICAZIONE DEI CONNETTORI
IN FIBRA DI VETRO 10 mm



FASE V
II STRATO DI MALTA
FIBRORINFORZATA
E STAGGIATURA



FASE VI
RIPIANATURA
STRATO DI FINITURA

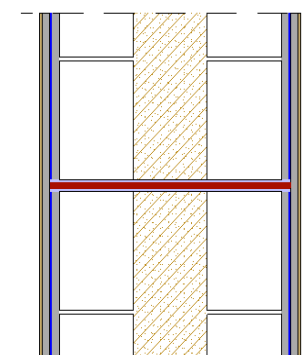
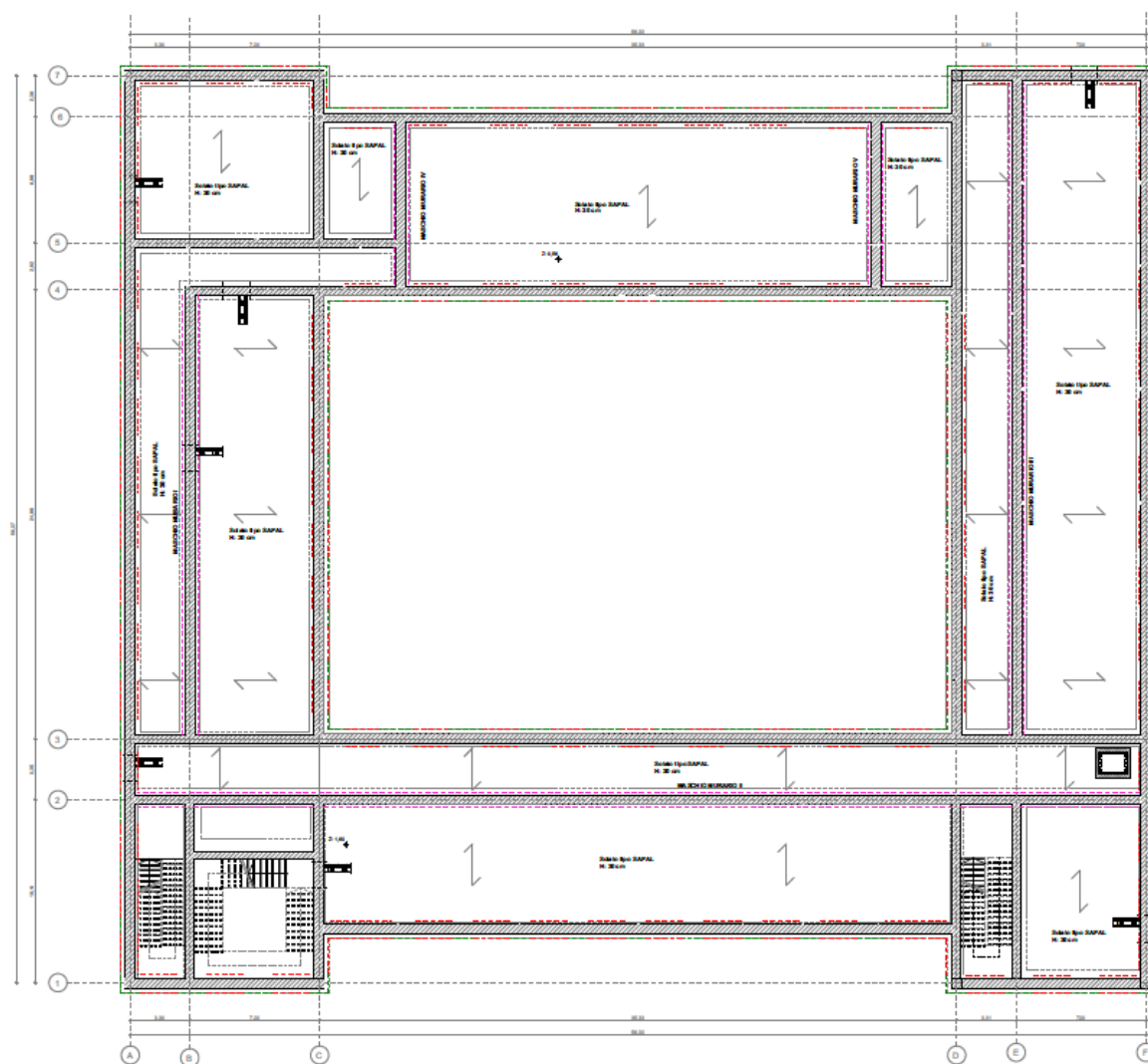


