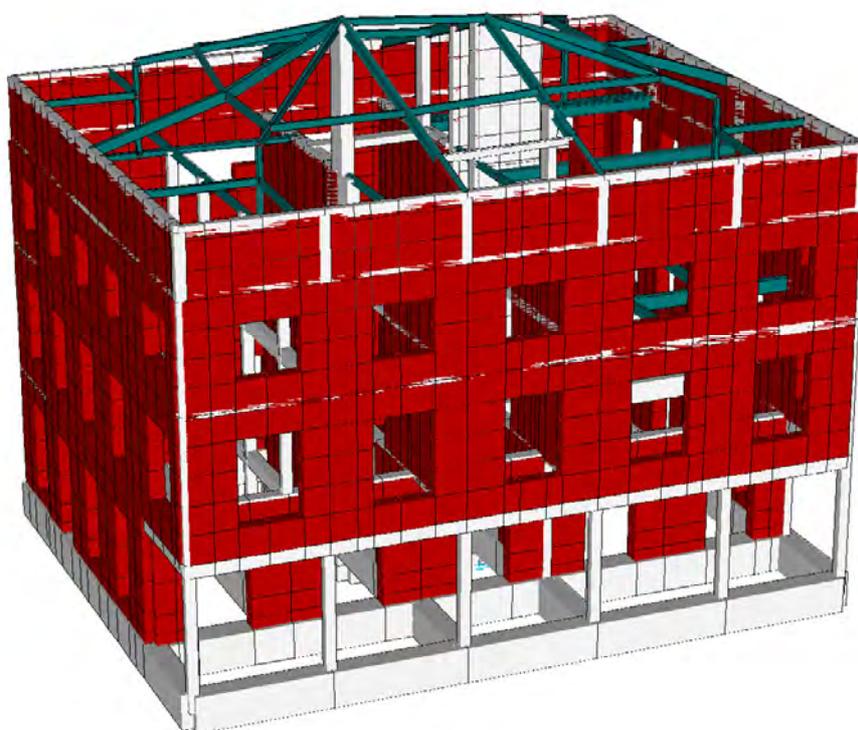


STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO MUNICIPALE DI AZZANO SAN PAOLO – BG-



Curno, Novembre 2013

Tecnico incaricato

Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

Indice

1. Relazione generale

- 1.1 Descrizione dello stato di fatto
- 1.2 Descrizione degli interventi strutturali
- 1.3 Valutazione della sicurezza
- 1.4. Vita nominale (Vn), Classi e Coefficiente d'Uso (Cu) e Periodo di Riferimento (Vr)

2. Relazione sui materiali impiegati

- 2.1 Calcestruzzo
- 2.2 Acciaio per armature
- 2.3 Acciaio per carpenteria
- 2.4 Bulloni e barre filettate
- 2.5 Resina per ancoraggi

3. Relazione geologica-tecnica

- 3.1. Principali caratteristiche del terreno
- 3.2. Descrizione delle fondazioni

4. Analisi dei carichi

- 4.1 Carichi permanenti e pesi propri
- 4.2 Carichi variabili
- 4.3 Carico da neve
- 4.4 Azione sismica
- 4.5 Combinazioni di carico

5. Relazione di calcolo

- 5.1 Criteri di concezione strutturale

5.2 Normative di riferimento

5.3 Criteri per la misura della sicurezza

5.3.1 Verifica elementi in calcestruzzo

5.3.2 Verifica elementi in acciaio

5.3.3 Verifica fondazioni

5.4 Prestazioni attese al collaudo

6. Fascicolo dei calcoli edificio municipale

6.1 Sintesi dei risultati

6.2 Carichi agenti

6.3 Sollecitazioni in fondazione

6.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

6.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

6.6 Verifica piano sottotetto in legno

7. Fascicolo dei calcoli scala esterna in acciaio

7.1 Sintesi dei risultati

7.2 Carichi agenti

7.3 Pressioni in fondazione

7.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

7.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

8. Informazioni sull'analisi svolta con l'ausilio del software MASTERSAP

8.1 Tipo di analisi svolta e combinazioni di carico

8.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

8.4 Validazione dei codici di calcolo

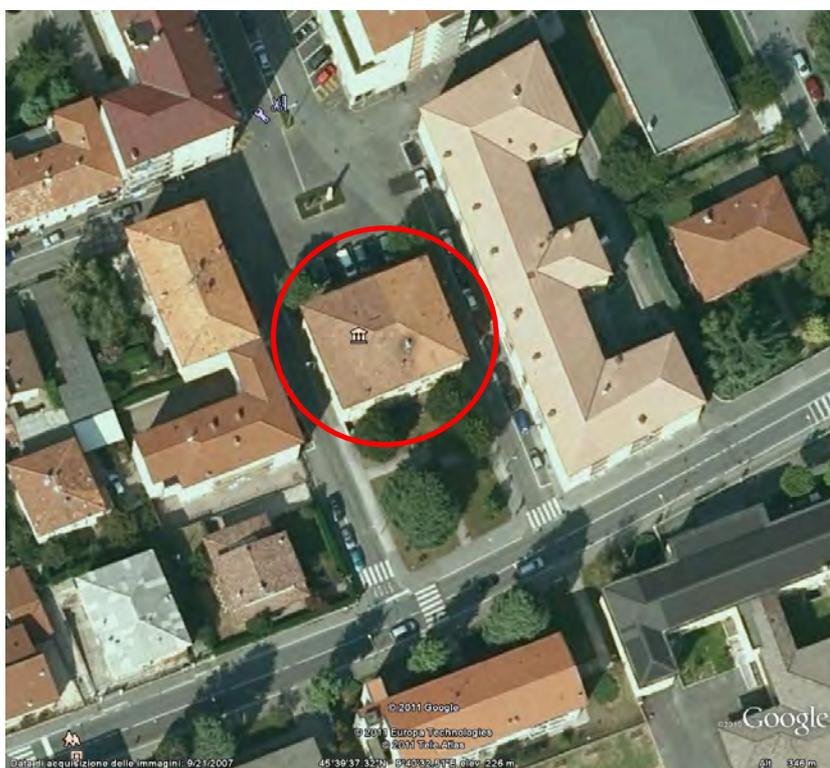
8.5 Presentazione dei risultati

8.6 Informazioni generali sull'elaborazione

8.7 Giudizio motivato sull'accettabilità dei calcoli

1. Relazione generale

La presente relazione di calcolo riguarda la progettazione strutturale ed il dimensionamento degli interventi strutturali sull'edificio Municipale di Azzano San Paolo, Bergamo.



1.1 Descrizione dello stato di fatto

Il fabbricato in oggetto è formalmente abbastanza semplice e ordinato. Realizzato probabilmente nella prima metà del secolo, denuncia, da alcuni particolari di facciata, confermati dalla tipologia strutturale, un successivo ampliamento. La pianta è rettangolare di circa 21x17 m ed è su tre impalcati più la copertura in legno. Detti impalcati sono costituiti dal piano terra, attualmente adibito a Sala Consiliare e Uffici tecnici, da un piano ammezzato che interessa una piccola porzione di edificio

adiacente al corpo scala centrale adibita a bagno e pianerottolo, dal piano primo adibito ad uffici vari, dal secondo piano ora parzialmente inutilizzato, dal sottotetto sgombero e dalla copertura a capanna con orditura in legno. L'impianto planimetrico presenta due muri di spina centrali su cui si sviluppa la scala di accesso al piano primo pressochè centrata sui due corpi rettangolari, uno dei quali (quello sede della sala Consiliare) è di costruzione originale come la scala stessa, mentre l'altro (sede dell'Ufficio Tecnico) è invece stato aggiunto successivamente compresa la scala posteriore usata come accesso di servizio e che raggiunge anche il piano secondo.

Tra i due muri centrali di spina è presente una zona parzialmente interrata adibita a deposito e servita dal prolungamento della scala.

Questa situazione ha ripercussioni a livello strutturale in quanto, mentre la parte originale ha gli impalcati di solaio a tutta luce (circa 8 m) poggianti su un muro perimetrale e su uno di spina, quella nuova è stata risolta in modo meno "ardito", con una fila di pilastri centrali.

Le fondazioni sono in conglomerato cementizio presumibilmente non armato, con altezze elevate, ma con larghezza contenuta. L'altezza, pressoché costante sotto tutti i muri, è risultata di 1.10 m circa con estradosso del dado ad una quota di 15-20 cm sotto il piano del marciapiede esterno.

Le larghezze delle fondazioni sono invece di 80 cm sotto il muro adiacente alla sala Consiliare e sotto quello della facciata apposta, e di 65 cm per il muro ortogonale e per quello di spina.

Il terreno di risulta dagli scavi è certamente rimaneggiato fin dall'origine per almeno i primi 60-80 cm. Probabilmente una spiegazione alle fondazioni così profonde è la ricerca di uno strato con maggiore capacità portante.

Dall'esame visivo e dagli assaggi effettuati sui muri, si desume la presenza di muratura con spessore medio di 50cm al piano terra e di 40cm ai piani superiori composta da foratoni in laterizio legati da malta.

I tre impalcati nella zona originale di grande luce, sono stati risolti in tre modi diversi;

- Il primo a copertura della sala consiliare, presenta due travi ribassate in c.c.a. di 50 cm di calata oltre il solaio e larghezza 30cm e lo stesso ordito trasversalmente su luci di circa 4/5m e di spessore 16cm.
- Il secondo a copertura zona uffici e segreteria, è realizzato con un solaio misto a tutta luce con spessore di 30 cm e travetti a passo 40 cm armati con 1Φ18 e 1Φ16 a travetto.
- Il terzo, di sottotetto è pure a tutta luce con spessore esiguo (20cm) misto, deve essere considerato poco più di un controsoffitto.

L'edificio non evidenzia un quadro fessurativo particolarmente evidente, quanto meno non sugli elementi strutturali principali. Il piano terra e il piano primo non risultano interessati da un quadro fessurativo significativo. Il piano secondo invece presenta una situazione di ampie lesioni nei tavolati dovute presumibilmente al solaio sovrastante di sottotetto che, con uno spessore esiguo e luce di 8 m, essendo soggetto a carichi esclusivamente permanenti è certamente interessato a fenomeni di deformazione lenta da rilassamento, con conseguente compressione dei tavolati sottostanti e fessurazione degli stessi. Importanti risultano invece gli ammaloramenti della copertura in legno.

1.2 Descrizione degli interventi strutturali

Alla luce dello stato di fatto descritto e considerando le carenze strutturali dell'edificio, evidenziate dalle verifiche di sicurezza condotte sia in campo statico che in campo sismico, si ritengono assolutamente necessari interventi strutturali di consolidamento che, pur interessando singoli elementi della struttura e porzioni limitate della costruzione, comunque comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La struttura esistente, progettata e realizzata nella prima metà del secolo scorso e quindi senza i recenti criteri di verifica e senza il livello tecnologico attuale, mostra infatti di non essere per nulla adeguata alle attuali norme antisismiche e presenta carenze strutturali anche nei confronti dei soli carichi verticali, dovute alla scarsa

qualità dei materiali; a ciò si aggiunge un cattivo stato di conservazione di parti della struttura, specialmente in copertura, come evidenziato da recenti crolli parziali del cornicione di gronda.

Tutte le scelte progettuali, quali l'inserimento in posizione centrale del vano ascensore per tutta altezza fino in copertura, l'allargamento delle fondazioni, il rifacimento dei pilastri di facciata del portico e l'inserimento di altri pilastri e setti nelle murature esistenti, il rifacimento del tetto e del solaio del piano terzo ed il rinforzo del solaio del piano secondo, nonché tutti gli altri interventi elencati in seguito, vanno a comporre un quadro di interventi volto al consolidamento ed al miglioramento del comportamento strutturale sia in condizioni statiche che sismiche, dell'edificio municipale di Azzano San Paolo che allo stato di fatto presenta gravi carenze strutturali.

Gli interventi strutturali individuati e sotto descritti, si ritengono essere le soluzioni ottimali per poter mettere in condizioni di sicurezza l'edificio in oggetto.

Alla luce delle considerazioni fatte, si ritengono assolutamente indispensabili al fine della sicurezza dell'edificio municipale, tutti i seguenti interventi strutturali:

- Allargamento delle fondazioni sotto i due muri centrali di spina centrali e sotto i muri che delimitano la porzione ovest dell'edificio (dove è attualmente posizionata l'attuale sala Consiliare) essendo esse deficitarie sia in condizioni statiche che sismiche. Valutazione ed eventuale allargamento delle altre fondazioni in funzione della relazione geologica e verifiche in sito. In tal modo si diminuiscono le pressioni sul terreno che, allo stato attuale, risultano essere non conformi alla presunta resistenza del terreno stesso.
- Rifacimento dei pilastri di facciata del portico al piano terra, attualmente in pietra di Credaro, in C.A. e proseguimento degli stessi all'interno delle murature del piano primo e secondo fino al piano terzo ed allargamento delle relative fondazioni esistenti da valutare in funzione della relazione geologica e verifiche in

sito. Realizzazione di cordoli di fondazione in C.A. aggiuntivi di collegamento della fila di pilastri del porticato con la fondazione esistente dell'edificio.

- Inserimento nella porzione centrale dell'edificio e per tutta altezza fino in copertura, di un vano ascensore in C.A. con muri di spessore 20cm e realizzazione di relativa platea di fondazione in C.A., ai fini del miglioramento del comportamento globale della struttura in termini di rigidità alle azioni orizzontali.
- Realizzazione di setto in C.A. nel muro di spina centrale dell'edificio, frontalmente al vano ascensore, per tutta altezza fino in copertura, anch'esso ai fini del miglioramento del comportamento globale della struttura in termini di rigidità alle azioni orizzontali, oltre che per portare fino in fondazione il carico dovuto ad una porzione di tetto.
- Inserimento di pilastri in C.A. all'interno della muratura in corrispondenza delle travi ribassate del piano terra (copertura dell'attuale sala Consiliare) con proseguimento degli stessi fino al piano terzo, allo scopo di irrigidire la struttura e offrire un contributo di resistenza alla muratura portante in cui sono inseriti.
- Completa demolizione e rifacimento del tetto in legno mediante il posizionamento di travetti in legno massiccio, 4 travi di displuvio, trave di colmo, 4 terzere e 4 altre travi inclinate con profilati in acciaio IPE; questo intervento è motivato dal sottodimensionamento e dal grave degrado degli elementi lignei esistenti, nonché dalla presenza di infiltrazioni d'acqua nel sottotetto.
- Posizionamento in corrispondenza dei 4 terrazzi d'angolo al piano sottotetto di 4 colonne HEB in acciaio con funzione di sostegno dei profilati IPE e dei travetti in legno del tetto.

- Rinforzo del solaio esistente in latero-cemento di spessore 30cm al piano secondo relativamente alla porzione ovest di edificio (attualmente a copertura ufficio tributi, segreteria e ragioneria) mediante il posizionamento sotto il solaio in questione (soffitto del piano primo) di 5 profilati IPE in acciaio che appoggiano sui pilastri di nuova realizzazione posti sul muro perimetrale e su un muro di spina centrale, ed il posizionamento di 8 profilati IPE in acciaio con funzione di rompitratta del solaio.
- Completa demolizione e rifacimento del solaio del piano terzo con un solaio in legno lamellare e cappa di calcestruzzo di 5 cm resa collaborante da connettori opportunamente dimensionati. Tale scelta è resa necessaria dalla grave inadeguatezza statica della soletta esistente e dall'esigenza di non aggravare, dal punto di vista dei carichi, la situazione strutturale attuale sostituendola con una soletta leggera. Relativamente alla porzione ovest dell'edificio, il solaio di nuova realizzazione poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza dei pilastri di nuova realizzazione posti nel muro perimetrale e nel muro di spina centrale, due profilati dei quali sostengono in falso una colonna in acciaio HEB. Relativamente alla porzione est dell'edificio, il solaio in legno poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza della fila di pilastri esistenti e due profilati ortogonali HEB che sostengono in falso una colonna in acciaio HEB.
- Rinforzo del solaio del piano primo relativamente alla porzione ovest dell'edificio con cappa collaborante di calcestruzzo da valutare in sito con la D.L.
- Placcaggio dei pilastri esistenti nella porzione est dell'edificio mediante incamiciatura esterna in C.A. o cerchiatura a calastrelli in acciaio, previa valutazione in sito dello stato e consistenza degli stessi.

- Demolizione della scala presente nell'angolo suddest dell'edificio, allo stato di fatto staticamente non adeguata, e chiusura dei relativi fori del solaio del piano primo e secondo mediante il posizionamento di una porzione di solaio in laterocemento e relativo cordolo in C.A. da ammorsare alle strutture esistenti.
- Esecuzione di interventi di consolidamento volti a migliorare le caratteristiche della struttura mediante placcaggio delle murature con intonaco armato. Tale tecnica prevede la realizzazione di intonaco armato su entrambi i paramenti e posa in opera dei necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura, opportunamente sovrapposte in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale.
- Realizzazione scala in acciaio esterna con profilati UPN e HEB e due tubolari verticali tondi con relativa fondazione in C.A.

1.3 Valutazione della sicurezza

Le strutture presentate sono state calcolate e progettate a norma delle vigenti disposizioni di legge, in particolare in rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 (NTC2008); gli elaborati relativi depositati sono completi e sufficienti a individuare e definire esattamente le opere da eseguire; i materiali di cui si prevede l'impiego e le rispettive dosature sono idonei in relazione alle sollecitazioni assunte a base dei calcoli.

Inoltre, esaminate le caratteristiche dell'edificio ed il suo uso, il progetto e la verifica dell'edificio in esame sono stati condotti con riferimento agli SLU (Stato Limite Ultimo) rispetto alla condizione di collasso statica, agli SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) rispetto alla condizione di collasso sismica, agli SLE (Stato Limite di Esercizio) rispetto alla condizione di esercizio statica ed agli SL geotecnici.

1.4. Vita nominale (V_n), Classi e Coefficiente d'Uso (C_u) e Periodo di Riferimento (V_r) (punto 2.4)

Per l'opera in esame si hanno i seguenti valori di riferimento:

$$V_n = 50 \text{ anni (classe 2)}$$

$$\text{Classe d'uso} = \text{IV (C}_u=2)$$

$$V_r = V_n \times C_u = 100 \text{ anni}$$

2. Relazione sui materiali impiegati

2.1 Calcestruzzo

Per il calcestruzzo di tipo C25/30 ci si riferisce a seguenti valori caratteristici (11.2.10 NTC2008):

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{Ck} = 0,83 \times 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

La classe di esposizione è XC2 per fondazioni e muri controterra interrati, XC1 per le restanti componenti strutturali.

La classe di consistenza è S4.

Il diametro massimo dell'inerte è 20mm.

Il copriferro adottato per tutti gli elementi strutturali è 3,5cm e si riferisce al filo esterno delle armature piu' vicine alla superficie del getto.

2.2 Acciaio per armature

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dell'acciaio da cemento armato, che sarà di tipo B450C (C11.3.21, 11.3.2 NTC2008) si assumono le seguenti caratteristiche:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

2.3 Acciaio per carpenteria

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza per l'acciaio per profilati di tipo S275 ci si riferisce a seguenti valori caratteristici (*11.3.4 NTC2008*):

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

2.4 Bulloni e barre filettate

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei bulloni e delle barre filettate, che sono di classe 8.8, (*11.3.4.6.1 NTC2008*), si assumono le seguenti caratteristiche:

$$f_{yb} \geq 649 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$$

2.5 Resina per ancoraggi

Per gli ancoraggi di barre ad aderenza migliorata si adotta resina HILTI HIT-RE500.

3. Relazione geologica-tecnica

Per quanto non riportato in seguito si rimanda alla relazione geologico tecnica redatta dalla ditta P&P Consuling Engineers di Seriate (BG) ed a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le verifiche agli SLU geotecnici sono state eseguite in accordo con il DM 14.01.08, secondo l'approccio 2, assumendo il valore di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni di $4,3 \text{ Kg/cm}^2$ per fondazioni di larghezza 1m ed interpolando i valori per fondazioni di larghezza differente, avendo assunto per la combinazione dell'approccio 2, A1+M1+R3, il fattore di sicurezza $\gamma_{R3}=2,3$.

I cedimenti in fondazione, calcolati considerando per le fondazioni a trave continua una pressione massima all'SLE di $1,5 \text{ Kg/cm}^2$, risultano inferiori ai 10mm ed allo stato attuale sono ritenuti già esauriti; per il calcolo degli stessi si rimanda alla relazione geologica-geotecnica a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

3.1 Principali caratteristiche del terreno

Sulla base di quanto riscontrato nel corso delle indagini geognostiche effettuate sul sito in oggetto, le caratteristiche salienti del terreno sono riportate nella relazione geologico tecnica allegata a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

In particolare, da piano esecuzione indagine fino alla profondità di 1.2 m circa, superato uno spessore superficiale (0.3-0.5 m) di terreno di coltivo, si ha uno strato di sabbie e limi d'alterazione superficiale e/o materiale rimaneggiato definibile come "poco addensati"; dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità investigabile di 2.5-2.7 m circa, si ha un livello costituito da sabbie con ghiaie e ciottoli definibile come "moderatamente addensati-addensati"

3.2 Descrizione delle fondazioni

Compatibilmente con la relazione geologico tecnica, si adotta la tipologia di fondazione a trave continua di spessore 50 cm e larghezza variabile, ed a platea di spessore 40cm limitatamente alla fondazione del vano ascensore e 50 cm per la fondazione della scala esterna in acciaio, utilizzando un calcestruzzo C25/30.

4. Analisi dei carichi

Le azioni agenti sulla struttura e quindi applicate al modello strutturale sono state calcolate considerando le reali condizioni della struttura, destinazioni d'uso e localizzazione sismica.

4.1 Carichi permanenti e pesi propri

Peso proprio solaio laterocemento esistente H=16 cm	2,2	KN/m ²
Peso proprio solaio laterocemento esistente H=30 cm	3,6	KN/m ²
Peso proprio solaio laterocemento H=20 cm	2,6	KN/m ²
Peso tetto in legno	1,5	KN/m ²
Peso proprio solaio in legno con cappa collaborante di 5 cm	1,7	KN/m ²
Peso permanente portato	1,5	KN/m ²
Peso partizioni interne	1,6	KN/m ²
Peso permanente portato sottotetto	1,2	KN/m ²
Peso partizioni interne sottotetto	0,8	KN/m ²
Peso scale in C.A. (incluso di finiture)	8	KN/m ²

4.2 Carichi variabili

I carichi variabili sono calcolati in accordo alle norme D.M. 14.01.2008:

Ambienti	qk [kN/m²]
B Uffici. Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00 kN/m²
C Ambienti suscettibili di affollamento. Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.	4,00 kN/m²
H Coperture. Cat. H1 – Coperture non praticabili	0,50 kN/m²

4.3 Carico da neve

In accordo al D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni), il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Provincia : Bergamo

Zona : Ia

Altitudine : 230 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 1,55 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

Tipo di copertura: piana ($\alpha = 0^\circ$)

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata **Caso I** nella figura a lato.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III*

Carico da neve :

$$q_s(\mu(\alpha)) = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad [\mu(\alpha) = 0,8]$$

4.4 Azione sismica

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

Essendo classificato il comune di Azzano San Paolo in zona 3 della classificazione sismica, l'azione sismica è calcolata mediante analisi dinamica modale, che è il metodo d'analisi lineare di riferimento delle NTC2008 per determinare gli effetti dell'azione sismica. In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito dalla normativa (cap. 3.2.3.5 NTC2008).

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Intestazione del lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	8%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	30
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.25
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

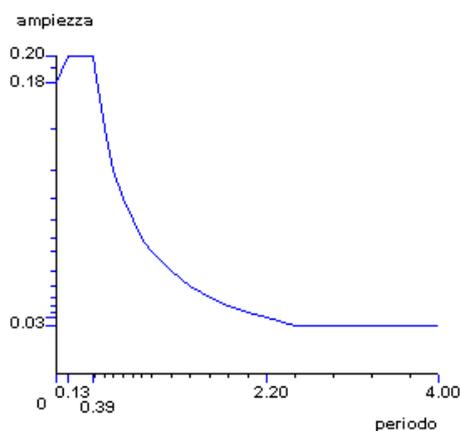
In ottemperanza al paragrafo C8.7.1.2 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, per la verifica di costruzioni in muratura esistenti, non regolari, con analisi lineare, il fattore di struttura utilizzato è stato:

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$$

con $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$ (in assenza di piu' precise valutazioni), pertanto:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

L'azione sismica allo SLV per l'edificio in oggetto è rappresentata quindi dal seguente spettro di risposta:



Poiche l'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati e nella

combinazione di questi effetti, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa.