Figura 14: Intervento di rinforzo dei maschi murari



LEGENDA	
	Interventi di rinforzo dei maschi murari con intonaco armato
	Interventi di rinforzo FRCM su lato esterno fasce di piano
	Interventi di rinforzo FRCM delle fasce di piano su entrambi i lati con doppio strato

Figura 15: Pianta carpenteria stato di progetto – Piano terra

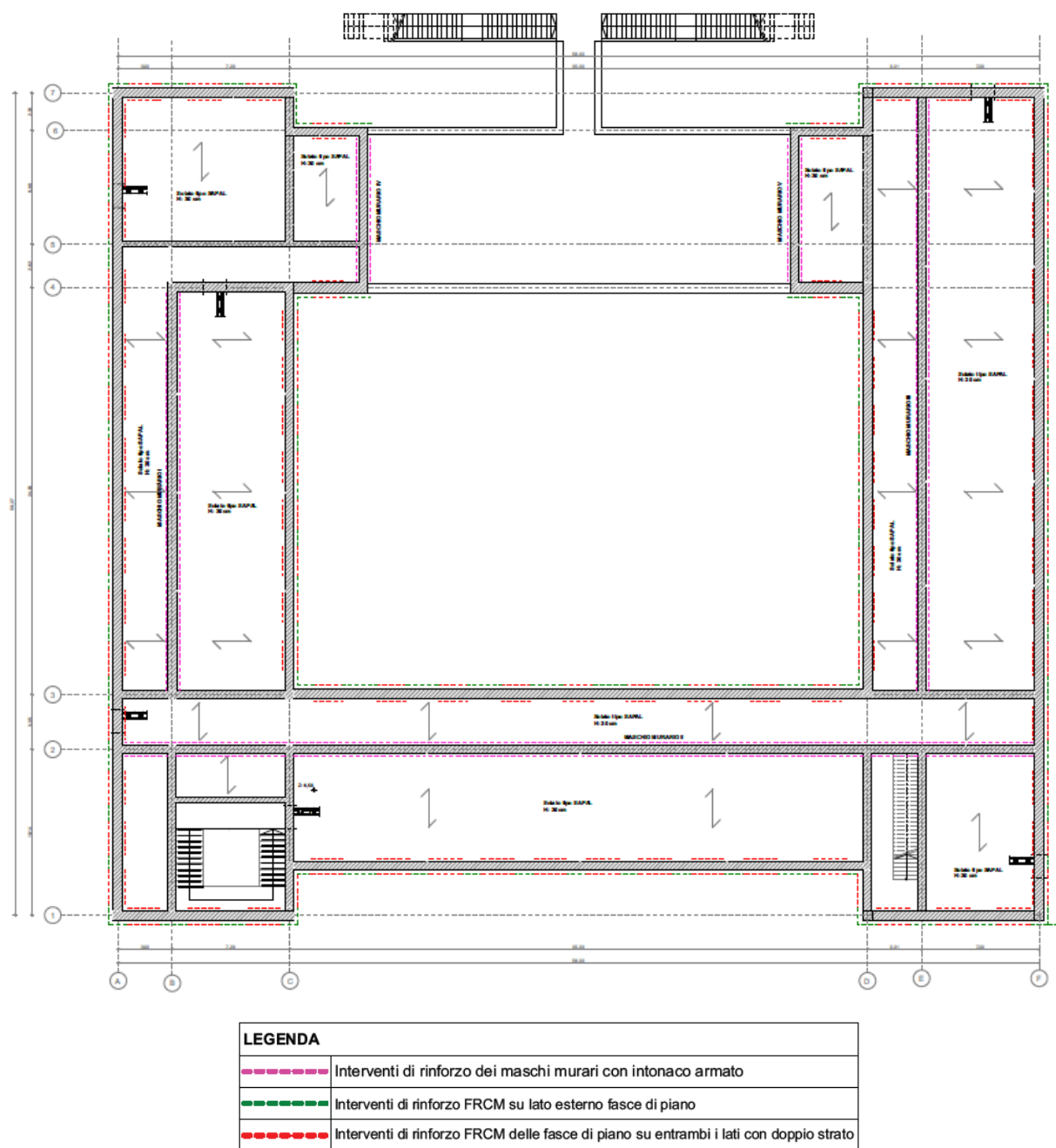


Figura 16: Pianta carpenteria stato di progetto – Piano primo

9.3 Interventi di rinforzo delle fasce di piano

L'intervento di rinforzo delle fasce di piano con l'utilizzo di malta fibrorinforzata e rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, si applicherà tramite la stesura di un doppio strato in corrispondenza delle fasce di piano, sia sulla facciata esterna e sia su quella interna. In corrispondenza delle sezioni murarie site tra una fascia di piano e l'altra sarà applicata solo una mano del suddetto trattamento e sarà previsto solo sul lato esterno dell'edificio scolastico.

Questa malta cementizia ha la caratteristica di essere una malta bicomponente a base di cementi ad alta resistenza, fibre di vetro, aggregati selezionati, additivi speciali e polimeri sintetici in dispersione acquosa. Alla malta sarà abbinata una rete a maglia quadrata di dimensioni 21x21 mm, costituita da fibre di vetro A.R. alcali resistente, con contenuto di ossido

di zirconio superiore al 16%. Tutto questo pacchetto andrà fissato mediante l'impiego di connettori preformati in fibra di vetro alcali resistente e resina termoidurente di tipo vinilestere-epossidico di diametro pari a 10 mm. Il numero consigliato è di 5 al m².

L'intervento di rinforzo FRCM sul lato esterno delle fasce di piano a singolo strato consiste nelle seguenti fasi:

- 1) Rimozione delle modanature esistenti, di intonaco e di parti incoerenti e successiva esecuzione dei fori per inserire i connettori;
- 2) Applicazione del primo strato di malta cementizia bicomponente;
- 3) Applicazione di rete in fibra di vetro A.R.;
- 4) Applicazione dei connettori in fibra di vetro di diametro pari a 10 mm;
- 5) Applicazione del secondo strato di malta cementizia bicomponente e successiva staggiatura;
- 6) Ripianatura e successivo strato di finitura.

Mentre l'intervento di rinforzo FRCM delle fasce di piano su entrambi i lati con doppio strato consiste nelle seguenti fasi:

- 1) Rimozione delle modanature esistenti, di intonaco e di parti incoerenti e successiva esecuzione dei fori per inserire i connettori;
- 2) Applicazione del primo strato di malta cementizia bicomponente;
- 3) Applicazione di rete in fibra di vetro A.R.;
- 4) Applicazione del secondo strato di malta cementizia bicomponente e successiva applicazione di rete in fibra di vetro A.R.;
- 5) Applicazione dei connettori in fibra di vetro di diametro pari a 10 mm;
- 6) Applicazione di malta cementizia bicomponente e successiva staggiatura;
- 7) Ripianatura e successivo strato di finitura.