Come si evince dall'elenco dei 30 modi di vibrazione e relativa massa eccitata presi in considerazione per la struttura in oggetto viene rispettata la richiesta della normativa NTC2008 al cap.7.3.3.1 in cui afferma che è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.100000

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.15e+003	75	+1.57e+001	1	+3.81e-002	0
Progressiva	+1.15e+003	75	+1.57e+001	1	+3.81e-002	0
Modo: 2	+1.18e-002	0	+8.48e+002	55	+1.72e-001	0
Progressiva	+1.15e+003	75	+8.63e+002	56	+2.10e-001	0
Modo: 3	+4.82e+001	3	+3.37e+002	22	+1.71e-001	0
Progressiva	+1.20e+003	78	+1.20e+003	79	+3.81e-001	0
Modo: 4	+4.88e-001	0	+2.68e-001	0	+1.62e+001	1
Progressiva	+1.20e+003	79	+1.20e+003	79	+1.66e+001	1
Modo: 5	+1.08e+000	0	+7.64e-002	0	+1.22e-001	0
Progressiva	+1.20e+003	79	+1.20e+003	79	+1.67e+001	1
Modo: 6	+3.98e+001	3	+5.96e-001	0	+6.41e+000	0
Progressiva	+1.24e+003	81	+1.20e+003	79	+2.31e+001	2
Modo: 7	+2.87e+000	0	+4.91e-001	0	+8.44e+001	6
Progressiva	+1.24e+003	81	+1.20e+003	79	+1.08e+002	7
Modo: 8	+4.01e+000	0	+1.01e-001	0	+1.42e+001	1
Progressiva	+1.25e+003	82	+1.20e+003	79	+1.22e+002	8
Modo: 9	+7.57e+000	0	+4.27e-001	0	+1.68e+001	1
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.20e+003	79	+1.39e+002	9
Modo: 10	+3.82e-001	0	+1.25e+001	1	+4.34e+000	0
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.21e+003	79	+1.43e+002	9
Modo: 11	+3.58e+000	0	+1.37e-001	0	+4.25e+001	3
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.21e+003	79	+1.85e+002	12
Modo: 12	+6.70e-001	0	+2.42e+000	0	+6.90e-003	0
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.22e+003	80	+1.85e+002	12
Modo: 13	+5.62e+000	0	+6.79e-001	0	+7.53e+001	5
Progressiva	+1.27e+003	83	+1.22e+003	80	+2.61e+002	17
Modo: 14	+2.47e+001	2	+3.13e+000	0	+9.53e+000	1
Progressiva	+1.29e+003	84	+1.22e+003	80	+2.70e+002	18
Modo: 15	+5.72e-001	0	+4.06e+000	0	+1.63e+000	0
Progressiva	+1.29e+003	84	+1.23e+003	80	+2.72e+002	18
Modo: 16	+5.08e-001	0	+1.63e+001	1	+2.47e+001	2
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.24e+003	81	+2.96e+002	19
Modo: 17	+9.78e-002	0	+3.39e+000	0	+1.68e-001	0
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.24e+003	81	+2.97e+002	19
Modo: 18	+9.81e-002	0	+2.11e+000	0	+4.52e+002	30
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.25e+003	82	+7.49e+002	49

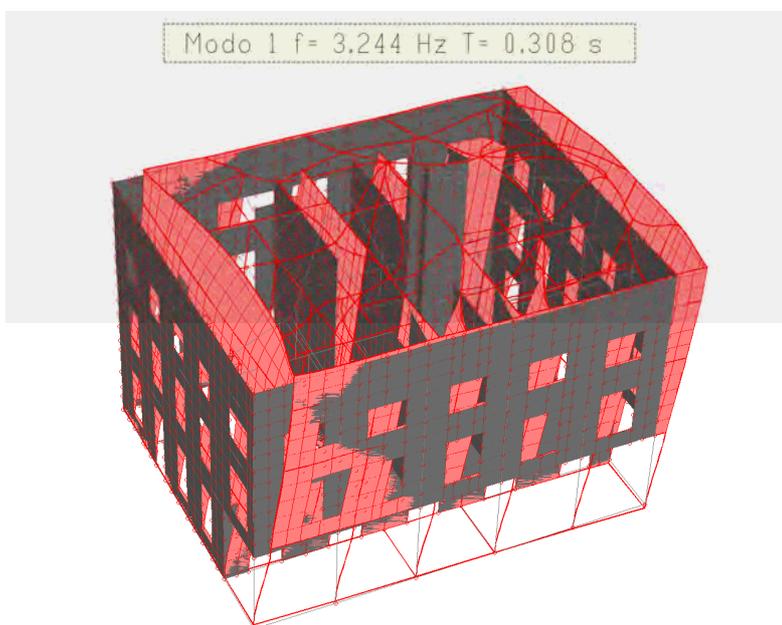
Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 19	+2.62e-004	0	+1.80e-001	0	+3.59e+002	23
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.25e+003	82	+1.11e+003	72
Modo: 20	+2.39e+001	2	+1.34e+001	1	+2.62e+001	2
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.26e+003	82	+1.13e+003	74
Modo: 21	+1.80e-001	0	+1.01e+001	1	+2.34e+001	2
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.27e+003	83	+1.16e+003	76
Modo: 22	+5.43e-001	0	+8.70e-001	0	+8.47e+001	6
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.27e+003	83	+1.24e+003	81
Modo: 23	+1.97e+001	1	+8.27e+000	1	+1.83e-006	0
Progressiva	+1.34e+003	87	+1.28e+003	84	+1.24e+003	81
Modo: 24	+1.32e+001	1	+5.86e-001	0	+3.27e-001	0
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.28e+003	84	+1.24e+003	81
Modo: 25	+1.51e+000	0	+1.14e+001	1	+3.72e+001	2
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.29e+003	84	+1.28e+003	84
Modo: 26	+4.01e-001	0	+9.78e+000	1	+8.94e+000	1
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.30e+003	85	+1.29e+003	84
Modo: 27	+2.03e+000	0	+1.10e+001	1	+7.59e+000	0
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.31e+003	86	+1.30e+003	85
Modo: 28	+4.04e-001	0	+1.99e+001	1	+2.44e+001	2
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.33e+003	87	+1.32e+003	86
Modo: 29	+8.86e-003	0	+4.36e-002	0	+8.23e-002	0
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.33e+003	87	+1.32e+003	86
Modo: 30	+5.25e+001	3	+3.44e-001	0	+2.61e+000	0
Progressiva	+1.41e+003	92	+1.33e+003	87	+1.32e+003	87

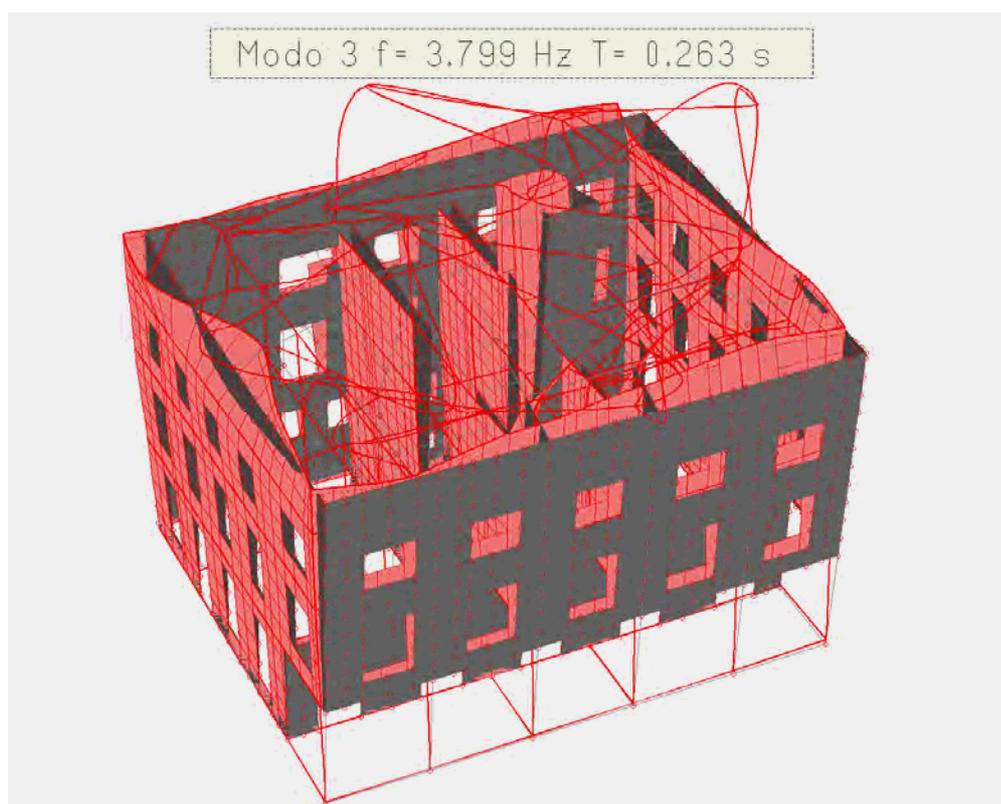
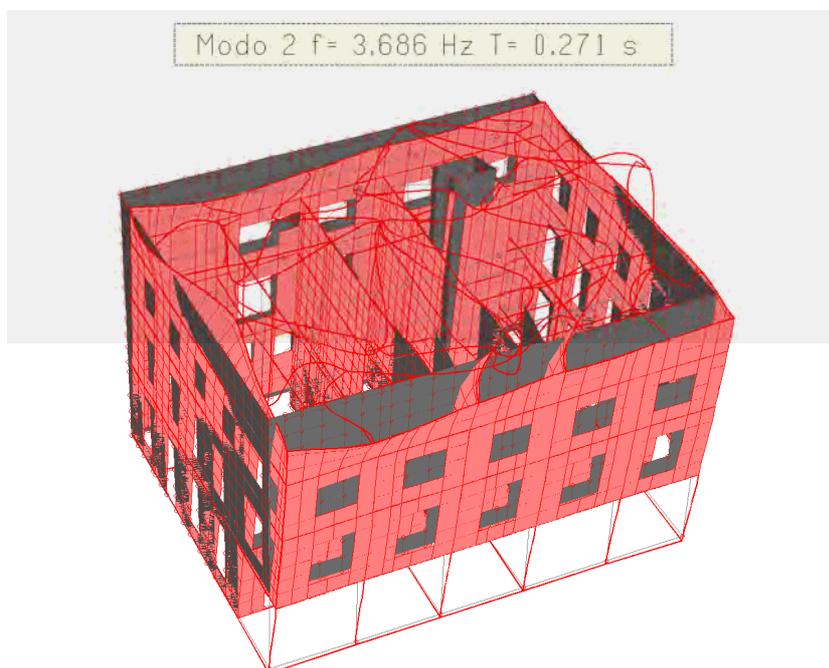
MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X
+1.53e+003

Direzione Y
+1.53e+003

Direzione Z
+1.53e+003





Come approccio strutturale si assume che tutta la resistenza all'azione sismica orizzontale sia affidata agli elementi resistenti atti a tale scopo. Come tali elementi

sismici sono state considerate le pareti in muratura che costituiscono la quasi totalità della rigidità della struttura.

In favore di sicurezza, in questo approccio si trascura quindi il contributo dei pochi pilastri in C.A. e del vano ascensore, poiché il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali di tali elementi si ipotizza trascurabile rispetto all'analoga rigidità delle pareti in muratura esistenti. I pilastri possono quindi essere considerati come elementi secondari (punto 7.2.3 delle NTC2008) e pertanto sia la rigidità che la resistenza di tali elementi sono ignorate nell'analisi della risposta sismica della struttura sismo-resistente; gli elementi secondari vengono progettati invece per resistere ai soli carichi verticali, essendo tuttavia in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto. I pilastri quindi, non avendo funzione sismica, devono rispettare solo i requisiti del capitolo 4 delle NTC e non devono soddisfare i criteri di duttilità e gerarchia delle resistenze, né tantomeno i minimi sismici dimensionali e di armatura.

Di conseguenza anche le travi non fanno parte di telai sismo resistenti e pertanto devono rispettare solo i requisiti del capitolo 4 delle NTC. I piani rigidi dei solai consentono la trasmissione delle forze sismiche alle pareti in C.A., opportunamente dimensionate per tali forze.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidità degli elementi principali.

I pilastri in C.A. quindi vengono dimensionati e verificati per resistere all'azione assiale, al momento flettente e taglio, mostrati in seguito e derivanti dai carichi verticali e dalla deformazione della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

Pur avendo affidato tutta la resistenza alle azioni orizzontali alle pareti in muratura, in favore di sicurezza si dimensiona e disegna il vano ascensore come da cap.7 delle NTC2008.

Poiché il sito ricade non presenta i requisiti elencati al punto 7.2.1 delle NTC2008, non è necessario considerare la componente verticale del sisma.

4.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica SLU. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Combinazione di carico SLU: $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE rara: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE frequente: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 2} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE quasi permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico sismica: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I coefficienti utilizzati nelle combinazioni sono i seguenti.

Tipo di azione	Categoria	Coefficienti parziali Y				Coefficienti di combinazione			Combinazioni sismiche				
		YGsup	YGinf	YQsup	YQinf	YA	ψ_0	ψ_1	ψ_2	YG	YQ	ψ_{2slu}	ψ_{2sld}
Permanente	Peso Proprio	1.3	1							1			
	Permanente portato	1.3	1							1			
Variabile	Domestici e residenziali			1.5	0		0.7	0.5	0.3		1	0.3	0.3
	Uffici			1.5	0		0.7	0.5	0.3		1	0.3	0.3
	Aree di acquisto e congresso			1.5	0		0.7	0.7	0.6		1	0.6	0.6
	Magazzini			1.5	0		1	0.9	0.8		1	0.8	0.8
	Autorimesse			1.5	0		0.7	0.7	0.6		1	0.6	0.6
	Neve			1.5	0		0.5	0.2	0		1	0	0
	Vento			1.5	0		0.6	0.2	0		1	0	0
Eccezionale						1							

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
2	Statica uffici dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
7	Statica scale dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
8	Statica neve dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
9	Statica copertura dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara uffici dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
4	Frequente uffici dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
10	Rara scale dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
11	Rara neve dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
12	Rara neve dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
13	Frequente scale dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
14	Frequente neve dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200

5. Relazione di calcolo

5.1. Criteri di concezione strutturale

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il

terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato nel modello tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che per il terreno in esame, si assume pari a 40000 KN/m^3 ; si sottolinea comunque che l'influenza di tale parametro sui risultati è molto bassa.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

In particolare nel modello sono state adottate, in favore di sicurezza, rigidità taglianti e flessionali del calcestruzzo inalterate per non ridurre la rigidità del modello e massimizzare le azioni sismiche orizzontali sui muri e le pareti sismiche.

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Muratura foratoni	+4.50e+006	0.450	12.00000	+0.00e+000	1.000	+5.00e-001	+5.00e-001
2	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.04e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Muratura blocchi pieni	+1.50e+006	0.450	18.00000	+0.00e+000	1.000	+5.00e-001	+5.00e-001
4	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
5	Muratura	+1.47e+006	0.250	17.65800	+0.00e+000	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare conforme al D.M. 14.01.2008.

Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

5.2 Normative di riferimento

- **Legge 5 novembre 1971 N. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008**
- Circolare n° 617 del 02/02/2009
- **UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997** - Azioni sulla struttura.
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- **UNI ENV 1992-1-1** Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

5.3 Criteri per la misura della sicurezza

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo SLU (anche sotto l'azione sismica SLV), allo stato limite di esercizio SLE (verifica di deformabilità, verifica di fessurazione e verifica delle tensioni in esercizio), nei confronti di SL geotecnici secondo l'**approccio 2**.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, essendo l'edificio in zona 4, come previsto dalle NTC2008, non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio; nonostante ciò, in favore di sicurezza e ricadendo l'edificio in classe d'uso III, verranno esaminate anche le deformazioni relative, verificando che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

5.3.1 Verifica elementi in calcestruzzo

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed barre di acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$f_d = f_k / \gamma_M$ dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ dove:

$\alpha_{cc} = 0,85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni per C25/30.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ dove:

$\gamma_S = 1,15$ per tutti i tipo di acciaio è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio B450C.

Gli elementi in calcestruzzo armato sono stati verificati allo Stato Limite Ultimo (SLU) in termini di resistenza a sforzo normale e flessione, a taglio (con o senza specifiche armature a taglio), a torsione o a sollecitazione composte, con le resistenze di calcolo dei materiali sopra esposte. Sono state inoltre condotte le opportune verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) in termini di deformabilità, di fessurazione e di tensioni in esercizio come da 4.1.2 del D.M.14/01/2008.

5.3.2 Verifica elementi in acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \text{ (cap.4.2.4.1.1. delle NTC2008),}$$

dove R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura e γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

γ M0	1.05	Resistenza di sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3 (plasticità o snervamento)
γ M1	1.05	Resistenza di sezioni trasversali di classe 4 (instabilità locale)
γ M1	1.05	Resistenza all'instabilità degli elementi (instabilità globale e locale)
γ M2	1.25	Resistenza delle sezioni nette sui fori dei bulloni
γ Mb	1.25	Resistenza delle connessioni bullonate
γ Mw	1.25	Resistenza delle connessioni saldate
γ M3	1.10	Resistenza allo scorrimento di bulloni precaricati
γ M0 PF	1.00	Resistenza di profili a freddo
γ M1 PF	1.00	Resistenza all'instabilità di profili a freddo
γ Rd S235	1.20	Coeff. sovraresistenza S235
γ Rd S275	1.15	Coeff. sovraresistenza S275
γ Rd S355	1.10	Coeff. sovraresistenza S355
γ Rd S420	1.10	Coeff. sovraresistenza S420
γ Rd S460	1.10	Coeff. sovraresistenza S460

Tale valore R_k di resistenza caratteristico è determinato dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5.

5.3.3 Verifica fondazioni

Le azioni trasmesse in fondazione ed utilizzate per il dimensionamento delle stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

In accordo al punto 7.2.5 delle NTC2008 per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un g_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi

elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1. In particolare, nel progetto in esame, in favore di sicurezza le fondazioni sono state dimensionate e verificate adottando il fattore di struttura q pari a 1. In questo modo le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico e non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Per quanto riguarda la progettazione geotecnica in accordo alle NTC2008, la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali

riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_T	1,0	1,0

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

5.4 Prestazioni attese al collaudo

Stante la natura delle opere da progettare, le prestazioni attese al collaudo riguardano essenzialmente il corretto comportamento dell'apparato strutturale nei riguardi dei carichi permanenti e accidentali, con assenza di significative deformazioni delle strutture e della copertura, nonché nell'assenza di apprezzabili cedimenti in fondazione o altre lesioni significative nelle strutture in C.A.

6. Fascicolo dei calcoli edificio municipale

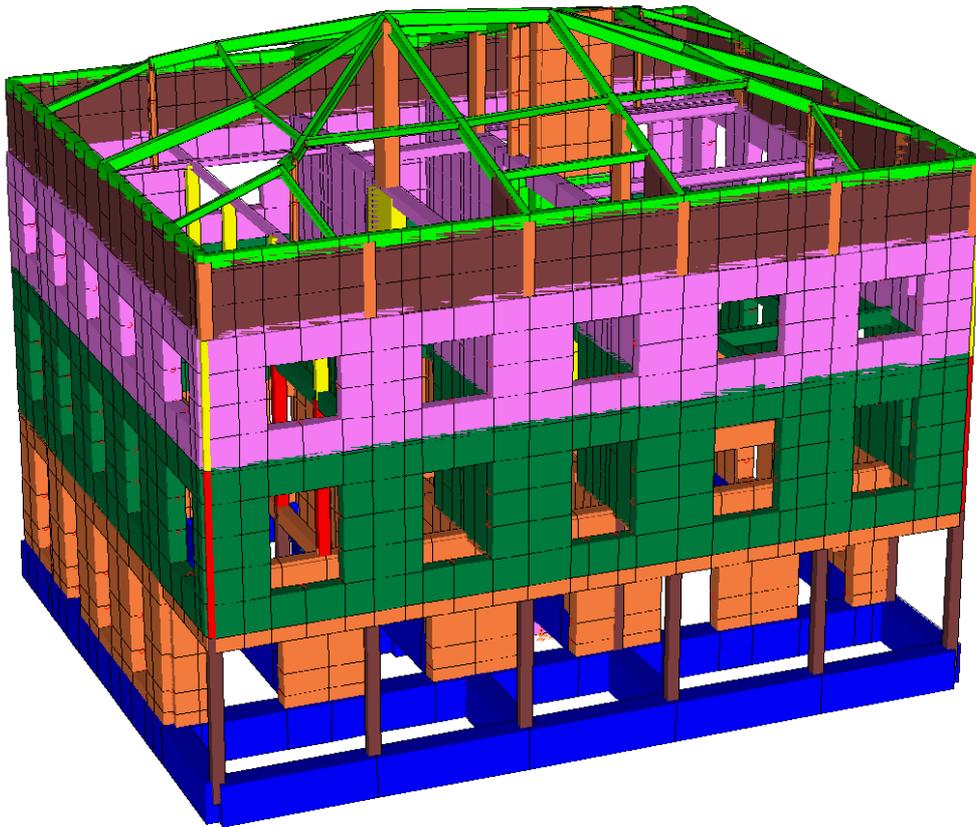
6.1. Sintesi dei risultati

Sulla base dell'analisi statica e sismica condotta si è verificata la rispondenza delle strutture alla normativa vigente, con sollecitazioni di calcolo sempre entro i limiti di resistenza delle membrature.

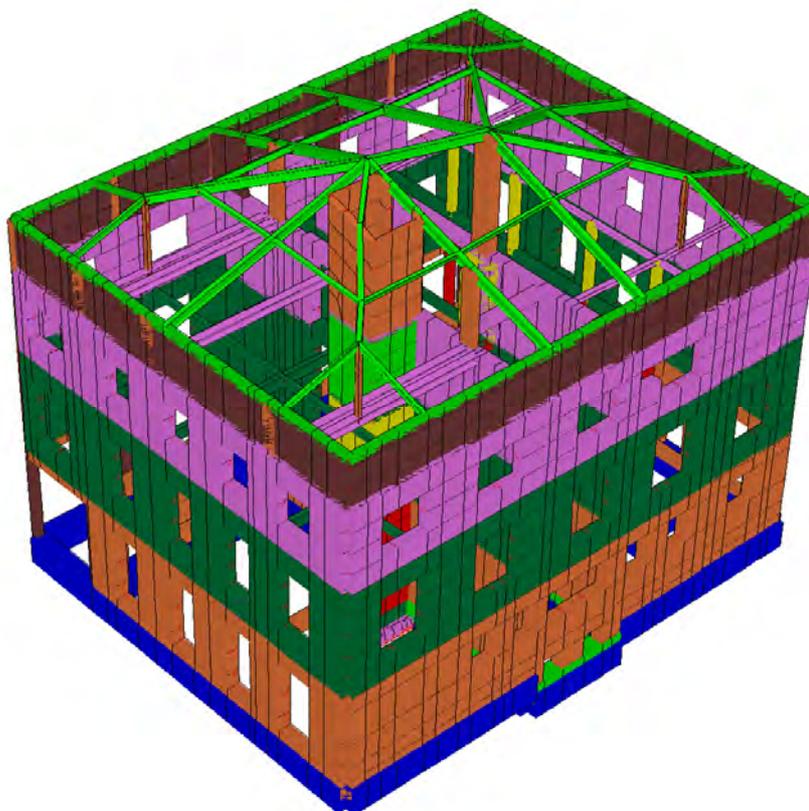
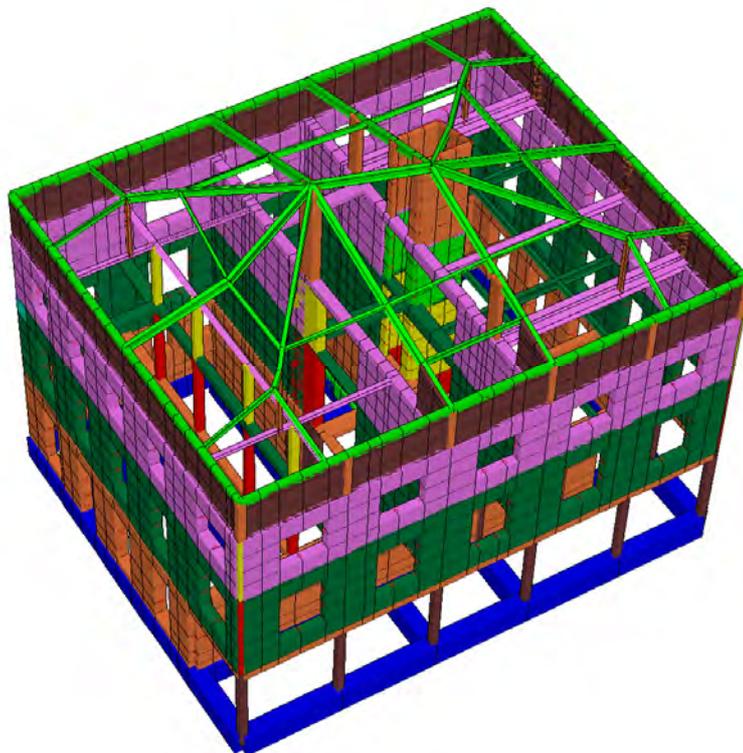
Si ha in particolare la seguente modellazione strutturale.