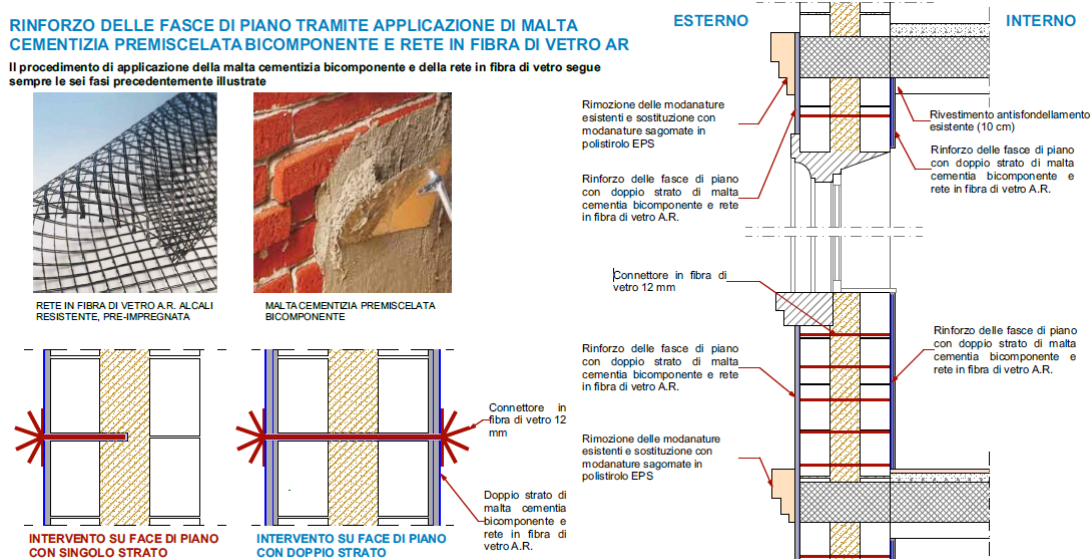


Figura 17: Intervento di rinforzo delle fasce di piano

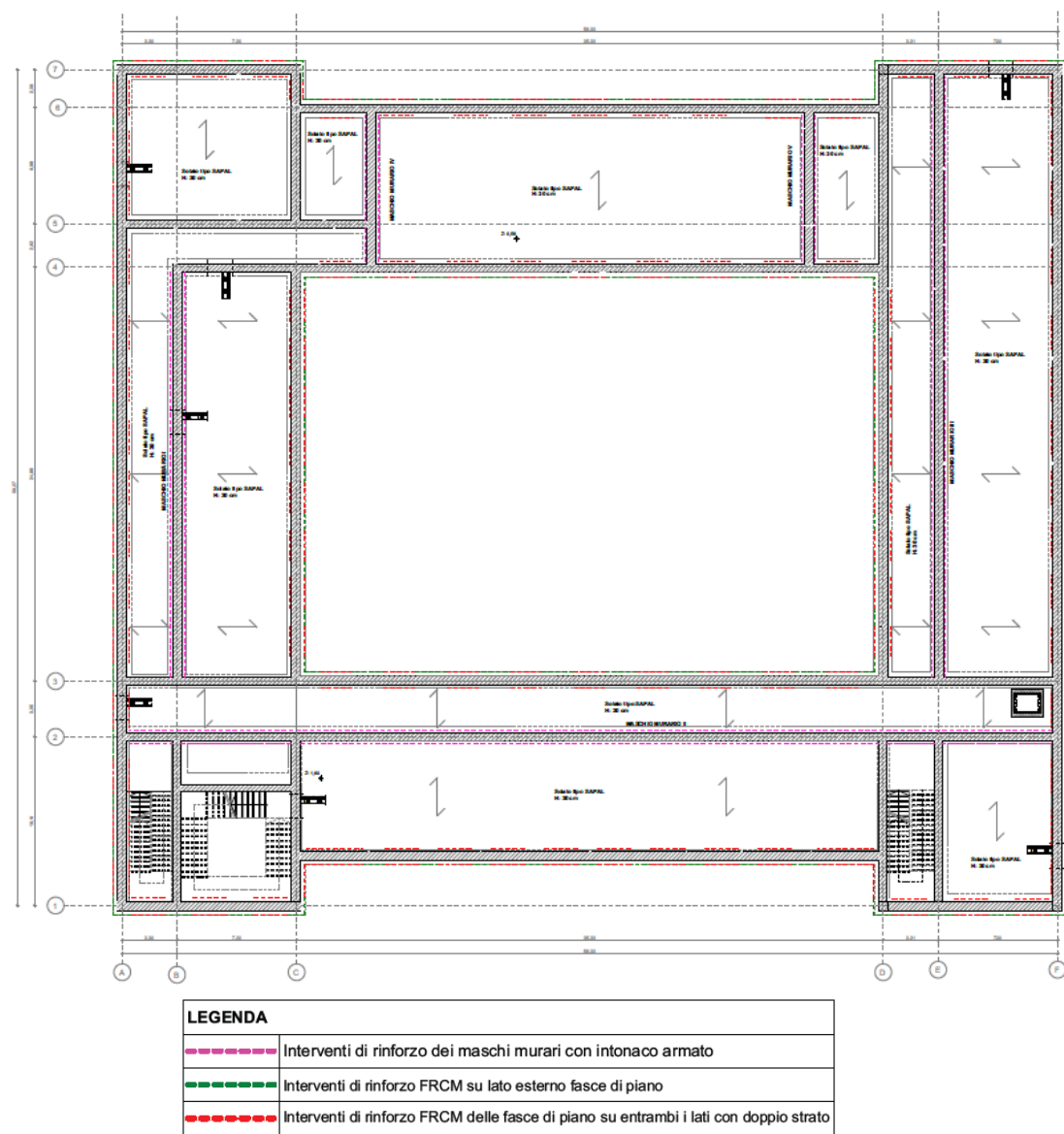
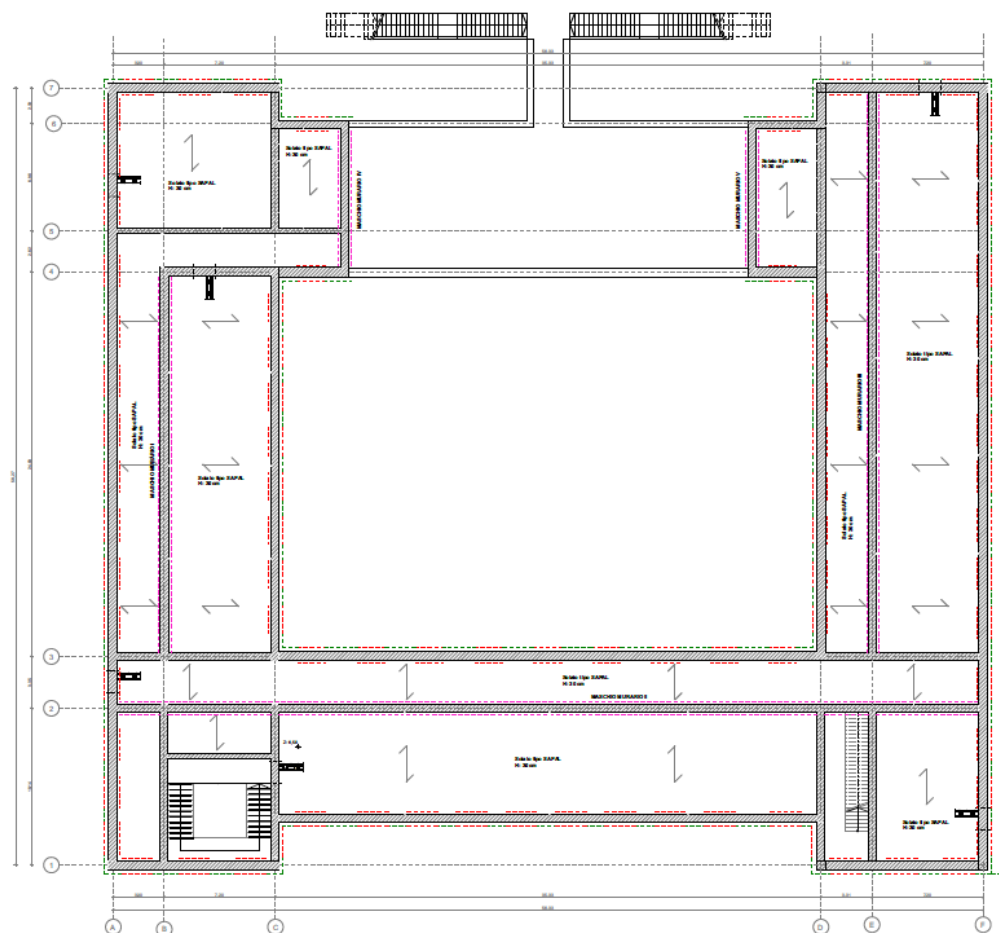


Figura 18: Pianta carpenteria stato di progetto – Piano terra



LEGENDA	
	Interventi di rinforzo dei maschi murari con intonaco armato
	Interventi di rinforzo FRCM su lato esterno fasce di piano
	Interventi di rinforzo FRCM delle fasce di piano su entrambi i lati con doppio strato

Figura 19: Pianta carpenteria stato di progetto – Piano primo



LEGENDA	
	Nuova copertura a doppia falda in acciaio e pannelli sandwich
	Interventi di rinforzo delle fasce di piano (singolo strato)
	Interventi di rinforzo delle fasce di piano (doppio strato)

Figura 20: Prospetto con interventi di rinforzo

Il rinforzo delle fasce di piano esterne è stato previsto con l’utilizzo delle tecniche FRCM disciplinate dalla regola tecnica DT 215/2018 e il consolidamento è stato eseguito da un programma di calcolo del fornitore delle reti.