MODELLO STRUTTURALE 3D

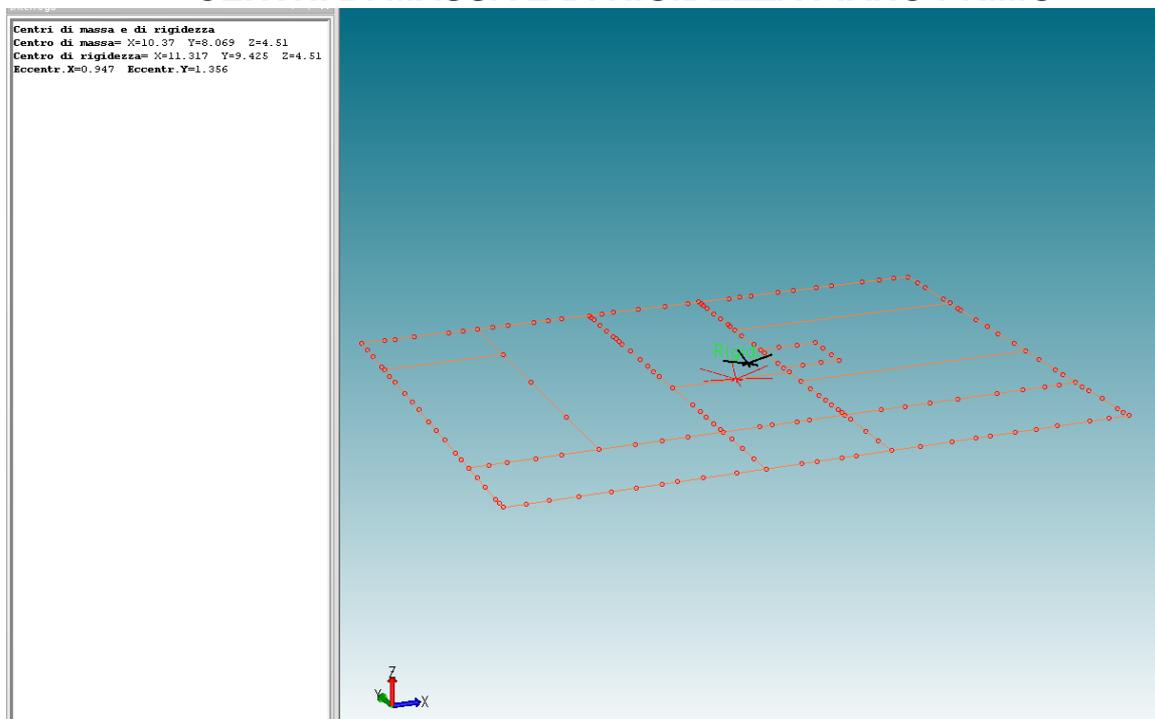
STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



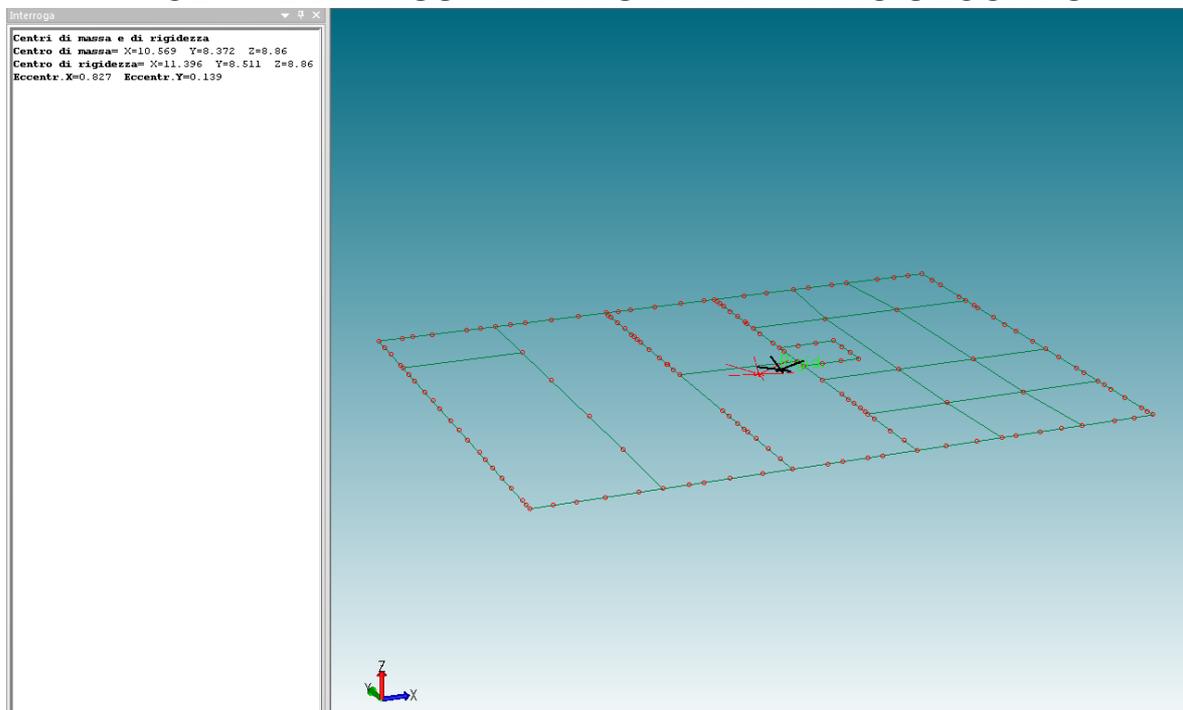
STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO PRIMO

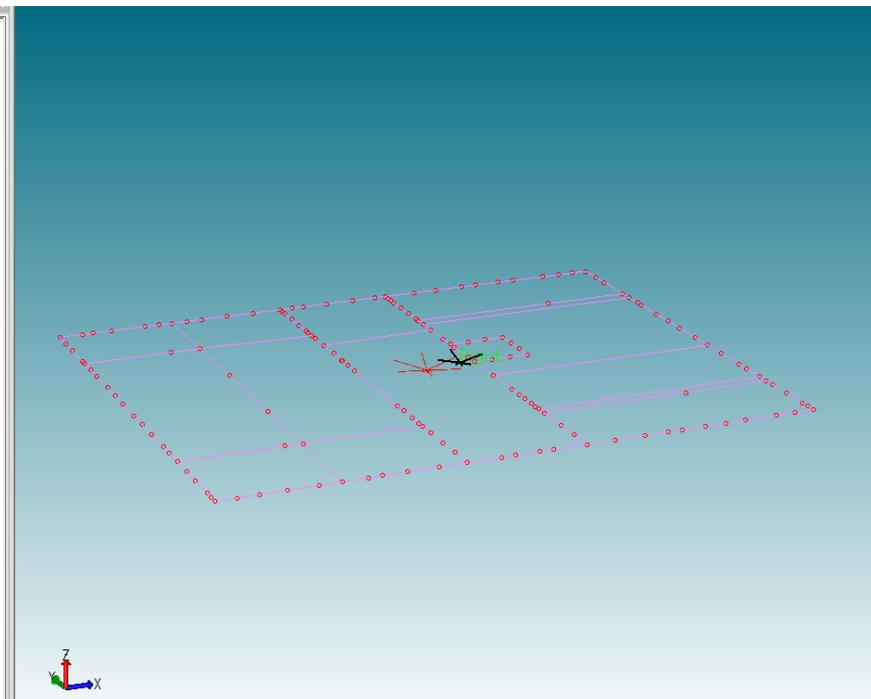


CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO SECONDO



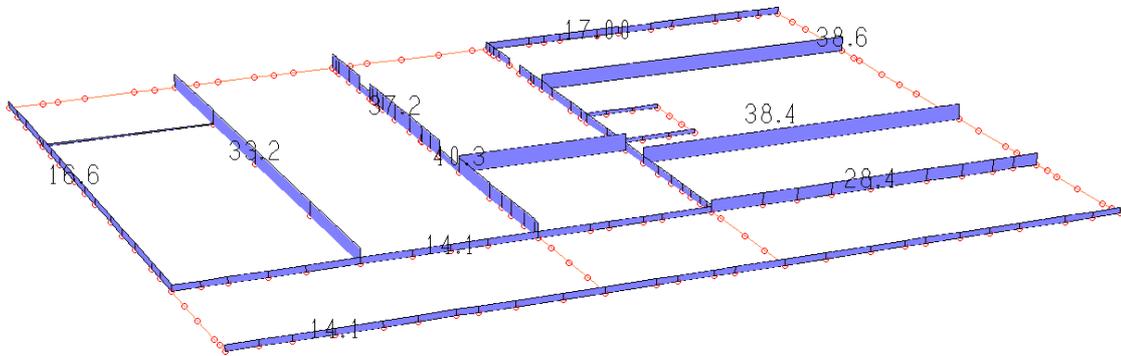
CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO SOTTOTETTO

Centri di massa e di rigidezza
Centro di massa= X=10.422 Y=8.396 Z=12.16
Centro di rigidezza= X=11.769 Y=8.67 Z=12.16
Eccentr. X=1.347 Eccentr. Y=0.274

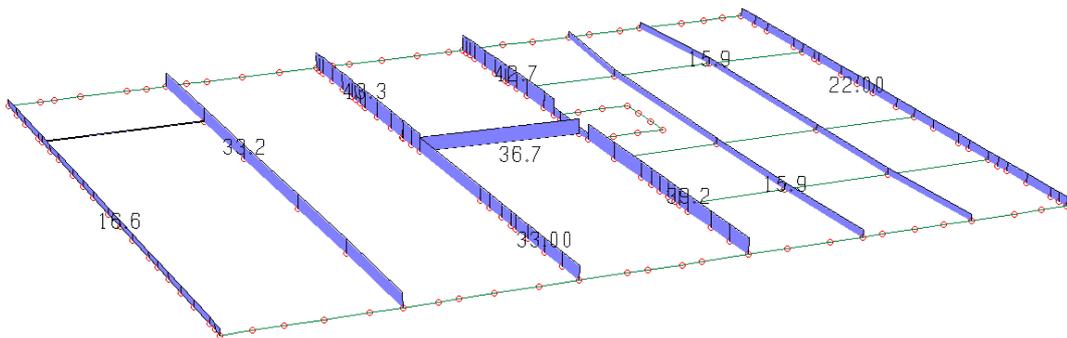


6.2 Carichi agenti

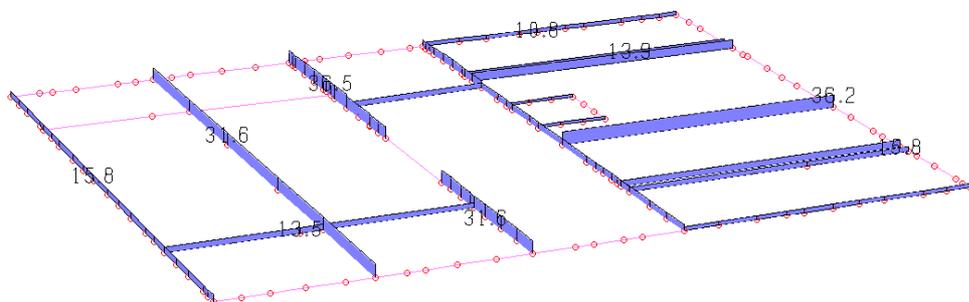
CARICHI PIANO PRIMO [KN/m]



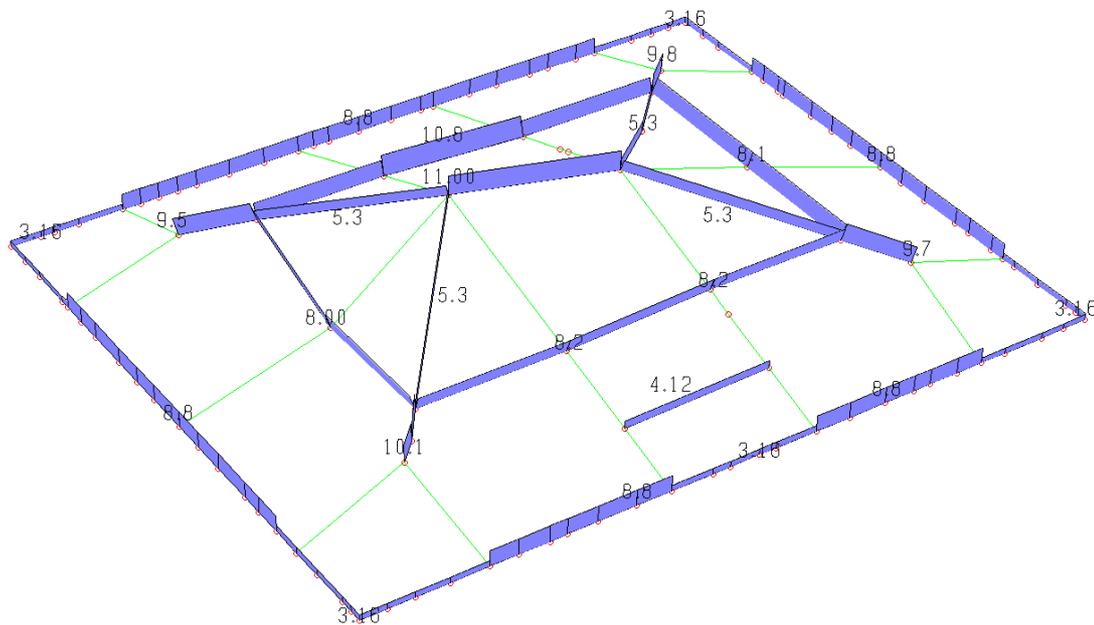
CARICHI PIANO SECONDO [KN/m]



CARICHI PIANO SOTTOTETTO [KN/m]



CARICHI COPERTURA [KN/m]



6.3 Sollecitazioni in fondazione

Come già spiegato, nel progetto in esame, le azioni trasmesse in fondazione ed utilizzate per il dimensionamento delle stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche adottando il fattore di struttura q pari a 1 in accordo al punto 7.2.5 delle NTC2008.

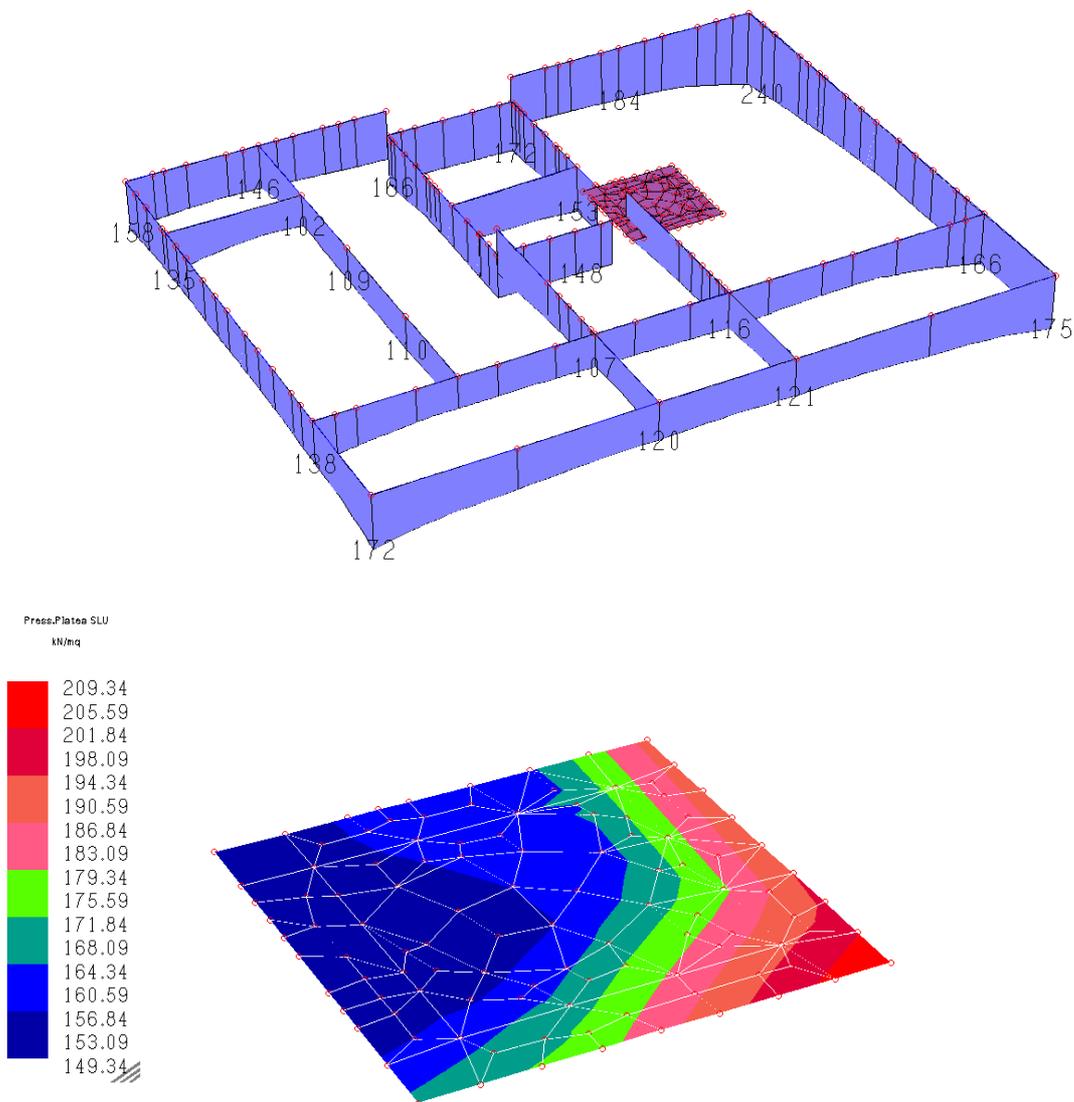
In questo modo le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico e non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

PRESSIONI SUL TERRENO SLU (approccio 2: A1+M1) [KN/m²]

Le verifiche agli SLU geotecnici sono state eseguite in accordo con il DM 14.01.08, secondo l'approccio 2, assumendo il valore di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni di $4,3 \text{ Kg/cm}^2$ per fondazioni di larghezza 1m ed interpolando i valori per fondazioni di larghezza differente, avendo assunto per la combinazione dell'approccio 2, A1+M1+R3, il fattore di sicurezza $\gamma_{R3}=2,3$.

Per quanto riguarda il calcolo dei valori di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni si rimanda alla relazione geologico tecnica redatta dalla ditta P&P Consulting Engineers di Seriate (BG) ed a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le pressioni agenti risultano tutte abbondantemente inferiori ai valori di resistenza.

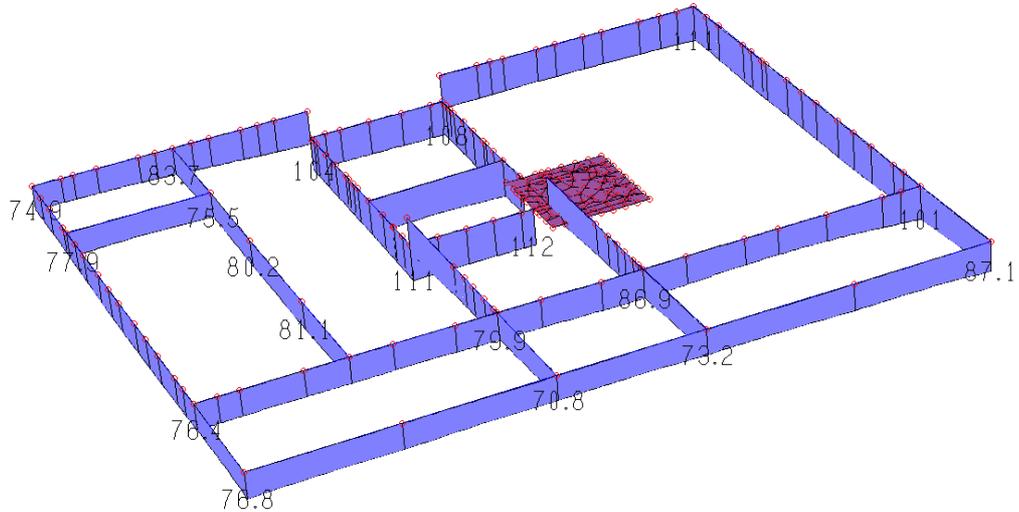
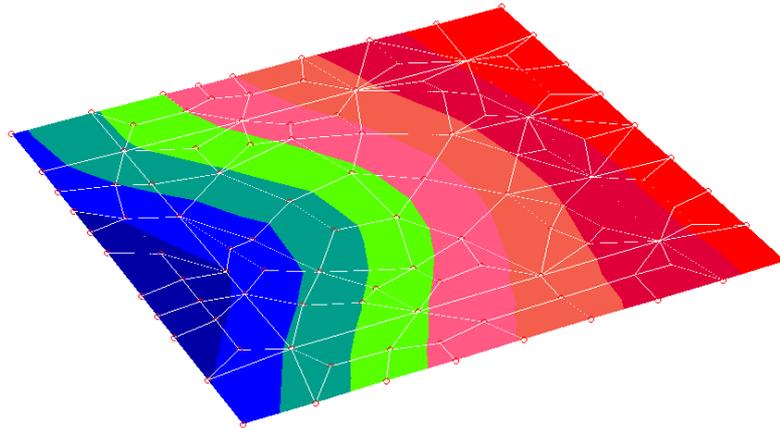
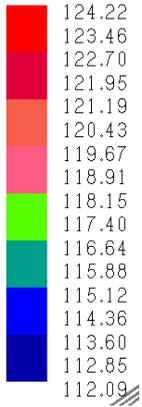


PRESSIONI SUL TERRENO SLE [KN/m²]

I cedimenti in fondazione, calcolati considerando per le fondazioni a trave continua una pressione massima all'SLE di 1,5 Kg/cm², risultano inferiori ai 10mm ed allo stato attuale sono ritenuti già esauriti; per il calcolo degli stessi si rimanda alla relazione geologica-geotecnica a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le pressioni all'SLE agenti risultano tutte abbondantemente inferiori al valore di 1,5 Kg/cm².

Press.Platea SLE
KN/mq

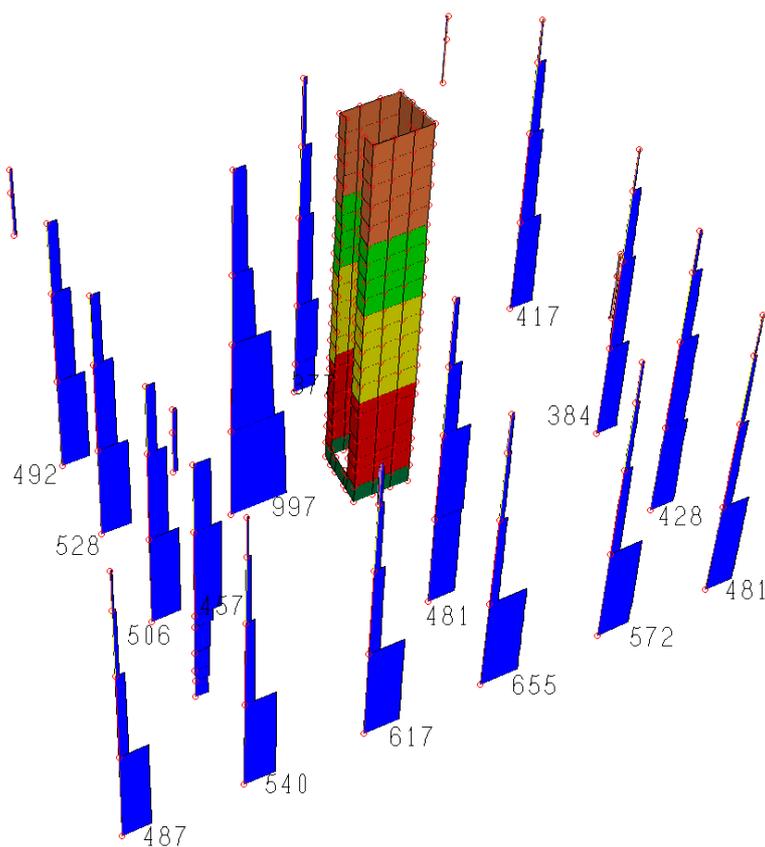


6.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

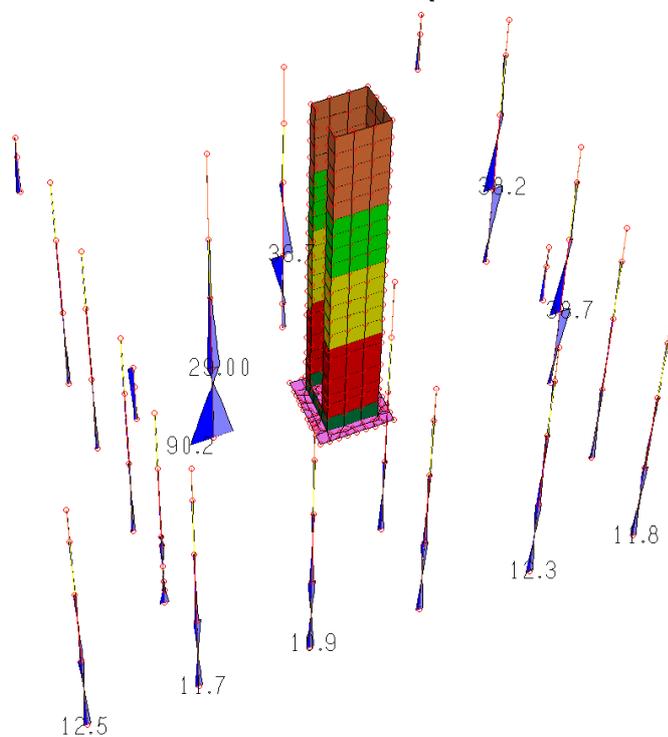
Si omette la visualizzazione delle azioni assiali presenti nelle travi orizzontali poiché di entità trascurabile al fine del dimensionamento delle stesse.

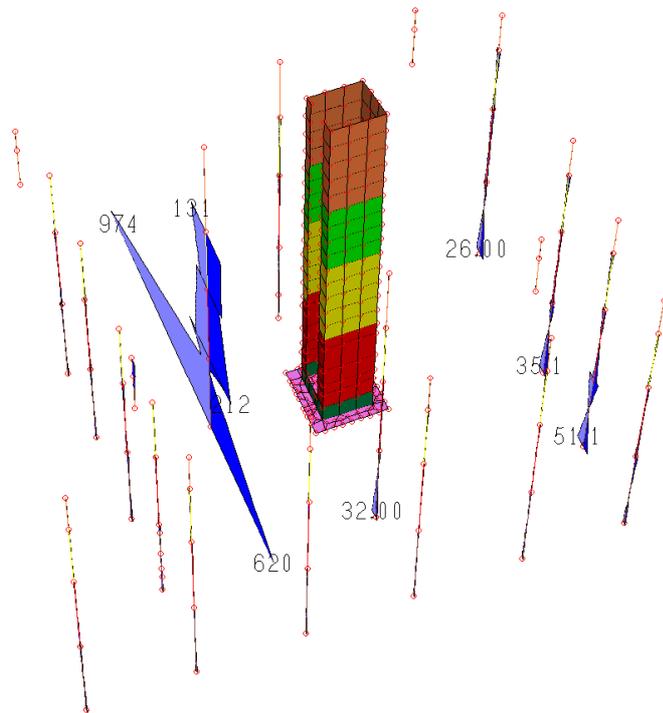
I pilastri in C.A., come già spiegato, essendo stati assunti elementi secondari in accordo al 7.2.3. del D.M.14/01/2008, vengono dimensionati e verificati per resistere all'azione assiale, al momento flettente e taglio, derivanti dai carichi verticali e dalla deformazione della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

AZIONE ASSIALE PILASTRI (elementi secondari) [KN]

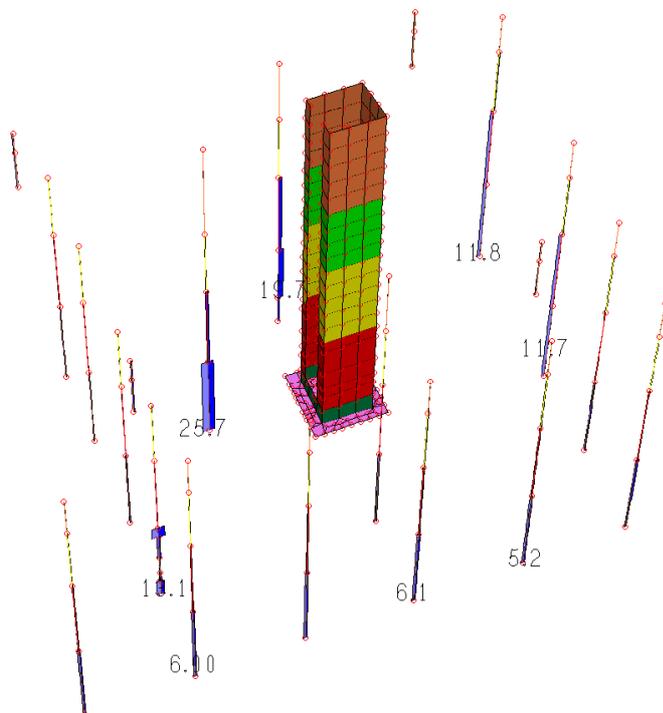


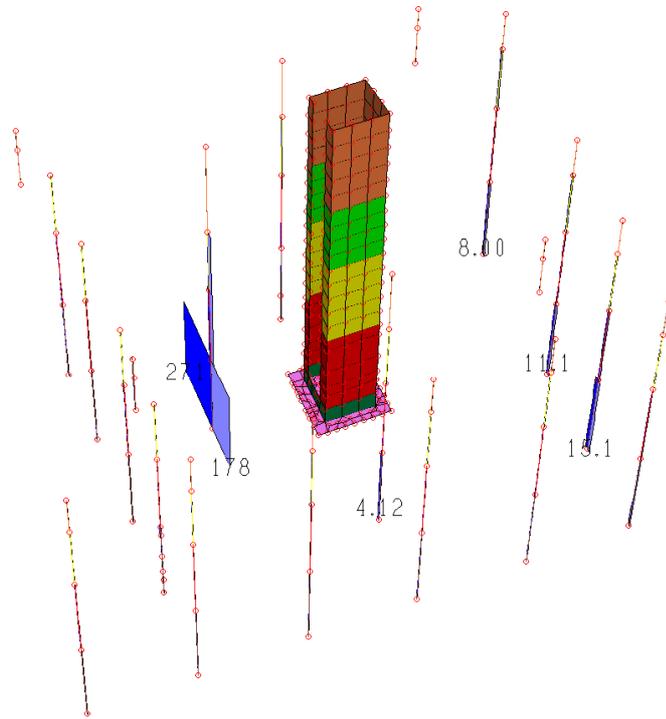
MOMENTO SOLLECITANTE PILASTRI (elementi secondari) [KNm]



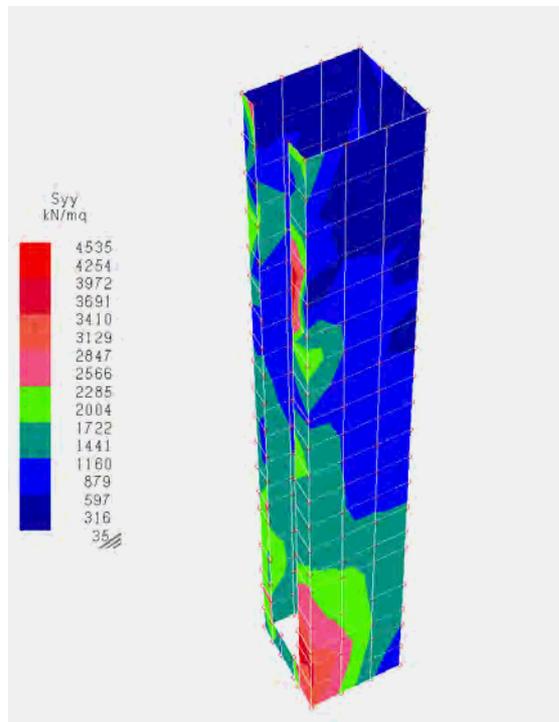


TAGLIO AGENTE PILASTRI IN C.A. (elementi secondari) [KN]

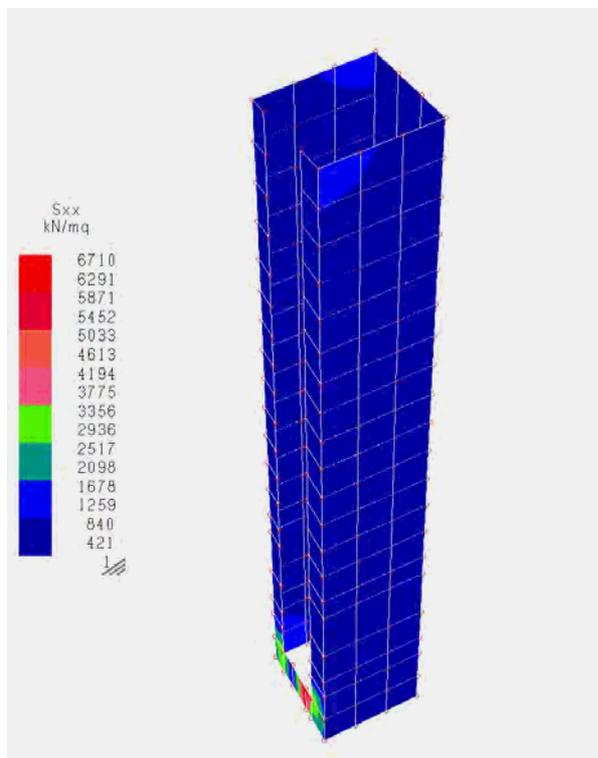




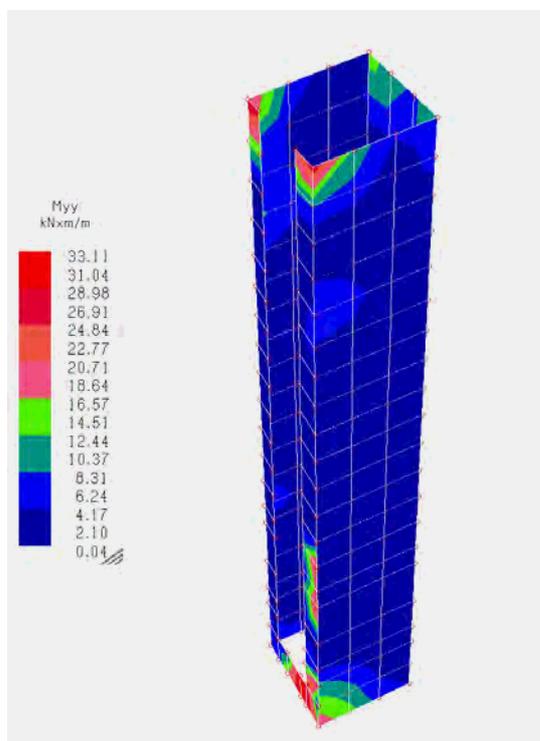
TENSIONE MEMBRANALE VANO ASCENSORE S_{yy} [KN/m²]



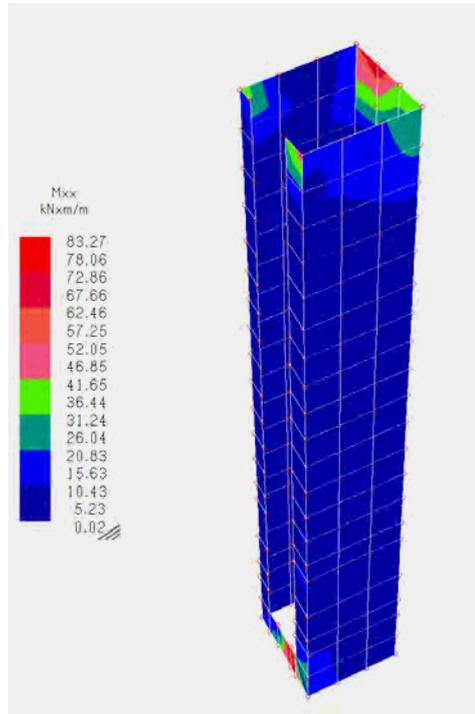
TENSIONE MEMBRANALE VANO ASCENSORE S_{xx} [KN/m²]



MOMENTO FLETTENTE VANO ASCENSORE M_{yy} [KN/m²]



MOMENTO FLETTENTE VANO ASCENSORE M_{xx} [KN/m²]



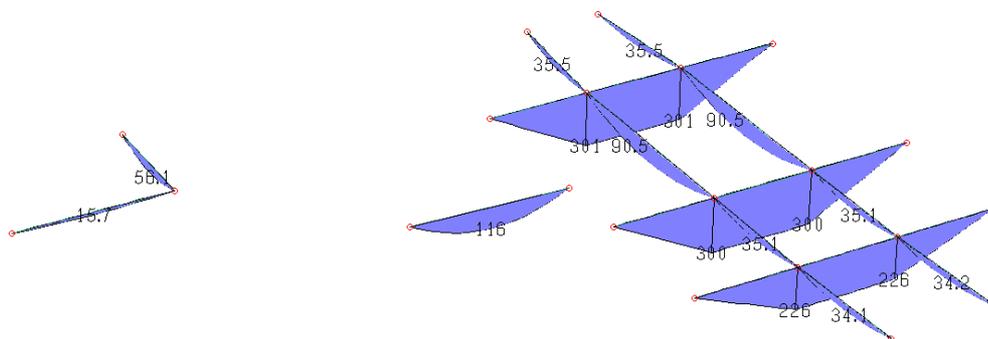
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO PRIMO [KNm]



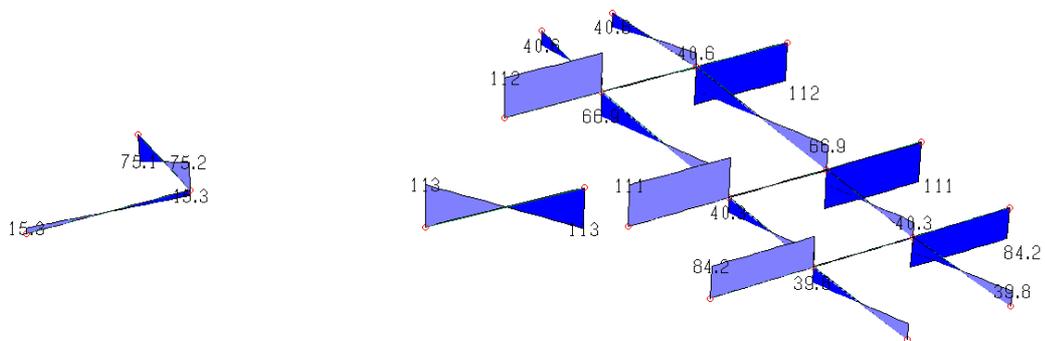
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO PRIMO [KN]



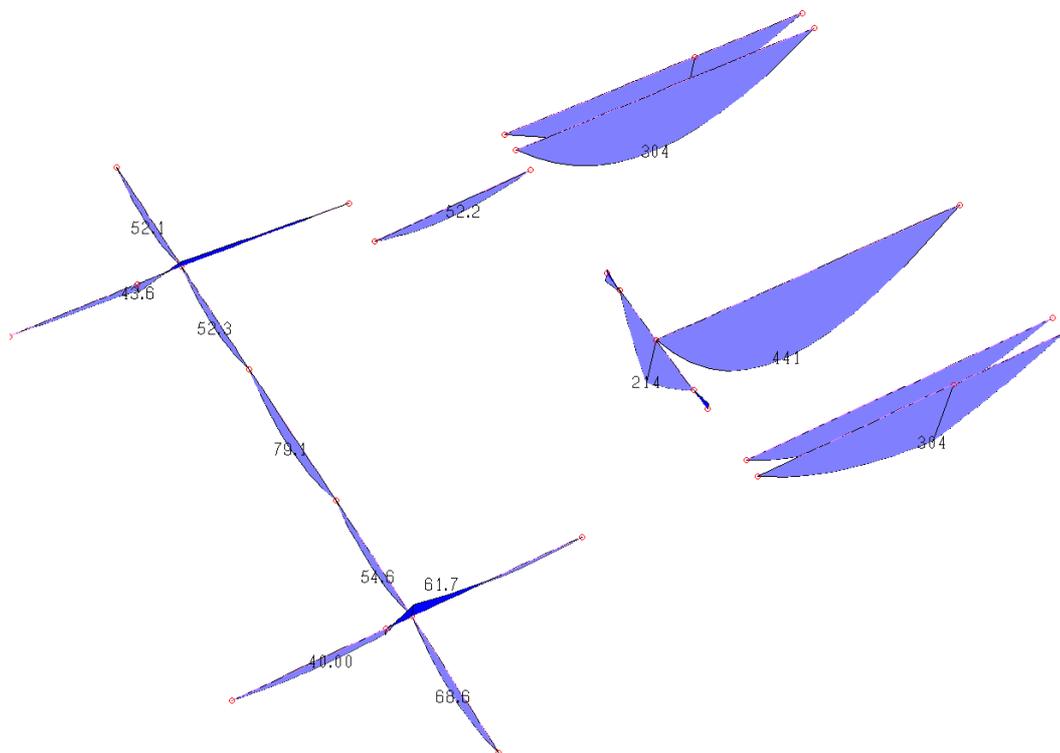
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO SECONDO [KNm]



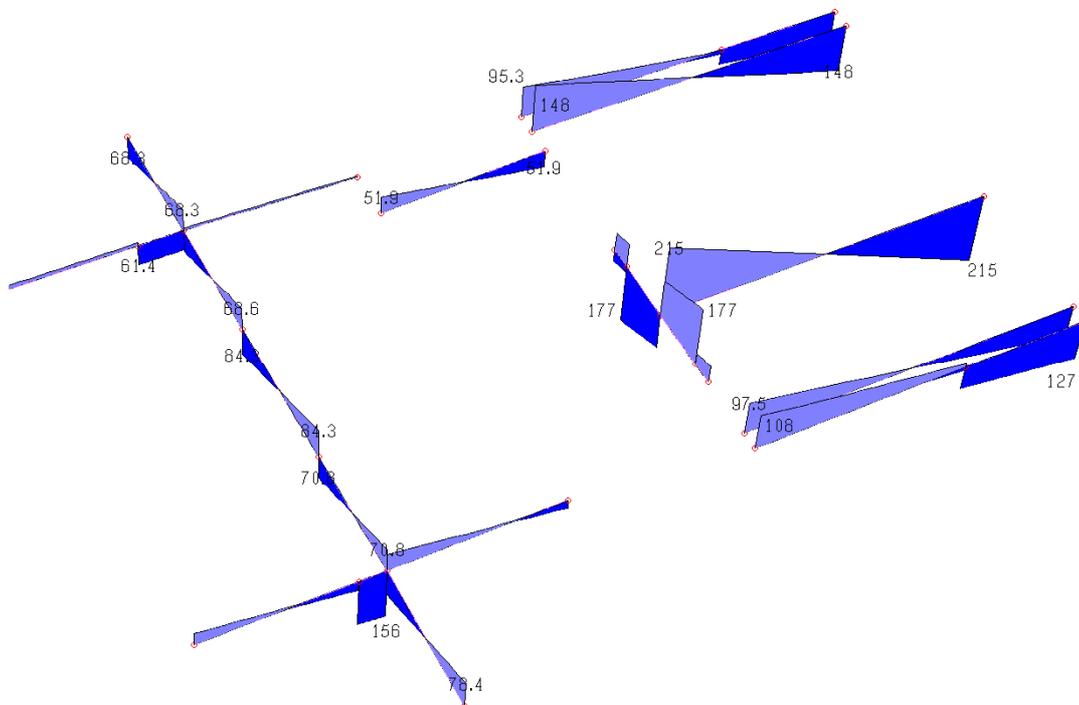
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO SECONDO [KN]



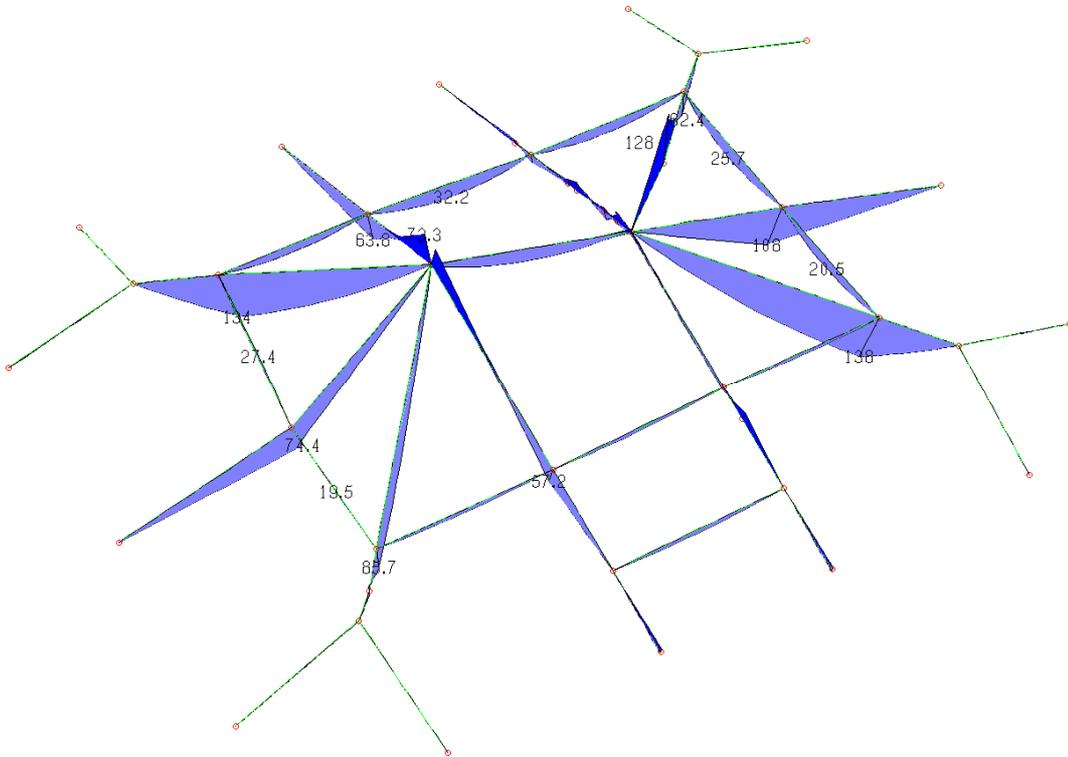
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO SOTTOTETTO [KNm]



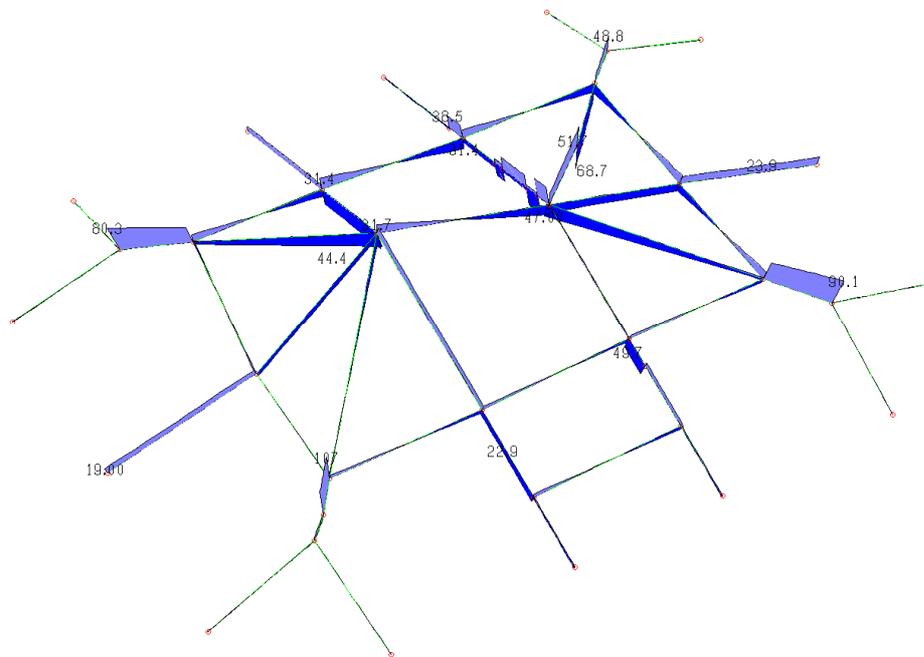
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO SOTTOTETTO [KN]



MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI COPERTURA [KNm]



TAGLIO AGENTE TRAVI COPERTURA [KN]



6.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

Per gli elementi strutturali in acciaio della struttura, travi in copertura e travi ai piani inferiori, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

In generale, come si può vedere dalle immagini precedenti, le sollecitazioni agenti sulle travi in acciaio sono state elaborate considerando uno schema di semplice appoggio in favore di sicurezza.

Inoltre sono state considerate le deformazioni, riscontrando la compatibilità delle stesse con la struttura del complesso all'SLE, in accordo con le NTC2008 al capitolo 4.2.4.2.

Il seguente diagramma rappresenta l'indice di utilizzo della struttura, cioè il margine con cui sono verificati i componenti strutturali.

La verifica tiene in considerazione sia la resistenza che la stabilità: viene determinato l'indice di resistenza IR , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza di progetto, e viene determinato l'indice di stabilità IS , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza alla stabilità (euleriana e flesso torsionale ove presente). Gli involuppi di questi due indici rappresentano, appunto, l'involuppo dei due diagrammi di resistenza e stabilità offrendo una visione completa dell'accettabilità del calcolo dal lato delle verifiche.