La verifica è stata condotta prendendo in considerazione gli sforzi dell’elemento più sollecitato andando a verificare che la capacità resistente della sezione rinforzata sia maggiore delle sollecitazioni di calcolo.

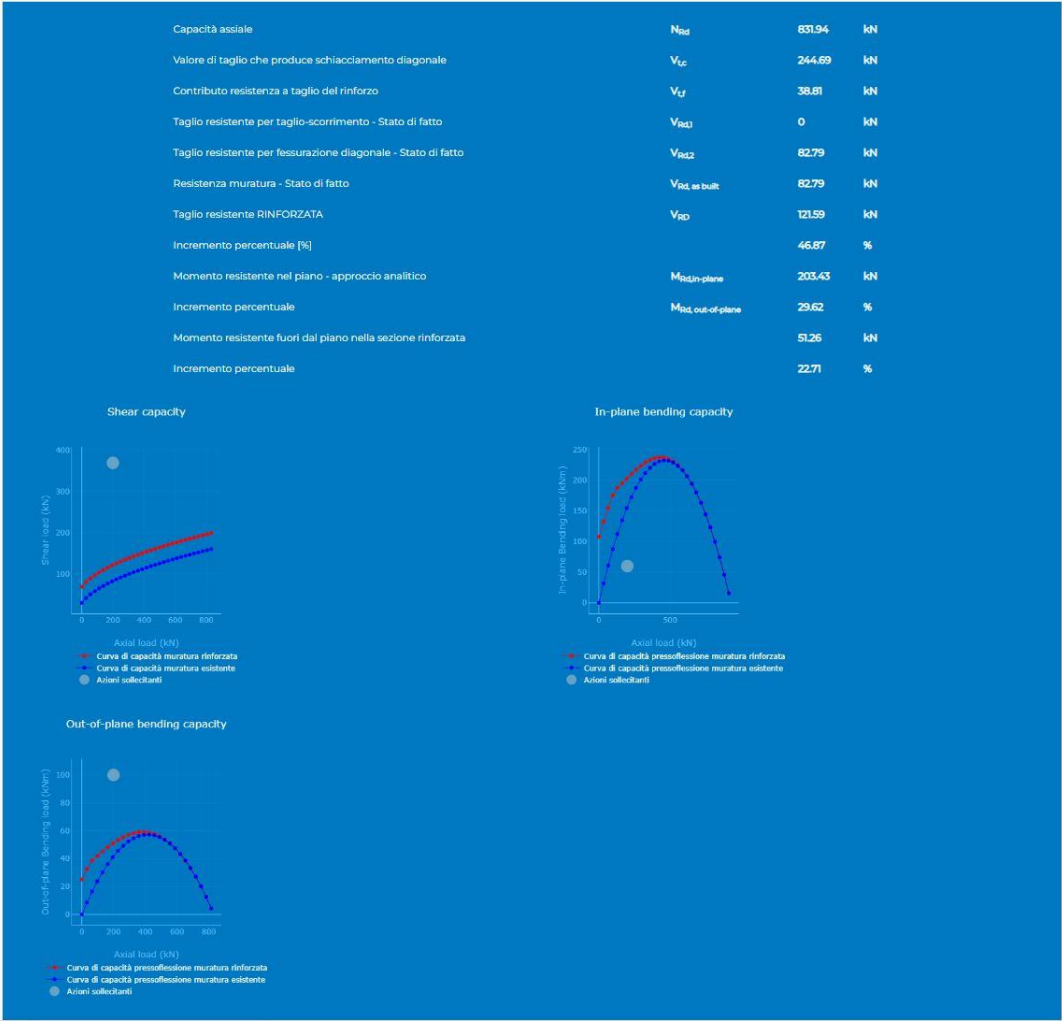


Figura 21: Risultati calcolo rinforzo fasce di piano esterne

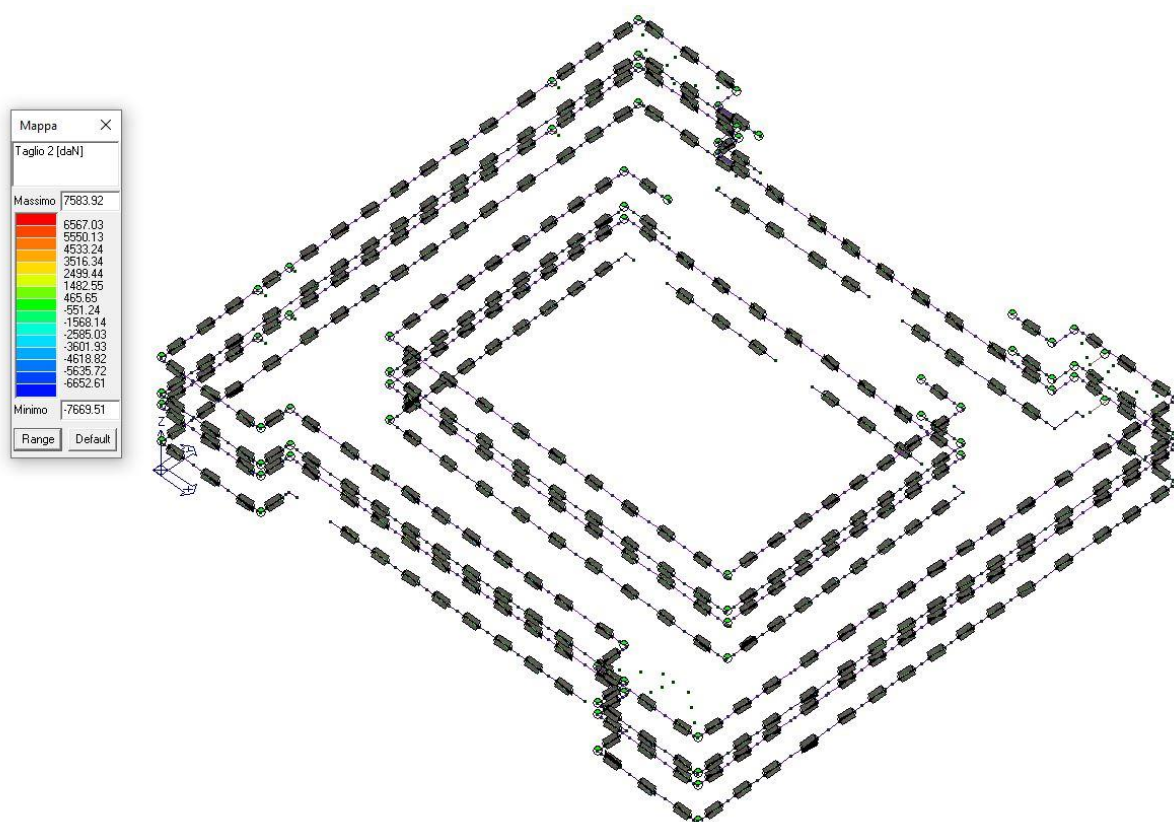


Figura 22: Risultati modellazione

10 AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (NTC 2018 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo : PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Autore-Produttore : 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane, in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti, per la valutazione dello stato tenso deformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione, per la valutazione dello stato tenso deformativo indotto da carichi dinamici (tra i quali quelli di tipo sismico).

Gli elementi, lineari e non lineari, utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- ✓ Elemento TRUSS (asta)
- ✓ Elemento BRICK (solido)
- ✓ Elemento BEAM (trave)
- ✓ Elemento CINGHIA
- ✓ Elemento MEMBRANE (membrana)
- ✓ Elemento BOUNDARY (molla)
- ✓ Elemento PLATE (piastra-guscio)
- ✓ Elemento STIFFNESS (matrice di rigidezza)

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo, attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

È possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/affidabilita.php>

- Filtri di autodiagnostica

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

- ✓ Garanzia di qualità

Dal 1° dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.

Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- ✓ la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- ✓ la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- ✓ il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore FEM 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France.