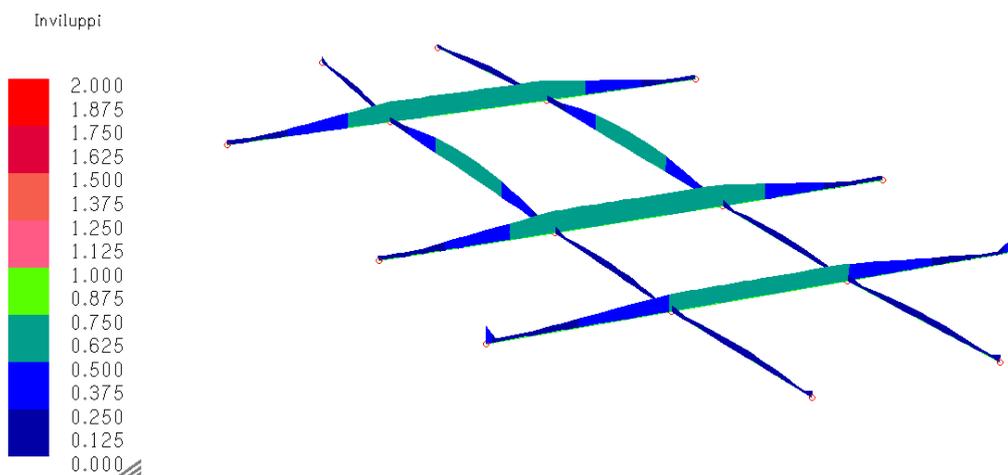
Tali indici rappresentano quindi il rapporto tra le sollecitazioni agenti e la resistenza di progetto offerta dalla struttura: se l'indice risulta minore di 1 (rappresentazione con colori freddi) la struttura è verificata ed è tanto più sovradimensionata quanto più l'indice è basso; se l'indice risultasse maggiore di 1 (rappresentazione con colori caldi) la struttura non è verificata e sarebbe tanto più sottodimensionata quanto più l'indice è alto. Sono perciò accettabili tutte le situazioni che risultano non superiori a 1.

In particolare nelle verifiche di resistenza e stabilità espresse da questo indice, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali,

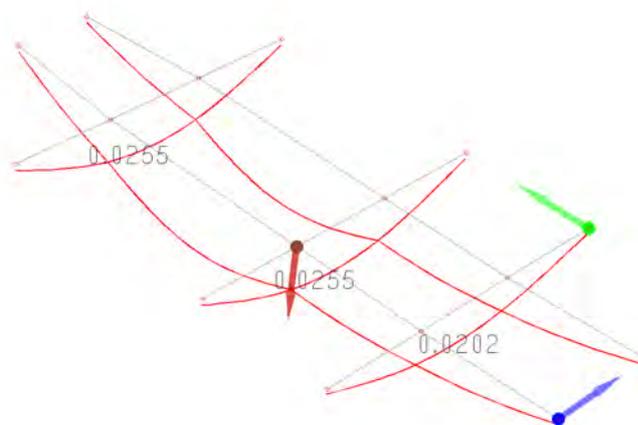
flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

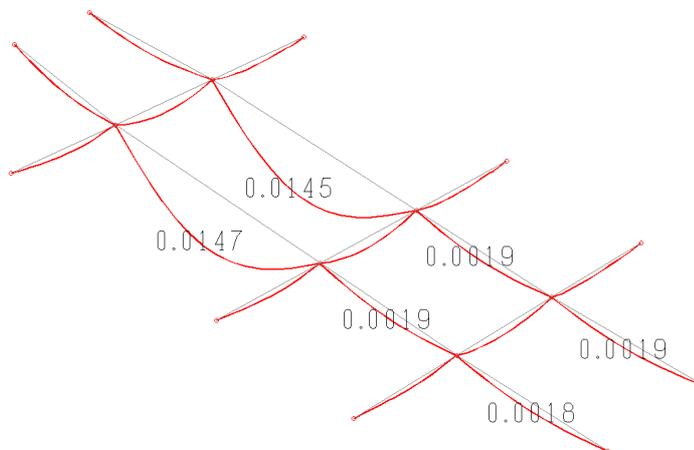
Come si nota dai diagrammi seguenti tutti gli elementi risultano verificati.

Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano secondo

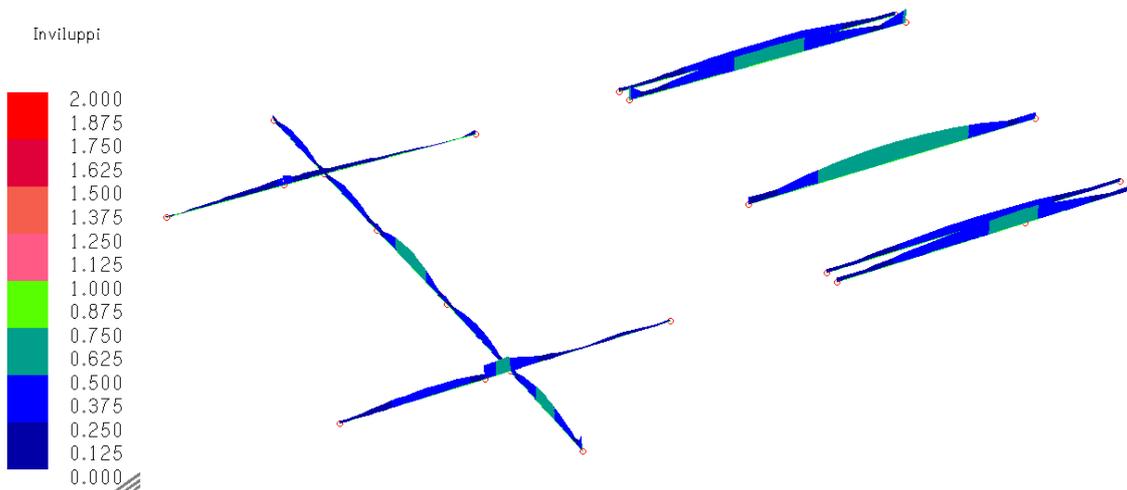


Deformate SLE (combinazione rara) piano secondo

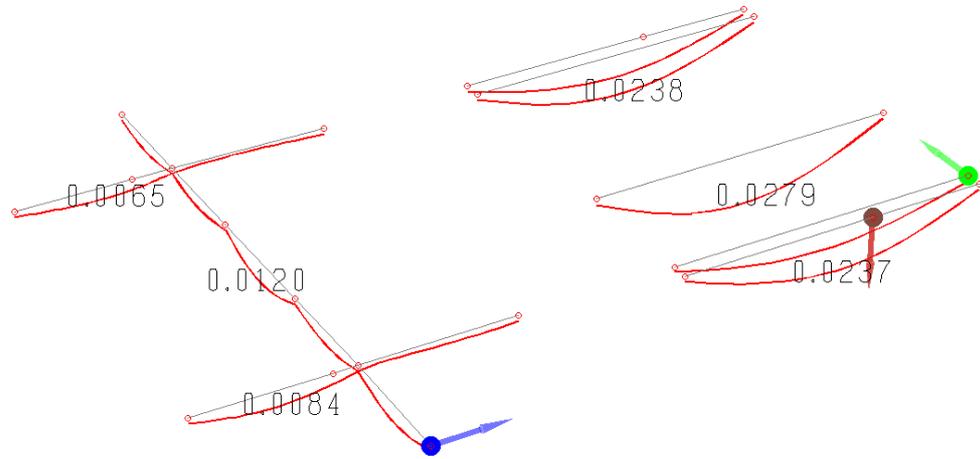




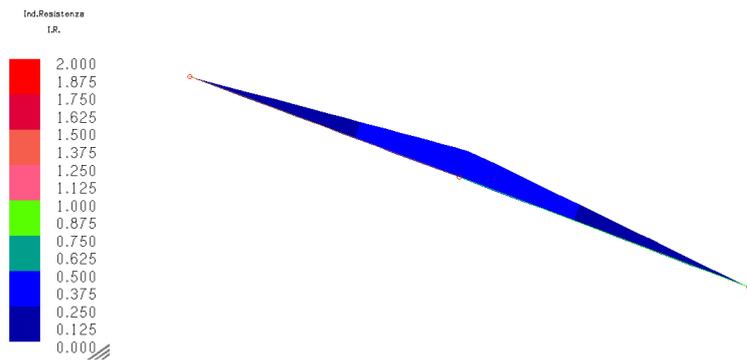
Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano sottotetto

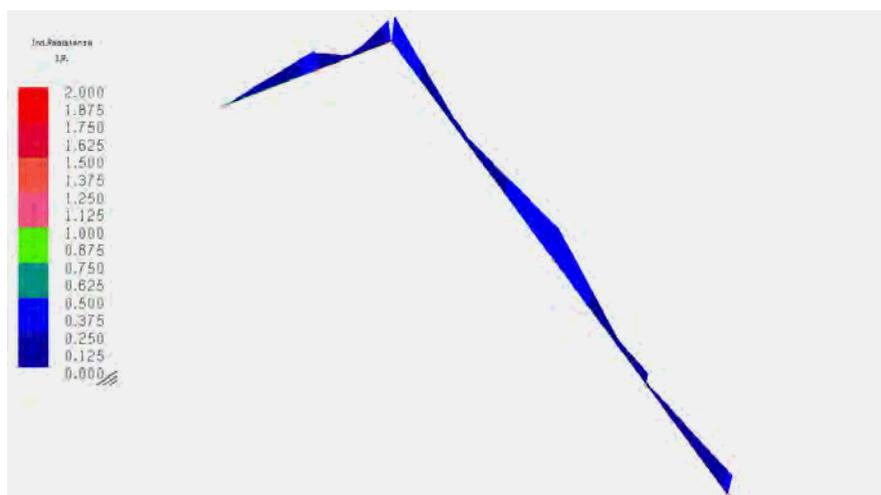


Deformate SLE (cmbinazione rara) piano sottotetto

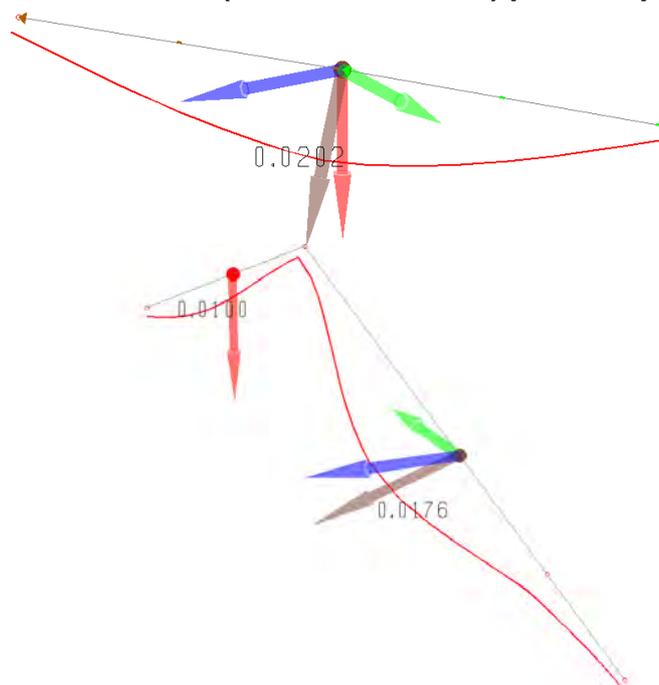


Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano copertura





Deformate SLE (cmbinazione rara) piano copertura



6.6 Verifiche di resistenza solaio piano sottotetto in legno

DIMENSIONAMENTO DI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER SECONDO IL METODO AGLI STATI LIMITE
 "SOLAI A SEMPLICE ORDITURA CON SOLO ASSITO"

NR: **1** DATA: 13/11/2013 RIFERIMENTO: PROGETTISTA: SIGLA SOLAIO: **S55**

FASE 1: SCELTA NORMATIVA

D.M. 14/01/2008

Coeff. Sic. C. Permanenti	γ_G	1,30
Coeff. Sic. C. Variabili	γ_Q	1,50
Coeff. Sic. legno Massiccio	$\gamma_{M,M}$	1,50
Coeff. Sic. legno Lamellare	$\gamma_{M,L}$	1,45
Coeff. Sic. Calcestruzzo	γ_{cls}	1,50

FASE 3: COEFF. CORRETTIVI

CLASSE SERVIZIO **1** $t=20^\circ$ Uaria < 65%

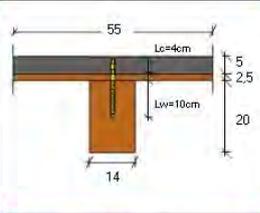
K_{def} **0,6**

Classe di durata dei carichi

C. Permanente C. Accidentale

peso proprio > 10 anni **media durata**

K_{mod} **0,6** K_{mod} **0,8**



FASE 7: DATI PROGETTUALI OTTENUTI

N° travi	1
N° connettori/trave	15
N° connettori/mq	6

FASE 2: SCELTA GEOMETRIA

Sezione Resistente Legno e Cls

Spessore CLS	s	5	cm
Spessore assito	gap	2,5	cm
Base travi	b	14	cm
Altezza travi	h	20	cm
Interasse travi	i	55	cm
Luce travi	L	420	cm

FASE 4: AZIONI

Permanenti

Peso proprio	$Q_{k,1}$	171	Kg/m²
Non strutturali	$Q_{k,2}$	200	Kg/m²
Totale	$Q_{k,tot}$	371	Kg/m²

Accidentali

Destinazione d'uso	Teatri, chiese		
Variable	$Q_{k,1}$	400	Kg/m²
Utente	$Q_{k,2}$	0	Kg/m²
Totale	$Q_{k,tot}$	400	Kg/m²
	ψ_{21}	0,6	

Valore del carico di progetto

Perm. + Acc.	$q_{d,II}$	5,95	Kg/m²
Solo Perm.	$q_{d,I}$	2,65	Kg/m²
Combinaz. + gravosa	Perm. + Acc.		

FASE 5: MATERIALI

Calcestruzzo

Classe	Rck30 - C25/30		
Modulo Elastico	E_d	31476	N/mm²
Viscosità	$\phi_{oo,to}$	2	

Legno

Classe	LAMELLARE GL24h		
Res. trazione	$f_{m,k}$	24	N/mm²
Res. taglio	$f_{v,k}$	2,7	N/mm²
Modulo el.	$E_{0,m}$	11600	N/mm²
Massa	ρ_k	380	Kg/m³

Connettore a secco AL-FER

Rigid. Ultima	K_u	7901	N/mm
Rigid. Servizio	K_{SER}	11852	N/mm
Resist. Rottura	$f_{u,k}$	874	N/mm²

FASE 6: VERIFICHE

t=0 tempo zero

cls, Estradosso cappa	$\sigma_{cls,max}$	-6,03	N/mm²	≤	-14,17	VERIFICATO
cls, Intradosso cappa	$\sigma_{cls,max}$	3,30	N/mm²	≤	1,20	rete 6/20x20
Legno tensoflessione		0,67		≤	1	VERIFICATO
Legno taglio	$\tau_{l,max}$	0,47	N/mm²	≤	1,49	VERIFICATO
Connettore taglio	$F_{conn,max}$	8934	N	≤	17245	VERIFICATO
Deformazione freccia	$U_{tot,ist}$	5,29	mm	≤	L/794	

t=∞ tempo infinito

cls, Estradosso cappa	$\sigma_{cls,max}$	-4,02	N/mm²	≤	-14,17	VERIFICATO
cls, Intradosso cappa	$\sigma_{cls,max}$	1,25	N/mm²	≤	1,20	rete 6/20x20
Legno tensoflessione		0,70		≤	1	VERIFICATO
Legno taglio	$\tau_{l,max}$	0,49	N/mm²	≤	1,49	VERIFICATO
Connettore taglio	$F_{conn,max}$	9073	N	≤	17245	VERIFICATO
Deformazione freccia	$U_{tot,fin}$	9,02	mm	≤	L/466	

POSIZIONAMENTO CONNETTORI A SECCO AL-FER

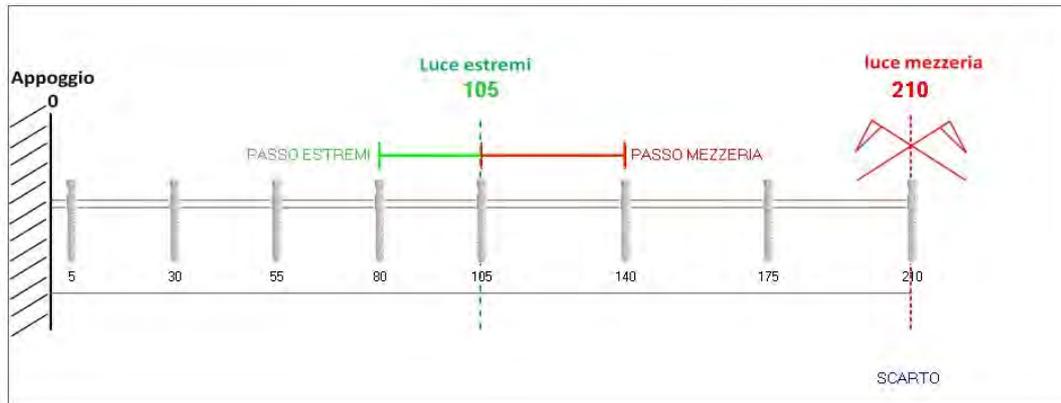
SOLAIO: **S55**

GEOMETRIA DELLA TRAVE

BASE	=	14	cm
ALTEZZA	=	20	cm
INTERASSE	=	55	cm
LUCE TRAVE	=	420	cm
LUCE ESTREMI	=	105	cm
LUCE MEZZERIA	=	210	cm

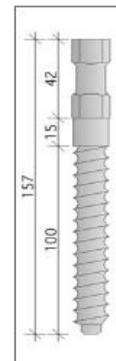
PASSO CONNETTORI AGLI ESTREMI = **25** cm
 PASSO CONNETTORI IN MEZZERIA = **35** cm
 SCARTO = **0,0** cm

N° CONNETTORI ESTREMI = **10**
 N° CONNETTORI MEZZERIA = **5**
 N° CONNETTORI / TRAVE = **15**
 N° CONNETTORI / mq. = **6**



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	SIGLA SOLAIO:
SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER	S55

Caratteristiche della connessione: Connettore a secco AL-FER "standard"	
Materiale base del connettore:	Acciaio tipo 9sMnPb36
Res. Caratt. allo snervamento (Su connettore)	$f_{y,k} = 851 \text{ N/mm}^2$
Res. Caratt. di rottura (Su connettore)	$f_{u,k} = 874 \text{ N/mm}^2$
Diametro del connettore:	$\varphi = 16 \text{ mm}$
Lunghezza connettore:	$L_{\text{conn.}} = 157 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nella trave:	$L_w = 100 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nel cls:	$L_c = 42 \text{ mm}$
Resistenze per solai a semplice orditura con "assito continuo"	
Resistenza caratteristica connessione	$R_d = 17245 \text{ N}$
Rigidezza di servizio per unioni legno-cls	$K_{\text{ser}} = 11852 \text{ N/mm}$
Rigidezza ultima per unioni legno-cls	$K_u = 7901 \text{ N/mm}$



1 Normativa di riferimento: D.M. 14/01/2008

Coefficiente Sicurezza Carichi Permanenti	$y_G = 1,30$
Coefficiente Sicurezza Carichi Variabili	$y_Q = 1,50$
Coefficiente Sicurezza Legno LAMELLARE	$y_M = 1,45$
Coefficiente Sicurezza Calcestruzzo	$y_{cls} = 1,50$

2 Dati di progetto:

2.1 Caratteristiche geometriche:

Spessore della soletta	$s = 50 \text{ mm}$
Spessore assito (gap)	$t = 25 \text{ mm}$
base della sezione di legno	$b = 140 \text{ mm}$
altezza sezione di legno	$h = 200 \text{ mm}$
interasse travi di legno	$i = 550 \text{ mm}$
luce di calcolo	$L = 4200 \text{ mm}$
diametro dei connettori	$\varphi = 16 \text{ mm}$
passo dei connettori alle estremità	$i_e = 250 \text{ mm}$
passo dei connettori in mezzzeria	$i_m = 350 \text{ mm}$
passo efficace connettori	$i_{\text{eff.}} = 275 \text{ mm}$

2.2 Caratteristiche materiali:

Legno:

	LAMELLARE GL24h
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. a traz. parall. fibratura	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_v,k = 2,7 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elast. medio parall. alla fibra	$E_{0,\text{mean}} = 11600 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica media	$\rho_{0,m} = 0 \text{ KN/m}^3$
Massa volumica caratteristica	$\rho_{0,k} = 3,8 \text{ KN/m}^3$
Fattore di deformazione	$K_{\text{def}} = 0,6$
Coeff. Mod. azioni accidentali	$K_{\text{mod}} = 0,8$

Calcestruzzo:

	Rck30 - C25/30
Resist. caratt. Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. Cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Res. Media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Res. caratt. Traz.	$f_{ct,k} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
Modulo el. medio secante	$E_{c,m} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica	$\rho_{CLS} = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Coefficiente di Viscosità	$\Phi_{\text{vis. to}} = 2$

2.3 Carichi e combinazione delle azioni:

Peso specifico dei travi e dell'assito impiegato unicamente per determinare il peso proprio	$p_L = p_A = 6,00 \text{ KN/m}^3$
Totale Carichi Permanenti Strutturali	$G_{k,1} = 1,71 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti non Strutturali	$G_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti	$G_k = 3,71 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Variabili	$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto Md/ Kmod
 Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa
 Nome della combinazione
 Momento sollecitante in mezzera della combinazione più severa
 Taglio sollecitante in mezzera della combinazione più severa

II
 PERMANENTI + ACCIDENTALI
 M,d = 13,12 kN m
 T,d = 12,49 kN

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,03	\leq	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	0,67	\leq	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		3,30	\leq	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,47	\leq	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	8934	\leq	17245	N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-4,02	\leq	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	1,25	\leq	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,70	\leq	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,49	\leq	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	9073	\leq	17245	N

4 Verifiche di deformazione:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio: **Teatri, chiese**
 Coefficiente di combinazione quasi permanente $\psi_{21} = 0,60$
 Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente $= u_{g, ist} + \psi_{21} * u_{q, ist}$ $u_{tot, ist} = 5,29$ mm
 L/ 794

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente $\psi_{21} = 0,60$
 Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente $= u_{q, fin} + \psi_{21} * u_{q, fin}$ $u_{tot, fin} = 9,02$ mm
 L/ 466

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

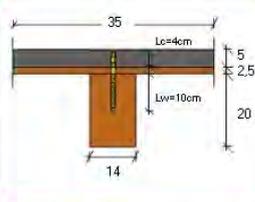
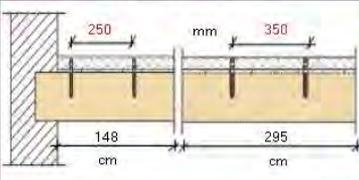
- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

DIMENSIONAMENTO DI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER SECONDO IL METODO AGLI STATI LIMITE "SOLAI A SEMPLICE ORDITURA CON SOLO ASSITO"									
NR: 1	DATA: 13/11/2013	RIFERIMENTO:	PROGETTISTA:						
FASE 1: SCELTA NORMATIVA D.M. 14/01/2008 Coeff. Sic. C. Permanenti γ_G 1,30 Coeff. Sic. C. Variabili γ_Q 1,50 Coeff. Sic. legno Massiccio $\gamma_{M,M}$ 1,50 Coeff. Sic. legno Lamellare $\gamma_{M,L}$ 1,45 Coeff. Sic. Calcestruzzo γ_{CIS} 1,50		FASE 3: COEFF. CORRETTIVI CLASSE SERVIZIO 1 \rightarrow $t=20^\circ$ Umana < 85% K_{def} 0,6 Classe di durata dei carichi C. Permanente C. Accidentale peso proprio > 10 anni media durata K_{mod} 0,6 K_{mod} 0,8							
FASE 2: SCELTA GEOMETRIA Sezione Resistente Legno e CIs Spessore CLS s 5 cm Spessore assito gap 2,5 cm Base travi b 14 cm Altezza travi h 20 cm Interasse travi i 35 cm Luce travi L 590 cm Connessione Diametro Conn. ϕ 16 mm Int. Estremità i_e 250 mm Int. Mezzeria i_m 350 mm Int. Efficace i_{eff} 275 mm Luci estremi $L_{estremi}$ 148 cm Luci centro L_{centro} 295 cm		FASE 5: MATERIALI Calcestruzzo Classe Rck30 - C25/30 Modulo Elastico E_d 31476 N/mm ² Viscosità $\phi_{oo,to}$ 2 Legno Classe LAMELLARE GL24h Res. trazione $f_{m,k}$ 24 N/mm ² Res. taglio $f_{v,k}$ 2,7 N/mm ² Modulo el. $E_{0,m}$ 11600 N/mm ² Massa ρ_k 380 Kg/m ³ Connettore a secco AL-FER Rigid. Ultima K_u 7901 N/mm Rigid. Servizio K_{SER} 11852 N/mm Resist. Rottura $f_{u,k}$ 874 N/mm ²							
FASE 4: AZIONI Permanenti Peso proprio $Q_{k,1}$ 188 Kg/m ² Non strutturali $Q_{k,2}$ 200 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 388 Kg/m ² Accidentali Destinazione d'uso Teatri, chiese Variabile $Q_{k,1}$ 400 Kg/m ² Utente $Q_{k,2}$ 0 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 400 Kg/m ² ψ_{21} 0,6 Valore del carico di progetto Perm. + Acc II $q_{d,II}$ 3,87 Kg/m ² Solo Perm. I $q_{d,I}$ 1,77 Kg/m ² Combinaz. + gravosa Perm. + Acc		FASE 7: DATI PROGETTUALI OTTENUTI   <table border="1"> <tr><td>N° travi</td><td>1</td></tr> <tr><td>N° connettori/trave</td><td>20</td></tr> <tr><td>N° connettori/mq</td><td>10</td></tr> </table>		N° travi	1	N° connettori/trave	20	N° connettori/mq	10
N° travi	1								
N° connettori/trave	20								
N° connettori/mq	10								
FASE 6: VERIFICHE tempo zero cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -8,45 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ 1,27 N/mm ² ≤ 1,20 rete 6/20x20 Legno <i>tensoflessione</i> 0,79 ≤ 1 VERIFICATO Legno <i>taglio</i> $\tau_{l,max}$ 0,42 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore <i>taglio</i> $F_{conn,max}$ 10643 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione <i>freccia</i> $U_{tot,ist}$ 10,98 mm ≤ L/ 537		tempo infinito cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -6,30 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -0,70 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO Legno <i>tensoflessione</i> 0,82 ≤ 1 VERIFICATO Legno <i>taglio</i> $\tau_{l,max}$ 0,43 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore <i>taglio</i> $F_{conn,max}$ 10378 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione <i>freccia</i> $U_{tot,fin}$ 19,36 mm ≤ L/ 305							

POSIZIONAMENTO CONNETTORI A SECCO AL-FER

SOLAI: S35

GEOMETRIA DELLA TRAVE

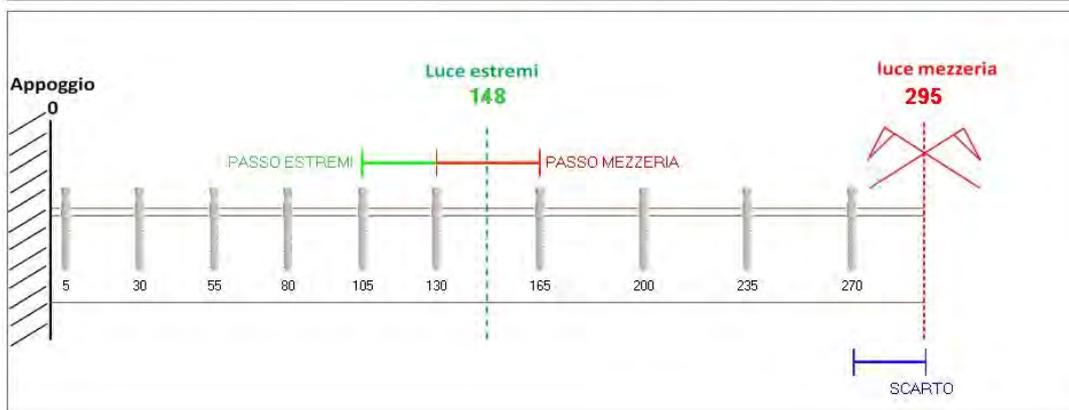
BASE = 14 cm
 ALTEZZA = 20 cm
 INTERASSE = 35 cm
 LUCE TRAVE = 590 cm
 LUCE ESTREMI = 148 cm
 LUCE MEZZERIA = 295 cm

PASSO CONNETTORI AGLI ESTREMI = 25 cm

PASSO CONNETTORI IN MEZZERIA = 35 cm

SCARTO = 25,0 cm

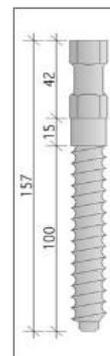
N° CONNETTORI ESTREMI = 12
 N° CONNETTORI MEZZERIA = 8
 N° CONNETTORI / TRAVE = 20
 N° CONNETTORI / mq. = 10



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER	SIGLA SOLAIO:
	S35

Caratteristiche della connessione: Connettore a secco AL-FER "standard"

Materiale base del connettore:	Acciaio tipo 9sMnPb36
Res. Caratt. allo snervamento (Su connettore)	$f_{y,k} = 851 \text{ N/mm}^2$
Res. Caratt. di rottura (Su connettore)	$f_{u,k} = 874 \text{ N/mm}^2$
Diametro del connettore:	$\varphi = 16 \text{ mm}$
Lunghezza connettore:	$L_{conn.} = 157 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nella trave:	$L_w = 100 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nel cls:	$L_c = 42 \text{ mm}$



Resistenze per solai a semplice orditura con "assito continuo"

Resistenza caratteristica connessione	$R_d = 17245 \text{ N}$
Rigidezza di servizio per unioni legno-cls	$K_{ser} = 11852 \text{ N/mm}$
Rigidezza ultima per unioni legno-cls	$K_u = 7901 \text{ N/mm}$

1 Normativa di riferimento: D.M. 14/01/2008

Coefficiente Sicurezza Carichi Permanenti	$\gamma_G = 1,30$
Coefficiente Sicurezza Carichi Variabili	$\gamma_Q = 1,50$
Coefficiente Sicurezza Legno LAMELLARE	$\gamma_M = 1,45$
Coefficiente Sicurezza Calcestruzzo	$\gamma_{cls} = 1,50$

2 Dati di progetto:

2.1 Caratteristiche geometriche:

Spessore della soletta	$s = 50 \text{ mm}$
Spessore assito (gap)	$t = 25 \text{ mm}$
base della sezione di legno	$b = 140 \text{ mm}$
altezza sezione di legno	$h = 200 \text{ mm}$
interasse travi di legno	$i = 350 \text{ mm}$
luce di calcolo	$L = 5900 \text{ mm}$
diametro dei connettori	$\varphi = 16 \text{ mm}$
passo dei connettori alle estremità	$i_e = 250 \text{ mm}$
passo dei connettori in mezzera	$i_m = 350 \text{ mm}$
passo efficace connettori	$i_{eff.} = 275 \text{ mm}$

2.2 Caratteristiche materiali:

Legno:	LAMELLARE GL24h	Calcestruzzo:	Rck30 - C25/30
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$	Resist. caratt. Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. a traz. parall. fibratura	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$	Resist. caratt. Cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$	Res. Media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elast. medio parall. alla fibra	$E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$	Res. caratt. Traz.	$f_{ct,k} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica media	$\rho_{0,m} = 0 \text{ KN/m}^3$	Modulo el. medio secante	$E_{c,m} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica caratteristica	$\rho_{0,k} = 3,8 \text{ KN/m}^3$	Massa volumica	$\rho_{CLS} = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Fattore di deformazione	$K_{def} = 0,6$	Coefficiente di Viscosità	$\Phi_{\infty, to} = 2$
Coeff. Mod. azioni accidentali	$K_{mod} = 0,8$		

2.3 Carichi e combinazione delle azioni:

Peso specifico dei travi e dell'assito impiegato unicamente per determinare il peso proprio	$p_L = p_A = 6,00 \text{ KN/m}^3$
Totale Carichi Permanenti Strutturali	$G_{k,1} = 1,88 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti non Strutturali	$G_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti	$G_k = 3,88 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Variabili	$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto M_d / K_{mod}

Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa

Nome della combinazione

Momento sollecitante in mezzera della combinazione più severa

Taglio sollecitante in mezzera della combinazione più severa

II
PERMANENTI + ACCIDENTALI
M,d = 16,82 kN m
T,d = 11,40 kN

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-8,45	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	0,79	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		1,27	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,42	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	10643	≤	17245	N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,30	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	-0,70	≤	-14,17	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,82	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,43	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	10378	≤	17245	N

4 Verifiche di deformazione:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio:

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q, ist} + \psi_{21} * u_{q, ist}$

Teatri, chiese

$\psi_{21} =$	0,60	
$u_{tot, ist} =$	10,98	mm
$L/$	537	

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q, fin} + \psi_{21} * u_{q, fin}$

$\psi_{21} =$	0,60	
$u_{tot, fin} =$	19,36	mm
$L/$	305	

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

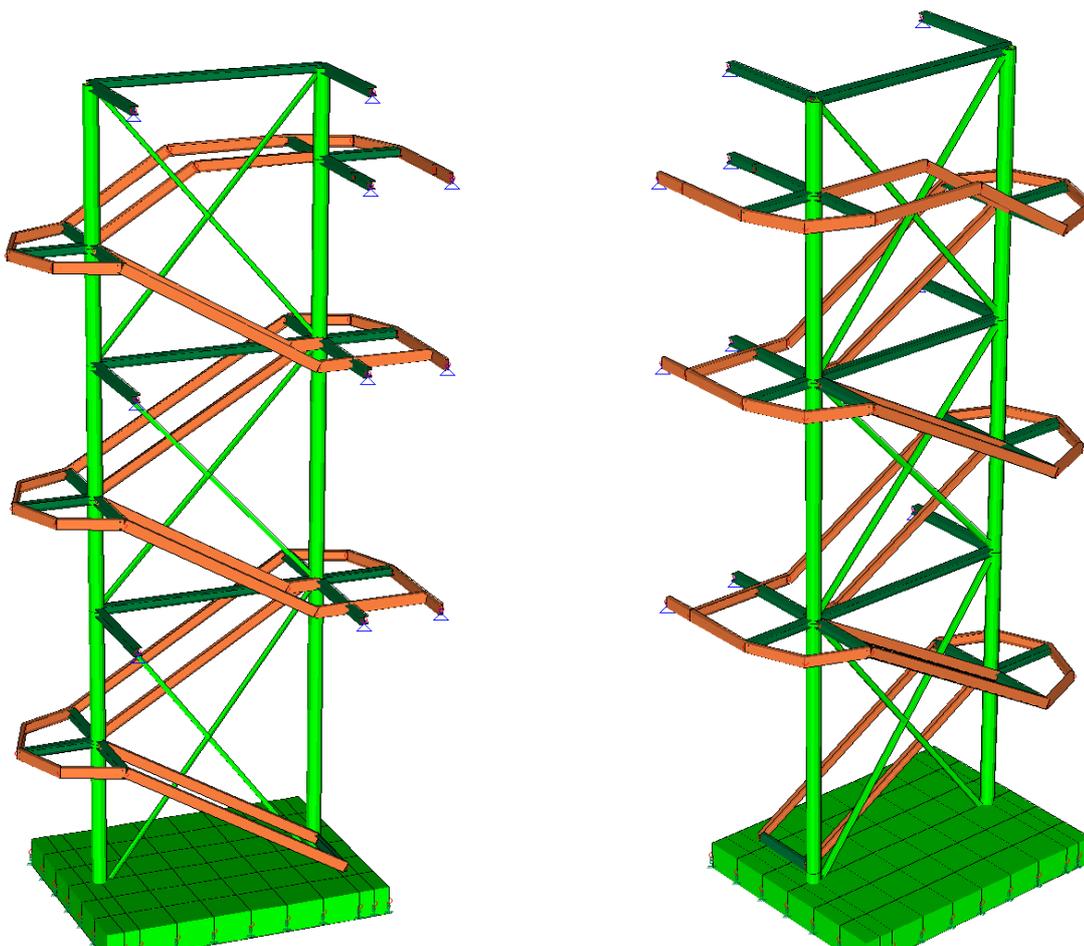
- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

7. Fascicolo dei calcoli scala esterna in acciaio

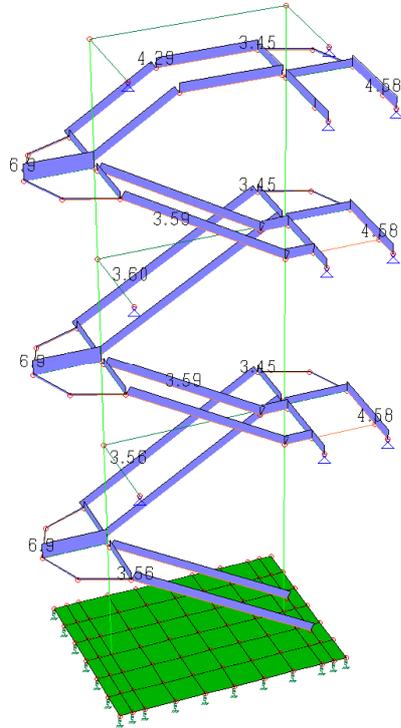
7.1 Sintesi dei risultati

Sulla base dell'analisi statica e sismica condotta si è verificata la rispondenza delle strutture alla normativa vigente, con sollecitazioni di calcolo sempre entro i limiti di resistenza delle membrature.

Si ha in particolare la seguente modellazione strutturale.

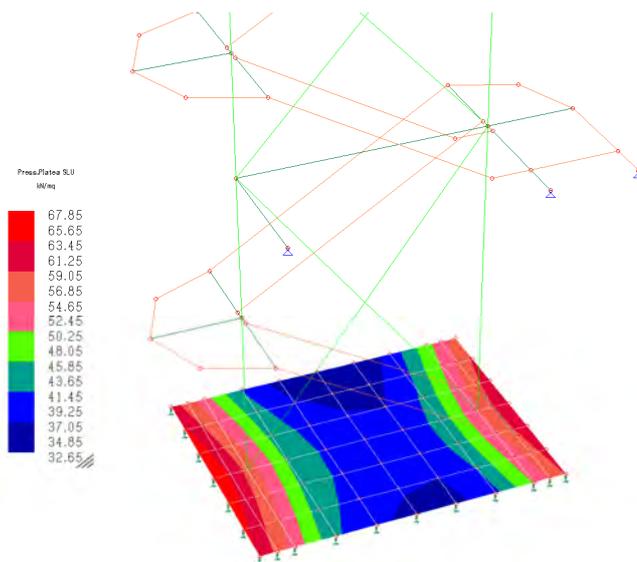


7.2 Carichi agenti

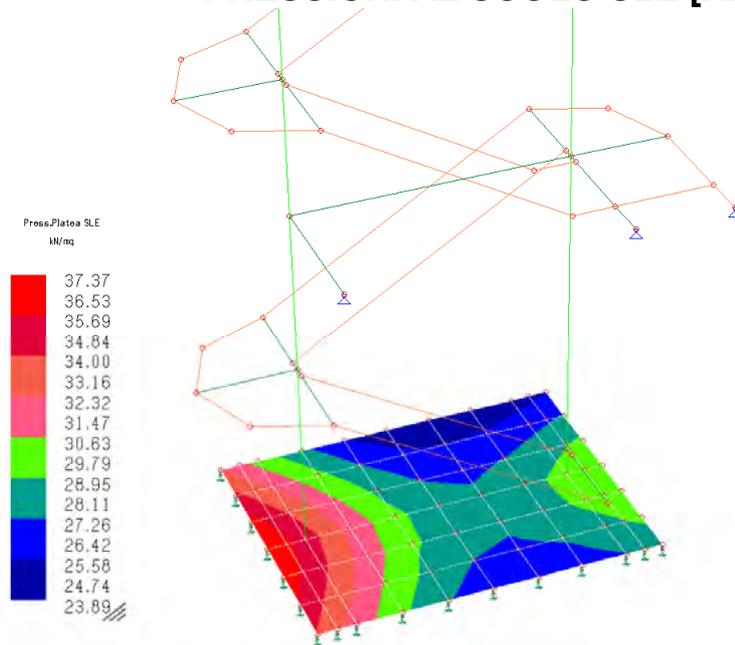


7.3 Pressioni in fondazione

PRESSIONI AL SUOLO SLU [KN/m²]

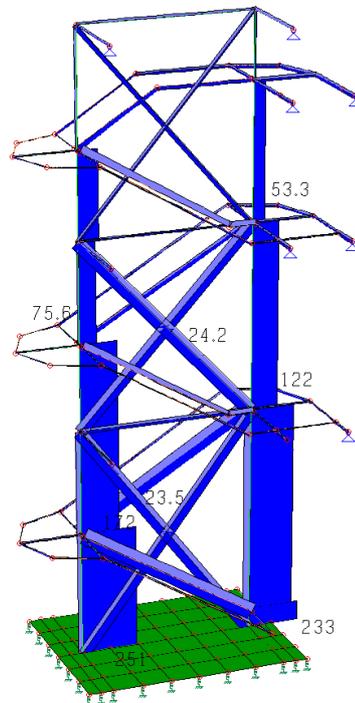


PRESSIONI AL SUOLO SLE [KN/m²]

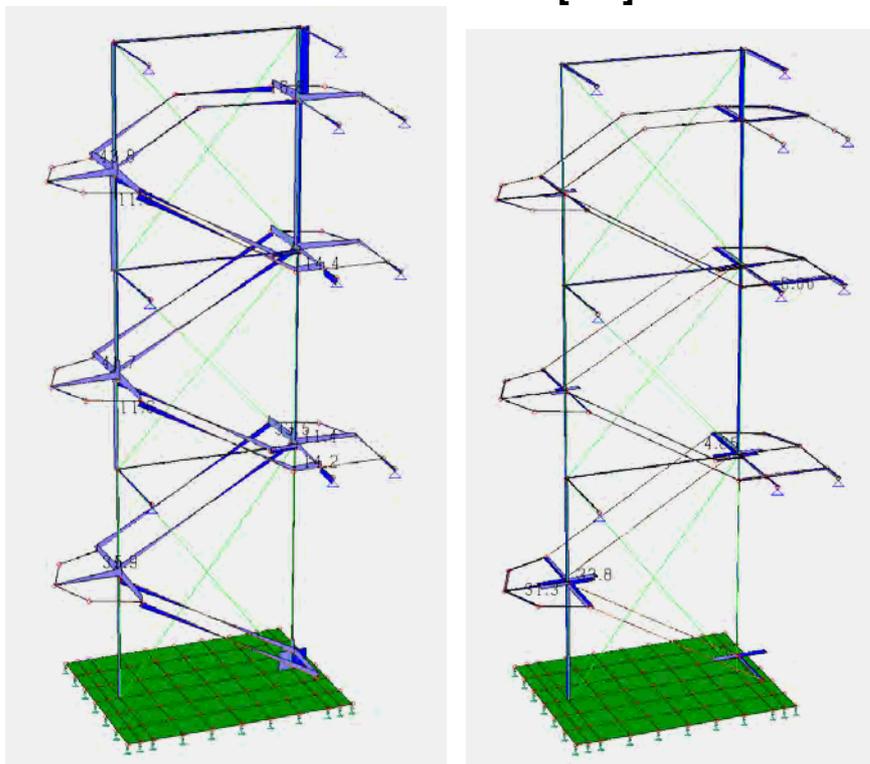


7.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

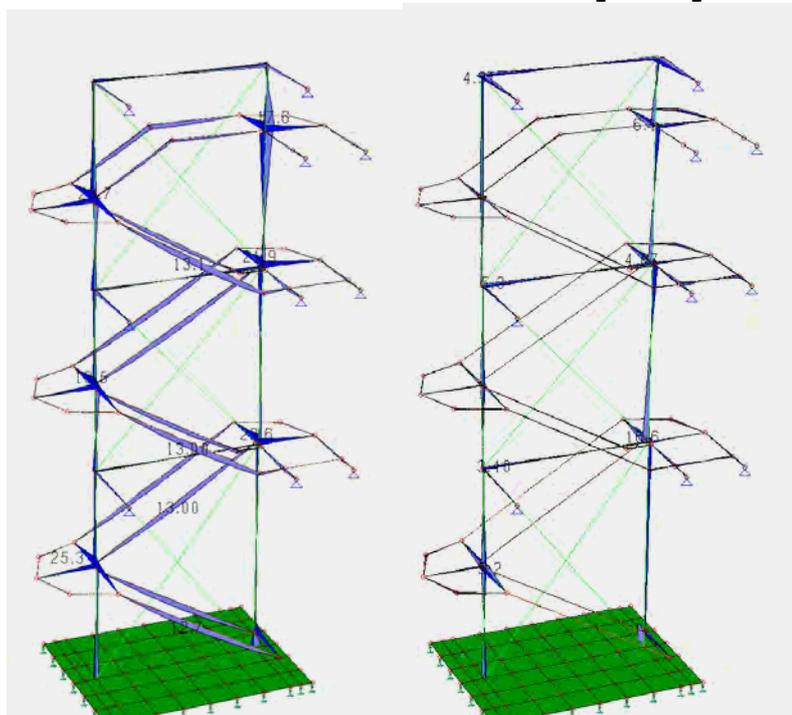
AZIONE ASSIALE AGENTE [KN]



TAGLIO AGENTE [KN]



MOMENTO SOLLECITANTE [KNm]



7.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

Per gli elementi strutturali in acciaio della scala esterna, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

In generale, come si può vedere dalle immagini precedenti, le sollecitazioni agenti sulle travi in acciaio sono state elaborate considerando uno schema di semplice appoggio in favore di sicurezza. I tubolari in facciata sono considerati travi reticolari e pertanto sono soggetti solamente ad azione assiale; essi trasmettono reazioni direttamente al muro in C.A. sottostante inclinate e pertanto scomponibili in una componente verticale di compressione (o trazione) ed una orizzontale di taglio.

Inoltre sono state considerate le deformazioni, riscontrando la compatibilità delle stesse con la struttura del complesso all'SLE, in accordo con le NTC2008 al capitolo 4.2.4.2.

Il seguente diagramma rappresenta l'indice di utilizzo della struttura, cioè il margine con cui sono verificati i componenti strutturali.

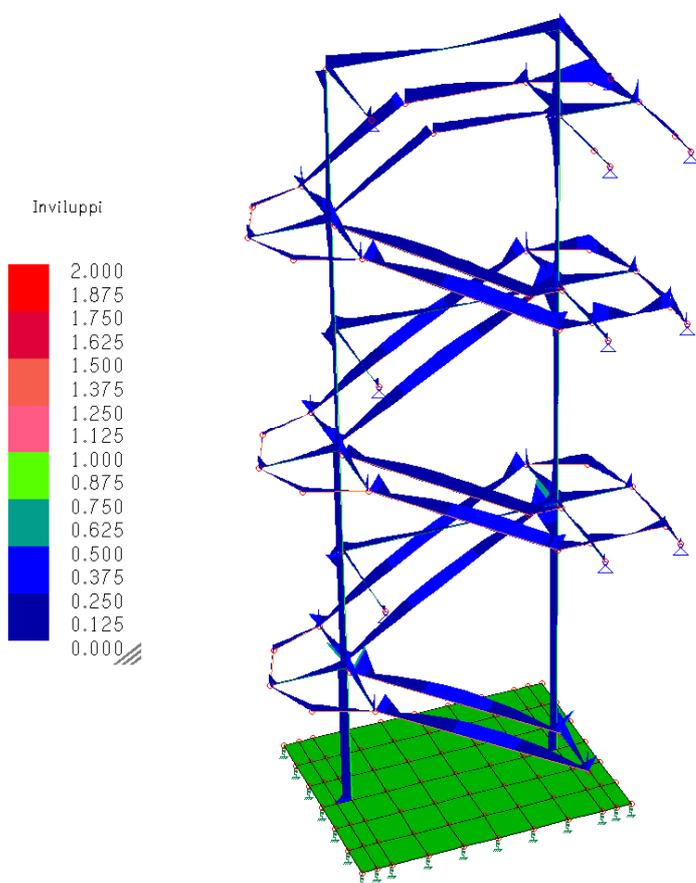
La verifica tiene in considerazione sia la resistenza che la stabilità: viene determinato l'indice di resistenza IR , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza di progetto, e viene determinato l'indice di stabilità IS , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza alla stabilità (euleriana e flesso torsionale). Gli involucri di questi due indici rappresentano, appunto, l'involuppo dei due diagrammi di resistenza e stabilità offrendo una visione completa dell'accettabilità del calcolo dal lato delle verifiche.

Tali indici rappresentano quindi il rapporto tra le sollecitazioni agenti e la resistenza di progetto offerta dalla struttura: se l'indice risulta minore di 1 (rappresentazione con colori freddi) la struttura è verificata ed è tanto più sovradimensionata quanto più l'indice è basso; se l'indice risultasse maggiore di 1 (rappresentazione con colori caldi) la struttura non è verificata e sarebbe tanto più sottodimensionata quanto più l'indice è alto. Sono perciò accettabili tutte le situazioni che risultano non superiori a 1.

In particolare nelle verifiche di resistenza e stabilità espresse da questo indice, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

Come si nota dai diagrammi seguenti tutti gli elementi risultano verificati.

Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità scala



8. Informazioni sull'analisi svolta con l'ausilio del software MASTERSAP

8.1 Tipo di analisi svolta e combinazioni di carico

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Intestazione del lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	8%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	30
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.25
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo del codice di calcolo: MasterSap;

Autore, produttore e distributore: AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go);

Versione: MasterSap 2012 s.p.1.2

Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso: Concesso in licenza a Scolari Giovanni Battista; numero di licenza 29863

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di

grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidità elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidità geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da

MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.

8.4 Validazione dei codici di calcolo

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

8.5 Presentazione dei risultati

Questa parte richiede di precisare una serie di proprietà che possono essere ricavate in forma grafica direttamente da MasterSap. In particolare:

- Deformazioni (statiche e dinamiche)
- Deformazioni relative
- Frecce
- Sollecitazioni
- Pressioni sul suolo
- Effetti II ordine
- Masse eccitare
- Modi propri di vibrazione

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

I METODI DI CALCOLO

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il

contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione.

Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato). Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo. Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involucri viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F*L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F*L$);
- U_Z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F*L/L$);

- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

Il programma calcola le tensioni (F/L2) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S11;
- S22;
- S33 (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S12;
- Smax;
- Smin;
- Angolo.

La tensione S33 è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni Smax e Smin rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di Smax. In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S11, S22, S33, S12 nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

PLINTI

La procedura calcola le rigidità del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X, Y, Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidità alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidità alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidità alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidità alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidità alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato,

che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

8.6 Informazioni generali sull'elaborazione

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stato utilizzata un'analisi lineare statica e dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo ed esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Elaboratore utilizzato:

Computer	Intel® Core™ i7-3770 CPU @ 3.40GHz 3.40GHZ 8.00 Gb di RAM, Sistema operativo a 64 bit
Sistema	Microsot Windows 7 Professional Versione 2009 Service Pack 1

8.7 Giudizio motivato sull'accettabilità dei calcoli

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso

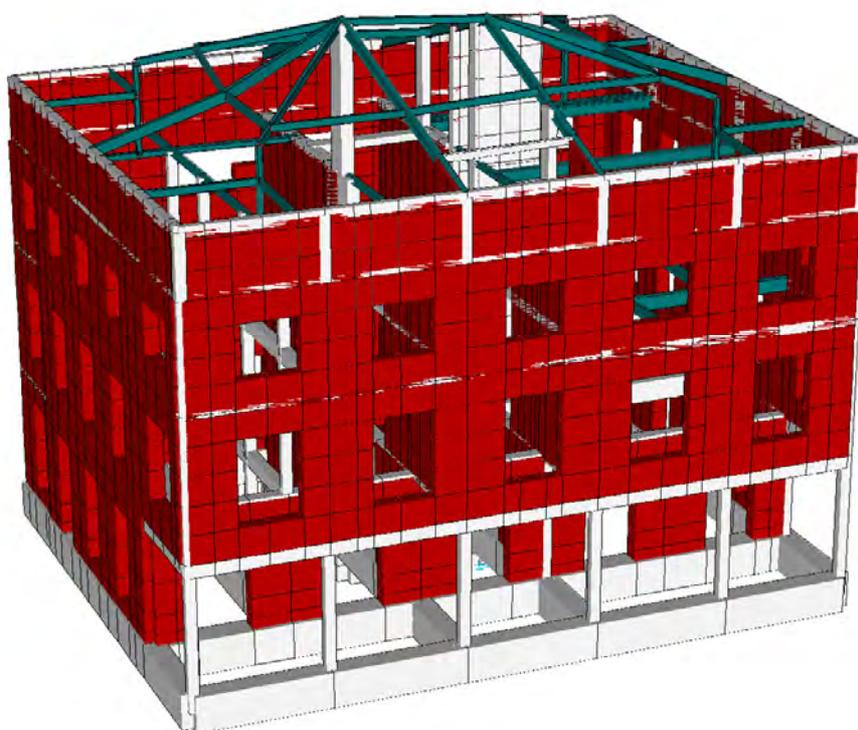
sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Il progettista Dott. Ing. Giovanni Battista Scolari inoltre dichiara di aver provveduto a sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli eseguiti con semplici calcoli con metodi tradizionali, in particolare: e' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati. Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO MUNICIPALE DI AZZANO SAN PAOLO – BG-



Curno, Novembre 2013

Tecnico incaricato

Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

Indice

1. Relazione generale

- 1.1 Descrizione dello stato di fatto
- 1.2 Descrizione degli interventi strutturali
- 1.3 Valutazione della sicurezza
- 1.4 Vita nominale (Vn), Classi e Coefficiente d'Uso (Cu) e Periodo di Riferimento (Vr)

2. Relazione sui materiali impiegati

- 2.1 Calcestruzzo
- 2.2 Acciaio per armature
- 2.3 Acciaio per carpenteria
- 2.4 Bulloni e barre filettate
- 2.5 Resina per ancoraggi

3. Relazione geologica-tecnica

- 3.1. Principali caratteristiche del terreno
- 3.2. Descrizione delle fondazioni

4. Analisi dei carichi

- 4.1 Carichi permanenti e pesi propri
- 4.2 Carichi variabili
- 4.3 Carico da neve
- 4.4 Azione sismica
- 4.5 Combinazioni di carico

5. Relazione di calcolo

- 5.1 Criteri di concezione strutturale

5.2 Normative di riferimento

5.3 Criteri per la misura della sicurezza

5.3.1 Verifica elementi in calcestruzzo

5.3.2 Verifica elementi in acciaio

5.3.3 Verifica fondazioni

5.4 Prestazioni attese al collaudo

6. Fascicolo dei calcoli edificio municipale

6.1 Sintesi dei risultati

6.2 Carichi agenti

6.3 Sollecitazioni in fondazione

6.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

6.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

6.6 Verifica piano sottotetto in legno

7. Fascicolo dei calcoli scala esterna in acciaio

7.1 Sintesi dei risultati

7.2 Carichi agenti

7.3 Pressioni in fondazione

7.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

7.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

8. Informazioni sull'analisi svolta con l'ausilio del software MASTERSAP

8.1 Tipo di analisi svolta e combinazioni di carico

8.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

8.4 Validazione dei codici di calcolo

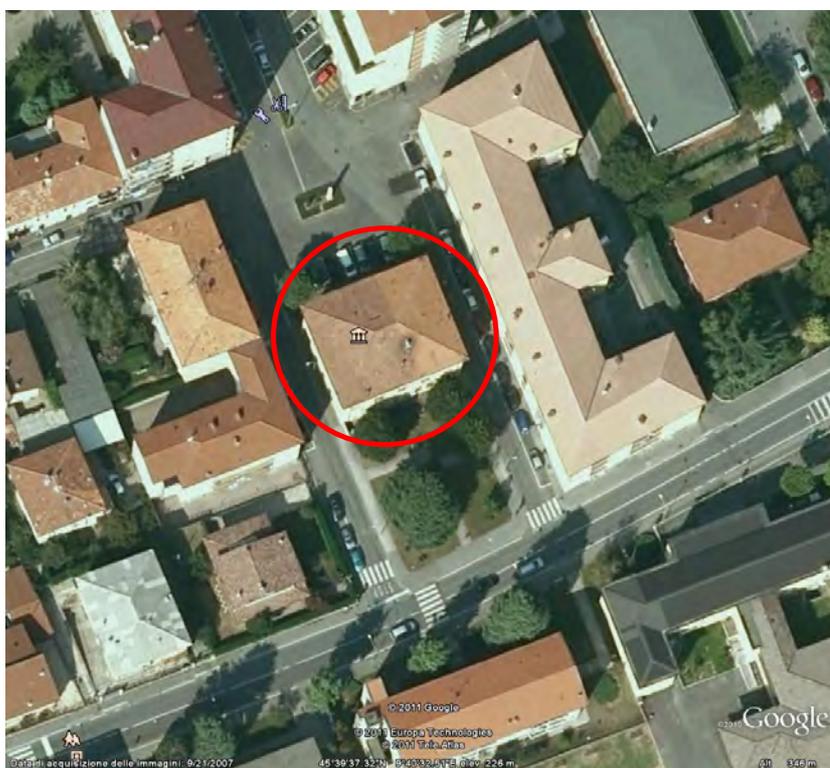
8.5 Presentazione dei risultati

8.6 Informazioni generali sull'elaborazione

8.7 Giudizio motivato sull'accettabilità dei calcoli

1. Relazione generale

La presente relazione di calcolo riguarda la progettazione strutturale ed il dimensionamento degli interventi strutturali sull'edificio Municipale di Azzano San Paolo, Bergamo.



1.1 Descrizione dello stato di fatto

Il fabbricato in oggetto è formalmente abbastanza semplice e ordinato. Realizzato probabilmente nella prima metà del secolo, denuncia, da alcuni particolari di facciata, confermati dalla tipologia strutturale, un successivo ampliamento. La pianta è rettangolare di circa 21x17 m ed è su tre impalcati più la copertura in legno. Detti impalcati sono costituiti dal piano terra, attualmente adibito a Sala Consiliare e Uffici tecnici, da un piano ammezzato che interessa una piccola porzione di edificio

adiacente al corpo scala centrale adibita a bagno e pianerottolo, dal piano primo adibito ad uffici vari, dal secondo piano ora parzialmente inutilizzato, dal sottotetto sgombero e dalla copertura a capanna con orditura in legno. L'impianto planimetrico presenta due muri di spina centrali su cui si sviluppa la scala di accesso al piano primo pressochè centrata sui due corpi rettangolari, uno dei quali (quello sede della sala Consiliare) è di costruzione originale come la scala stessa, mentre l'altro (sede dell'Ufficio Tecnico) è invece stato aggiunto successivamente compresa la scala posteriore usata come accesso di servizio e che raggiunge anche il piano secondo.

Tra i due muri centrali di spina è presente una zona parzialmente interrata adibita a deposito e servita dal prolungamento della scala.

Questa situazione ha ripercussioni a livello strutturale in quanto, mentre la parte originale ha gli impalcati di solaio a tutta luce (circa 8 m) poggianti su un muro perimetrale e su uno di spina, quella nuova è stata risolta in modo meno "ardito", con una fila di pilastri centrali.

Le fondazioni sono in conglomerato cementizio presumibilmente non armato, con altezze elevate, ma con larghezza contenuta. L'altezza, pressoché costante sotto tutti i muri, è risultata di 1.10 m circa con estradosso del dado ad una quota di 15-20 cm sotto il piano del marciapiede esterno.

Le larghezze delle fondazioni sono invece di 80 cm sotto il muro adiacente alla sala Consiliare e sotto quello della facciata apposta, e di 65 cm per il muro ortogonale e per quello di spina.

Il terreno di risulta dagli scavi è certamente rimaneggiato fin dall'origine per almeno i primi 60-80 cm. Probabilmente una spiegazione alle fondazioni così profonde è la ricerca di uno strato con maggiore capacità portante.

Dall'esame visivo e dagli assaggi effettuati sui muri, si desume la presenza di muratura con spessore medio di 50cm al piano terra e di 40cm ai piani superiori composta da foratoni in laterizio legati da malta.

I tre impalcati nella zona originale di grande luce, sono stati risolti in tre modi diversi;

- Il primo a copertura della sala consiliare, presenta due travi ribassate in c.c.a. di 50 cm di calata oltre il solaio e larghezza 30cm e lo stesso ordito trasversalmente su luci di circa 4/5m e di spessore 16cm.
- Il secondo a copertura zona uffici e segreteria, è realizzato con un solaio misto a tutta luce con spessore di 30 cm e travetti a passo 40 cm armati con 1Φ18 e 1Φ16 a travetto.
- Il terzo, di sottotetto è pure a tutta luce con spessore esiguo (20cm) misto, deve essere considerato poco più di un controsoffitto.

L'edificio non evidenzia un quadro fessurativo particolarmente evidente, quanto meno non sugli elementi strutturali principali. Il piano terra e il piano primo non risultano interessati da un quadro fessurativo significativo. Il piano secondo invece presenta una situazione di ampie lesioni nei tavolati dovute presumibilmente al solaio sovrastante di sottotetto che, con uno spessore esiguo e luce di 8 m, essendo soggetto a carichi esclusivamente permanenti è certamente interessato a fenomeni di deformazione lenta da rilassamento, con conseguente compressione dei tavolati sottostanti e fessurazione degli stessi. Importanti risultano invece gli ammaloramenti della copertura in legno.

1.2 Descrizione degli interventi strutturali

Alla luce dello stato di fatto descritto e considerando le carenze strutturali dell'edificio, evidenziate dalle verifiche di sicurezza condotte sia in campo statico che in campo sismico, si ritengono assolutamente necessari interventi strutturali di consolidamento che, pur interessando singoli elementi della struttura e porzioni limitate della costruzione, comunque comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La struttura esistente, progettata e realizzata nella prima metà del secolo scorso e quindi senza i recenti criteri di verifica e senza il livello tecnologico attuale, mostra infatti di non essere per nulla adeguata alle attuali norme antisismiche e presenta carenze strutturali anche nei confronti dei soli carichi verticali, dovute alla scarsa

qualità dei materiali; a ciò si aggiunge un cattivo stato di conservazione di parti della struttura, specialmente in copertura, come evidenziato da recenti crolli parziali del cornicione di gronda.

Tutte le scelte progettuali, quali l'inserimento in posizione centrale del vano ascensore per tutta altezza fino in copertura, l'allargamento delle fondazioni, il rifacimento dei pilastri di facciata del portico e l'inserimento di altri pilastri e setti nelle murature esistenti, il rifacimento del tetto e del solaio del piano terzo ed il rinforzo del solaio del piano secondo, nonché tutti gli altri interventi elencati in seguito, vanno a comporre un quadro di interventi volto al consolidamento ed al miglioramento del comportamento strutturale sia in condizioni statiche che sismiche, dell'edificio municipale di Azzano San Paolo che allo stato di fatto presenta gravi carenze strutturali.

Gli interventi strutturali individuati e sotto descritti, si ritengono essere le soluzioni ottimali per poter mettere in condizioni di sicurezza l'edificio in oggetto.

Alla luce delle considerazioni fatte, si ritengono assolutamente indispensabili al fine della sicurezza dell'edificio municipale, tutti i seguenti interventi strutturali:

- Allargamento delle fondazioni sotto i due muri centrali di spina centrali e sotto i muri che delimitano la porzione ovest dell'edificio (dove è attualmente posizionata l'attuale sala Consiliare) essendo esse deficitarie sia in condizioni statiche che sismiche. Valutazione ed eventuale allargamento delle altre fondazioni in funzione della relazione geologica e verifiche in sito. In tal modo si diminuiscono le pressioni sul terreno che, allo stato attuale, risultano essere non conformi alla presunta resistenza del terreno stesso.
- Rifacimento dei pilastri di facciata del portico al piano terra, attualmente in pietra di Credaro, in C.A. e proseguimento degli stessi all'interno delle murature del piano primo e secondo fino al piano terzo ed allargamento delle relative fondazioni esistenti da valutare in funzione della relazione geologica e verifiche in

sito. Realizzazione di cordoli di fondazione in C.A. aggiuntivi di collegamento della fila di pilastri del porticato con la fondazione esistente dell'edificio.

- Inserimento nella porzione centrale dell'edificio e per tutta altezza fino in copertura, di un vano ascensore in C.A. con muri di spessore 20cm e realizzazione di relativa platea di fondazione in C.A., ai fini del miglioramento del comportamento globale della struttura in termini di rigidità alle azioni orizzontali.
- Realizzazione di setto in C.A. nel muro di spina centrale dell'edificio, frontalmente al vano ascensore, per tutta altezza fino in copertura, anch'esso ai fini del miglioramento del comportamento globale della struttura in termini di rigidità alle azioni orizzontali, oltre che per portare fino in fondazione il carico dovuto ad una porzione di tetto.
- Inserimento di pilastri in C.A. all'interno della muratura in corrispondenza delle travi ribassate del piano terra (copertura dell'attuale sala Consiliare) con proseguimento degli stessi fino al piano terzo, allo scopo di irrigidire la struttura e offrire un contributo di resistenza alla muratura portante in cui sono inseriti.
- Completa demolizione e rifacimento del tetto in legno mediante il posizionamento di travetti in legno massiccio, 4 travi di displuvio, trave di colmo, 4 terzere e 4 altre travi inclinate con profilati in acciaio IPE; questo intervento è motivato dal sottodimensionamento e dal grave degrado degli elementi lignei esistenti, nonché dalla presenza di infiltrazioni d'acqua nel sottotetto.
- Posizionamento in corrispondenza dei 4 terrazzi d'angolo al piano sottotetto di 4 colonne HEB in acciaio con funzione di sostegno dei profilati IPE e dei travetti in legno del tetto.

- Rinforzo del solaio esistente in latero-cemento di spessore 30cm al piano secondo relativamente alla porzione ovest di edificio (attualmente a copertura ufficio tributi, segreteria e ragioneria) mediante il posizionamento sotto il solaio in questione (soffitto del piano primo) di 5 profilati IPE in acciaio che appoggiano sui pilastri di nuova realizzazione posti sul muro perimetrale e su un muro di spina centrale, ed il posizionamento di 8 profilati IPE in acciaio con funzione di rompitratta del solaio.
- Completa demolizione e rifacimento del solaio del piano terzo con un solaio in legno lamellare e cappa di calcestruzzo di 5 cm resa collaborante da connettori opportunamente dimensionati. Tale scelta è resa necessaria dalla grave inadeguatezza statica della soletta esistente e dall'esigenza di non aggravare, dal punto di vista dei carichi, la situazione strutturale attuale sostituendola con una soletta leggera. Relativamente alla porzione ovest dell'edificio, il solaio di nuova realizzazione poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza dei pilastri di nuova realizzazione posti nel muro perimetrale e nel muro di spina centrale, due profilati dei quali sostengono in falso una colonna in acciaio HEB. Relativamente alla porzione est dell'edificio, il solaio in legno poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza della fila di pilastri esistenti e due profilati ortogonali HEB che sostengono in falso una colonna in acciaio HEB.
- Rinforzo del solaio del piano primo relativamente alla porzione ovest dell'edificio con cappa collaborante di calcestruzzo da valutare in sito con la D.L.
- Placcaggio dei pilastri esistenti nella porzione est dell'edificio mediante incamiciatura esterna in C.A. o cerchiatura a calastrelli in acciaio, previa valutazione in sito dello stato e consistenza degli stessi.

- Demolizione della scala presente nell'angolo suddest dell'edificio, allo stato di fatto staticamente non adeguata, e chiusura dei relativi fori del solaio del piano primo e secondo mediante il posizionamento di una porzione di solaio in laterocemento e relativo cordolo in C.A. da ammorsare alle strutture esistenti.
- Esecuzione di interventi di consolidamento volti a migliorare le caratteristiche della struttura mediante placcaggio delle murature con intonaco armato. Tale tecnica prevede la realizzazione di intonaco armato su entrambi i paramenti e posa in opera dei necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura, opportunamente sovrapposte in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale.
- Realizzazione scala in acciaio esterna con profilati UPN e HEB e due tubolari verticali tondi con relativa fondazione in C.A.

1.3 Valutazione della sicurezza

Le strutture presentate sono state calcolate e progettate a norma delle vigenti disposizioni di legge, in particolare in rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 (NTC2008); gli elaborati relativi depositati sono completi e sufficienti a individuare e definire esattamente le opere da eseguire; i materiali di cui si prevede l'impiego e le rispettive dosature sono idonei in relazione alle sollecitazioni assunte a base dei calcoli.

Inoltre, esaminate le caratteristiche dell'edificio ed il suo uso, il progetto e la verifica dell'edificio in esame sono stati condotti con riferimento agli SLU (Stato Limite Ultimo) rispetto alla condizione di collasso statica, agli SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) rispetto alla condizione di collasso sismica, agli SLE (Stato Limite di Esercizio) rispetto alla condizione di esercizio statica ed agli SL geotecnici.

1.4. Vita nominale (V_n), Classi e Coefficiente d'Uso (C_u) e Periodo di Riferimento (V_r) (punto 2.4)

Per l'opera in esame si hanno i seguenti valori di riferimento:

$$V_n = 50 \text{ anni (classe 2)}$$

$$\text{Classe d'uso} = \text{IV (C}_u=2)$$

$$V_r = V_n \times C_u = 100 \text{ anni}$$

2. Relazione sui materiali impiegati

2.1 Calcestruzzo

Per il calcestruzzo di tipo C25/30 ci si riferisce a seguenti valori caratteristici (11.2.10 NTC2008):

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{Ck} = 0,83 \times 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

La classe di esposizione è XC2 per fondazioni e muri controterra interrati, XC1 per le restanti componenti strutturali.

La classe di consistenza è S4.

Il diametro massimo dell'inerte è 20mm.

Il copriferro adottato per tutti gli elementi strutturali è 3,5cm e si riferisce al filo esterno delle armature piu' vicine alla superficie del getto.

2.2 Acciaio per armature

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dell'acciaio da cemento armato, che sarà di tipo B450C (C11.3.21, 11.3.2 NTC2008) si assumono le seguenti caratteristiche:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

2.3 Acciaio per carpenteria

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza per l'acciaio per profilati di tipo S275 ci si riferisce a seguenti valori caratteristici (*11.3.4 NTC2008*):

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

2.4 Bulloni e barre filettate

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei bulloni e delle barre filettate, che sono di classe 8.8, (*11.3.4.6.1 NTC2008*), si assumono le seguenti caratteristiche:

$$f_{yb} \geq 649 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$$

2.5 Resina per ancoraggi

Per gli ancoraggi di barre ad aderenza migliorata si adotta resina HILTI HIT-RE500.

3. Relazione geologica-tecnica

Per quanto non riportato in seguito si rimanda alla relazione geologico tecnica redatta dalla ditta P&P Consuling Engineers di Seriate (BG) ed a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le verifiche agli SLU geotecnici sono state eseguite in accordo con il DM 14.01.08, secondo l'approccio 2, assumendo il valore di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni di $4,3 \text{ Kg/cm}^2$ per fondazioni di larghezza 1m ed interpolando i valori per fondazioni di larghezza differente, avendo assunto per la combinazione dell'approccio 2, A1+M1+R3, il fattore di sicurezza $\gamma_{R3}=2,3$.

I cedimenti in fondazione, calcolati considerando per le fondazioni a trave continua una pressione massima all'SLE di $1,5 \text{ Kg/cm}^2$, risultano inferiori ai 10mm ed allo stato attuale sono ritenuti già esauriti; per il calcolo degli stessi si rimanda alla relazione geologica-geotecnica a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

3.1 Principali caratteristiche del terreno

Sulla base di quanto riscontrato nel corso delle indagini geognostiche effettuate sul sito in oggetto, le caratteristiche salienti del terreno sono riportate nella relazione geologico tecnica allegata a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

In particolare, da piano esecuzione indagine fino alla profondità di 1.2 m circa, superato uno spessore superficiale (0.3-0.5 m) di terreno di coltivo, si ha uno strato di sabbie e limi d'alterazione superficiale e/o materiale rimaneggiato definibile come "poco addensati"; dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità investigabile di 2.5-2.7 m circa, si ha un livello costituito da sabbie con ghiaie e ciottoli definibile come "moderatamente addensati-addensati"

3.2 Descrizione delle fondazioni

Compatibilmente con la relazione geologico tecnica, si adotta la tipologia di fondazione a trave continua di spessore 50 cm e larghezza variabile, ed a platea di spessore 40cm limitatamente alla fondazione del vano ascensore e 50 cm per la fondazione della scala esterna in acciaio, utilizzando un calcestruzzo C25/30.

4. Analisi dei carichi

Le azioni agenti sulla struttura e quindi applicate al modello strutturale sono state calcolate considerando le reali condizioni della struttura, destinazioni d'uso e localizzazione sismica.

4.1 Carichi permanenti e pesi propri

Peso proprio solaio laterocemento esistente H=16 cm	2,2	KN/m ²
Peso proprio solaio laterocemento esistente H=30 cm	3,6	KN/m ²
Peso proprio solaio laterocemento H=20 cm	2,6	KN/m ²
Peso tetto in legno	1,5	KN/m ²
Peso proprio solaio in legno con cappa collaborante di 5 cm	1,7	KN/m ²
Peso permanente portato	1,5	KN/m ²
Peso partizioni interne	1,6	KN/m ²
Peso permanente portato sottotetto	1,2	KN/m ²
Peso partizioni interne sottotetto	0,8	KN/m ²
Peso scale in C.A. (incluso di finiture)	8	KN/m ²

4.2 Carichi variabili

I carichi variabili sono calcolati in accordo alle norme D.M. 14.01.2008:

Ambienti	qk [kN/m²]
B Uffici. Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00 kN/m²
C Ambienti suscettibili di affollamento. Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.	4,00 kN/m²
H Coperture. Cat. H1 – Coperture non praticabili	0,50 kN/m²

4.3 Carico da neve

In accordo al D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni), il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Provincia : Bergamo

Zona : Ia

Altitudine : 230 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 1,55 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

Tipo di copertura: piana ($\alpha = 0^\circ$)

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata **Caso I** nella figura a lato.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III*

Carico da neve :

$$q_s(\mu(\alpha)) = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad [\mu(\alpha) = 0,8]$$

4.4 Azione sismica

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

Essendo classificato il comune di Azzano San Paolo in zona 3 della classificazione sismica, l'azione sismica è calcolata mediante analisi dinamica modale, che è il metodo d'analisi lineare di riferimento delle NTC2008 per determinare gli effetti dell'azione sismica. In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito dalla normativa (cap. 3.2.3.5 NTC2008).

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Intestazione del lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	8%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	30
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.25
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

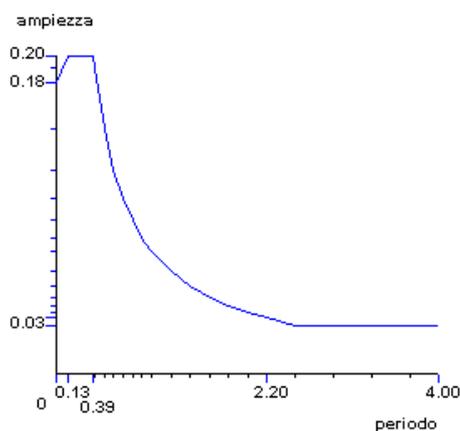
In ottemperanza al paragrafo C8.7.1.2 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, per la verifica di costruzioni in muratura esistenti, non regolari, con analisi lineare, il fattore di struttura utilizzato è stato:

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$$

con $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$ (in assenza di piu' precise valutazioni), pertanto:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

L'azione sismica allo SLV per l'edificio in oggetto è rappresentata quindi dal seguente spettro di risposta:



Poiche l'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati e nella

combinazione di questi effetti, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa.

Come si evince dall'elenco dei 30 modi di vibrazione e relativa massa eccitata presi in considerazione per la struttura in oggetto viene rispettata la richiesta della normativa NTC2008 al cap.7.3.3.1 in cui afferma che è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.100000

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.15e+003	75	+1.57e+001	1	+3.81e-002	0
Progressiva	+1.15e+003	75	+1.57e+001	1	+3.81e-002	0
Modo: 2	+1.18e-002	0	+8.48e+002	55	+1.72e-001	0
Progressiva	+1.15e+003	75	+8.63e+002	56	+2.10e-001	0
Modo: 3	+4.82e+001	3	+3.37e+002	22	+1.71e-001	0
Progressiva	+1.20e+003	78	+1.20e+003	79	+3.81e-001	0
Modo: 4	+4.88e-001	0	+2.68e-001	0	+1.62e+001	1
Progressiva	+1.20e+003	79	+1.20e+003	79	+1.66e+001	1
Modo: 5	+1.08e+000	0	+7.64e-002	0	+1.22e-001	0
Progressiva	+1.20e+003	79	+1.20e+003	79	+1.67e+001	1
Modo: 6	+3.98e+001	3	+5.96e-001	0	+6.41e+000	0
Progressiva	+1.24e+003	81	+1.20e+003	79	+2.31e+001	2
Modo: 7	+2.87e+000	0	+4.91e-001	0	+8.44e+001	6
Progressiva	+1.24e+003	81	+1.20e+003	79	+1.08e+002	7
Modo: 8	+4.01e+000	0	+1.01e-001	0	+1.42e+001	1
Progressiva	+1.25e+003	82	+1.20e+003	79	+1.22e+002	8
Modo: 9	+7.57e+000	0	+4.27e-001	0	+1.68e+001	1
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.20e+003	79	+1.39e+002	9
Modo: 10	+3.82e-001	0	+1.25e+001	1	+4.34e+000	0
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.21e+003	79	+1.43e+002	9
Modo: 11	+3.58e+000	0	+1.37e-001	0	+4.25e+001	3
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.21e+003	79	+1.85e+002	12
Modo: 12	+6.70e-001	0	+2.42e+000	0	+6.90e-003	0
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.22e+003	80	+1.85e+002	12
Modo: 13	+5.62e+000	0	+6.79e-001	0	+7.53e+001	5
Progressiva	+1.27e+003	83	+1.22e+003	80	+2.61e+002	17
Modo: 14	+2.47e+001	2	+3.13e+000	0	+9.53e+000	1
Progressiva	+1.29e+003	84	+1.22e+003	80	+2.70e+002	18
Modo: 15	+5.72e-001	0	+4.06e+000	0	+1.63e+000	0
Progressiva	+1.29e+003	84	+1.23e+003	80	+2.72e+002	18
Modo: 16	+5.08e-001	0	+1.63e+001	1	+2.47e+001	2
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.24e+003	81	+2.96e+002	19
Modo: 17	+9.78e-002	0	+3.39e+000	0	+1.68e-001	0
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.24e+003	81	+2.97e+002	19
Modo: 18	+9.81e-002	0	+2.11e+000	0	+4.52e+002	30
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.25e+003	82	+7.49e+002	49

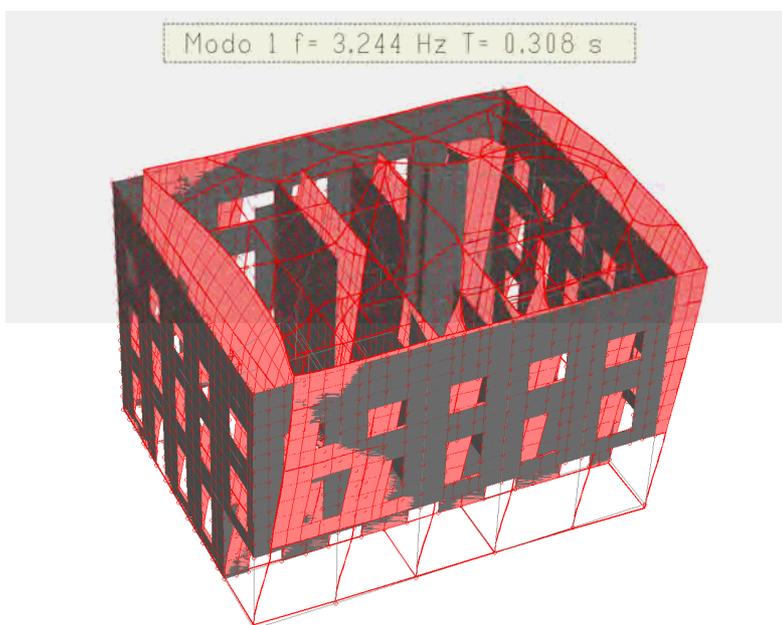
Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 19	+2.62e-004	0	+1.80e-001	0	+3.59e+002	23
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.25e+003	82	+1.11e+003	72
Modo: 20	+2.39e+001	2	+1.34e+001	1	+2.62e+001	2
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.26e+003	82	+1.13e+003	74
Modo: 21	+1.80e-001	0	+1.01e+001	1	+2.34e+001	2
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.27e+003	83	+1.16e+003	76
Modo: 22	+5.43e-001	0	+8.70e-001	0	+8.47e+001	6
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.27e+003	83	+1.24e+003	81
Modo: 23	+1.97e+001	1	+8.27e+000	1	+1.83e-006	0
Progressiva	+1.34e+003	87	+1.28e+003	84	+1.24e+003	81
Modo: 24	+1.32e+001	1	+5.86e-001	0	+3.27e-001	0
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.28e+003	84	+1.24e+003	81
Modo: 25	+1.51e+000	0	+1.14e+001	1	+3.72e+001	2
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.29e+003	84	+1.28e+003	84
Modo: 26	+4.01e-001	0	+9.78e+000	1	+8.94e+000	1
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.30e+003	85	+1.29e+003	84
Modo: 27	+2.03e+000	0	+1.10e+001	1	+7.59e+000	0
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.31e+003	86	+1.30e+003	85
Modo: 28	+4.04e-001	0	+1.99e+001	1	+2.44e+001	2
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.33e+003	87	+1.32e+003	86
Modo: 29	+8.86e-003	0	+4.36e-002	0	+8.23e-002	0
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.33e+003	87	+1.32e+003	86
Modo: 30	+5.25e+001	3	+3.44e-001	0	+2.61e+000	0
Progressiva	+1.41e+003	92	+1.33e+003	87	+1.32e+003	87

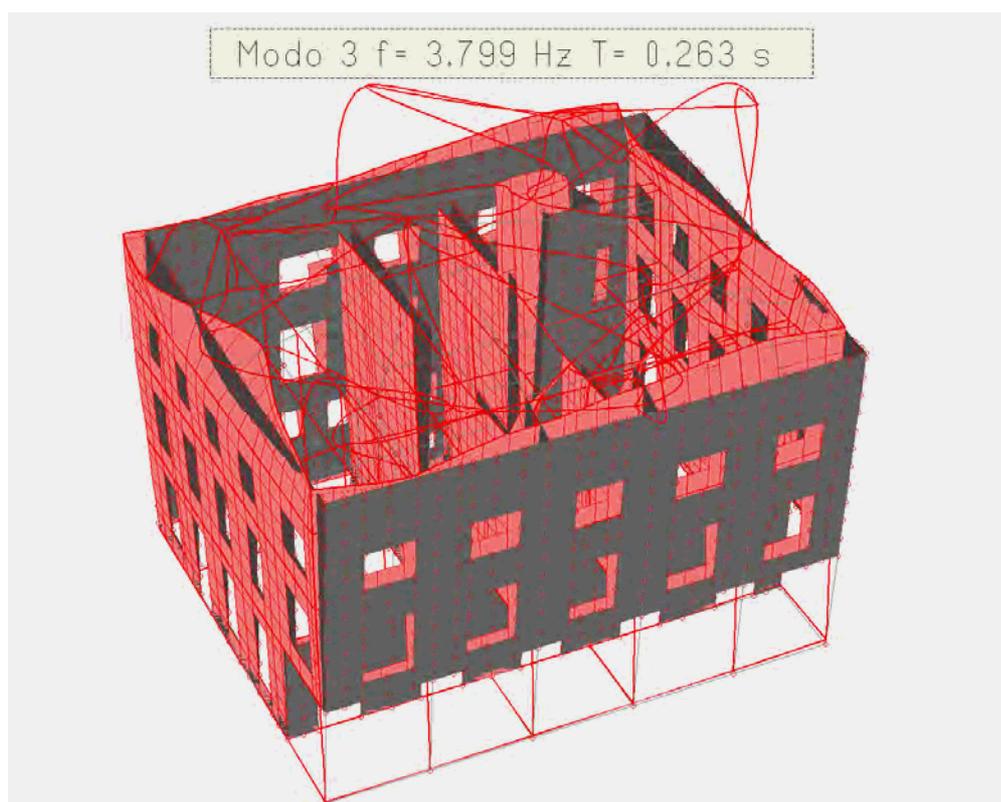
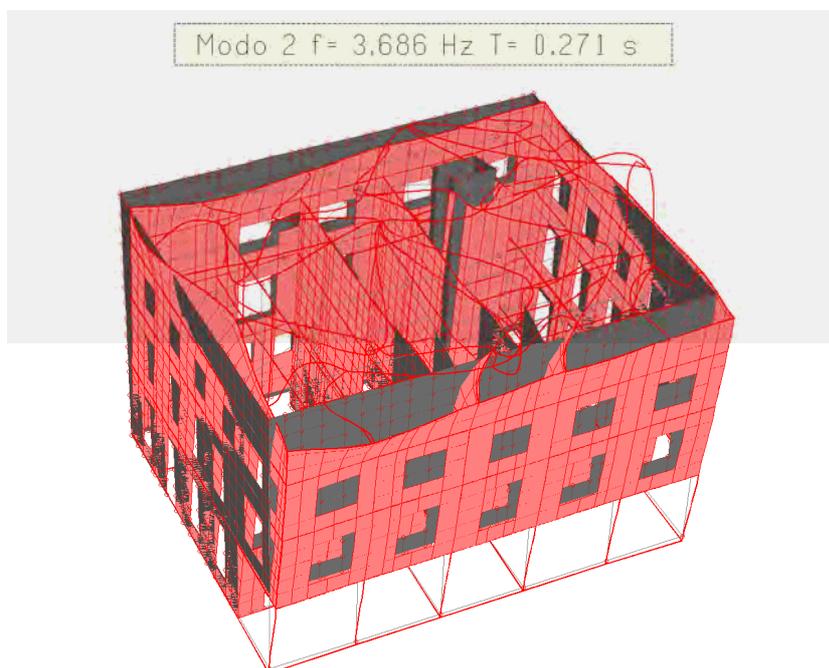
MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X
+1.53e+003

Direzione Y
+1.53e+003

Direzione Z
+1.53e+003





Come approccio strutturale si assume che tutta la resistenza all'azione sismica orizzontale sia affidata agli elementi resistenti atti a tale scopo. Come tali elementi

sismici sono state considerate le pareti in muratura che costituiscono la quasi totalità della rigidità della struttura.

In favore di sicurezza, in questo approccio si trascura quindi il contributo dei pochi pilastri in C.A. e del vano ascensore, poiché il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali di tali elementi si ipotizza trascurabile rispetto all'analoga rigidità delle pareti in muratura esistenti. I pilastri possono quindi essere considerati come elementi secondari (punto 7.2.3 delle NTC2008) e pertanto sia la rigidità che la resistenza di tali elementi sono ignorate nell'analisi della risposta sismica della struttura sismo-resistente; gli elementi secondari vengono progettati invece per resistere ai soli carichi verticali, essendo tuttavia in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto. I pilastri quindi, non avendo funzione sismica, devono rispettare solo i requisiti del capitolo 4 delle NTC e non devono soddisfare i criteri di duttilità e gerarchia delle resistenze, né tantomeno i minimi sismici dimensionali e di armatura.

Di conseguenza anche le travi non fanno parte di telai sismo resistenti e pertanto devono rispettare solo i requisiti del capitolo 4 delle NTC. I piani rigidi dei solai consentono la trasmissione delle forze sismiche alle pareti in C.A., opportunamente dimensionate per tali forze.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidità degli elementi principali.

I pilastri in C.A. quindi vengono dimensionati e verificati per resistere all'azione assiale, al momento flettente e taglio, mostrati in seguito e derivanti dai carichi verticali e dalla deformazione della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

Pur avendo affidato tutta la resistenza alle azioni orizzontali alle pareti in muratura, in favore di sicurezza si dimensiona e disegna il vano ascensore come da cap.7 delle NTC2008.

Poiché il sito ricade non presenta i requisiti elencati al punto 7.2.1 delle NTC2008, non è necessario considerare la componente verticale del sisma.

4.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica SLU. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Combinazione di carico SLU: $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE rara: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE frequente: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 2} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE quasi permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico sismica: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I coefficienti utilizzati nelle combinazioni sono i seguenti.

Tipo di azione	Categoria	Coefficienti parziali Y				Coefficienti di combinazione			Combinazioni sismiche				
		YGsup	YGinf	YQsup	YQinf	YA	ψ_0	ψ_1	ψ_2	YG	YQ	ψ_{2slu}	ψ_{2sld}
Permanente	Peso Proprio	1.3	1							1			
	Permanente portato	1.3	1							1			
Variabile	Domestici e residenziali			1.5	0		0.7	0.5	0.3		1	0.3	0.3
	Uffici			1.5	0		0.7	0.5	0.3		1	0.3	0.3
	Aree di acquisto e congresso			1.5	0		0.7	0.7	0.6		1	0.6	0.6
	Magazzini			1.5	0		1	0.9	0.8		1	0.8	0.8
	Autorimesse			1.5	0		0.7	0.7	0.6		1	0.6	0.6
	Neve			1.5	0		0.5	0.2	0		1	0	0
	Vento			1.5	0		0.6	0.2	0		1	0	0
Eccezionale						1							

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
2	Statica uffici dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
7	Statica scale dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
8	Statica neve dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
9	Statica copertura dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara uffici dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	Frequente uffici dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
10	Rara scale dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
11	Rara neve dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
12	Rara neve dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
13	Frequente scale dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
14	Frequente neve dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

5. Relazione di calcolo

5.1. Criteri di concezione strutturale

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il

terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato nel modello tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che per il terreno in esame, si assume pari a 40000 KN/m^3 ; si sottolinea comunque che l'influenza di tale parametro sui risultati è molto bassa.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

In particolare nel modello sono state adottate, in favore di sicurezza, rigidità taglianti e flessionali del calcestruzzo inalterate per non ridurre la rigidità del modello e massimizzare le azioni sismiche orizzontali sui muri e le pareti sismiche.

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Muratura foratoni	+4.50e+006	0.450	12.00000	+0.00e+000	1.000	+5.00e-001	+5.00e-001
2	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.04e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Muratura blocchi pieni	+1.50e+006	0.450	18.00000	+0.00e+000	1.000	+5.00e-001	+5.00e-001
4	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
5	Muratura	+1.47e+006	0.250	17.65800	+0.00e+000	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare conforme al D.M. 14.01.2008.

Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

5.2 Normative di riferimento

- **Legge 5 novembre 1971 N. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008**
- Circolare n° 617 del 02/02/2009
- **UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997** - Azioni sulla struttura.
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- **UNI ENV 1992-1-1** Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

5.3 Criteri per la misura della sicurezza

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo SLU (anche sotto l'azione sismica SLV), allo stato limite di esercizio SLE (verifica di deformabilità, verifica di fessurazione e verifica delle tensioni in esercizio), nei confronti di SL geotecnici secondo l'**approccio 2**.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, essendo l'edificio in zona 4, come previsto dalle NTC2008, non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio; nonostante ciò, in favore di sicurezza e ricadendo l'edificio in classe d'uso III, verranno esaminate anche le deformazioni relative, verificando che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

5.3.1 Verifica elementi in calcestruzzo

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed barre di acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$f_d = f_k / \gamma_M$ dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ dove:

$\alpha_{cc} = 0,85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni per C25/30.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ dove:

$\gamma_S = 1,15$ per tutti i tipo di acciaio è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio B450C.

Gli elementi in calcestruzzo armato sono stati verificati allo Stato Limite Ultimo (SLU) in termini di resistenza a sforzo normale e flessione, a taglio (con o senza specifiche armature a taglio), a torsione o a sollecitazione composte, con le resistenze di calcolo dei materiali sopra esposte. Sono state inoltre condotte le opportune verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) in termini di deformabilità, di fessurazione e di tensioni in esercizio come da 4.1.2 del D.M.14/01/2008.

5.3.2 Verifica elementi in acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \text{ (cap.4.2.4.1.1. delle NTC2008),}$$

dove R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura e γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

γ M0	1.05	Resistenza di sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3 (plasticità o snervamento)
γ M1	1.05	Resistenza di sezioni trasversali di classe 4 (instabilità locale)
γ M1	1.05	Resistenza all'instabilità degli elementi (instabilità globale e locale)
γ M2	1.25	Resistenza delle sezioni nette sui fori dei bulloni
γ Mb	1.25	Resistenza delle connessioni bullonate
γ Mw	1.25	Resistenza delle connessioni saldate
γ M3	1.10	Resistenza allo scorrimento di bulloni precaricati
γ M0 PF	1.00	Resistenza di profili a freddo
γ M1 PF	1.00	Resistenza all'instabilità di profili a freddo
γ Rd S235	1.20	Coeff. sovraresistenza S235
γ Rd S275	1.15	Coeff. sovraresistenza S275
γ Rd S355	1.10	Coeff. sovraresistenza S355
γ Rd S420	1.10	Coeff. sovraresistenza S420
γ Rd S460	1.10	Coeff. sovraresistenza S460

Tale valore R_k di resistenza caratteristico è determinato dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5.

5.3.3 Verifica fondazioni

Le azioni trasmesse in fondazione ed utilizzate per il dimensionamento delle stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

In accordo al punto 7.2.5 delle NTC2008 per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un g_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi

elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1. In particolare, nel progetto in esame, in favore di sicurezza le fondazioni sono state dimensionate e verificate adottando il fattore di struttura q pari a 1. In questo modo le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico e non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Per quanto riguarda la progettazione geotecnica in accordo alle NTC2008, la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali

riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_T	1,0	1,0

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

5.4 Prestazioni attese al collaudo

Stante la natura delle opere da progettare, le prestazioni attese al collaudo riguardano essenzialmente il corretto comportamento dell'apparato strutturale nei riguardi dei carichi permanenti e accidentali, con assenza di significative deformazioni delle strutture e della copertura, nonché nell'assenza di apprezzabili cedimenti in fondazione o altre lesioni significative nelle strutture in C.A.

6. Fascicolo dei calcoli edificio municipale

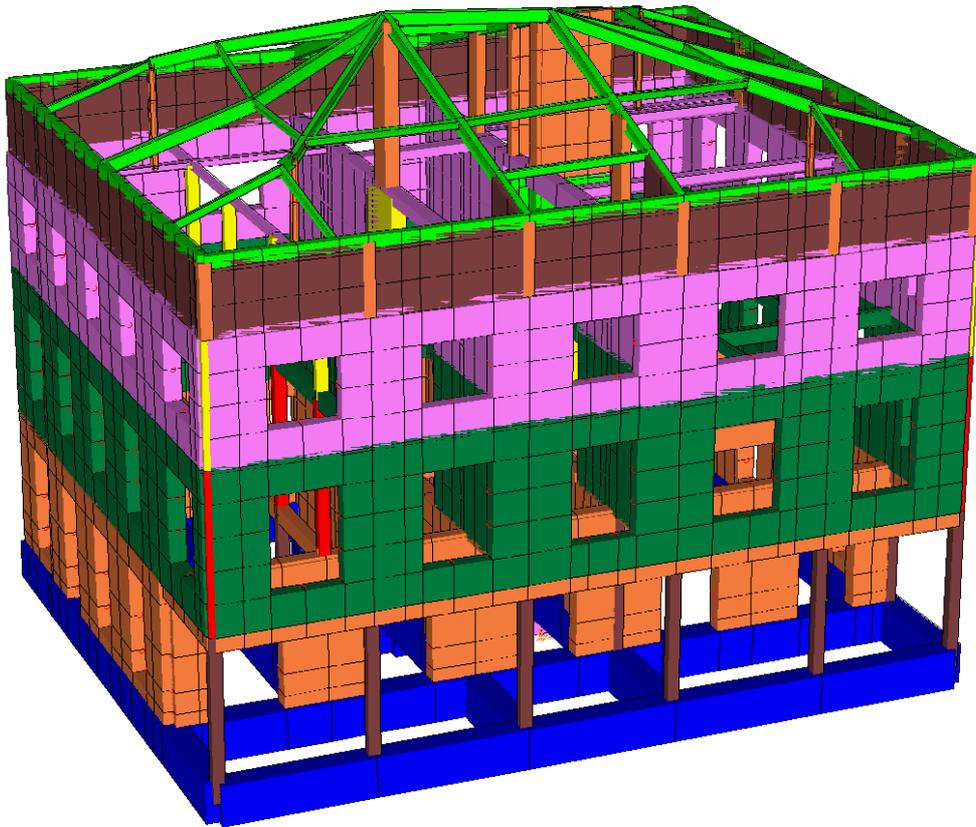
6.1. Sintesi dei risultati

Sulla base dell'analisi statica e sismica condotta si è verificata la rispondenza delle strutture alla normativa vigente, con sollecitazioni di calcolo sempre entro i limiti di resistenza delle membrature.

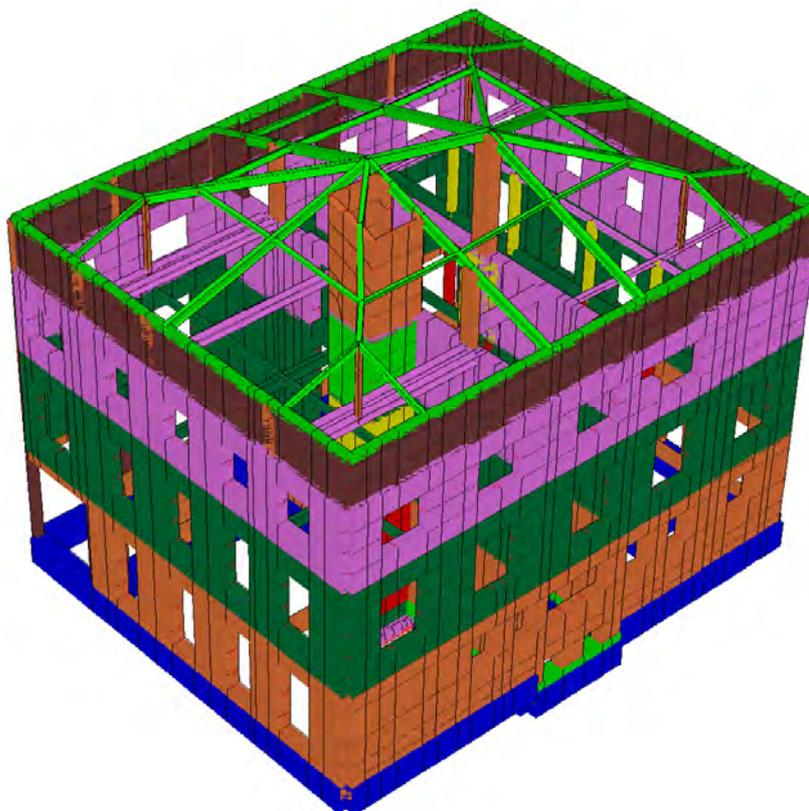
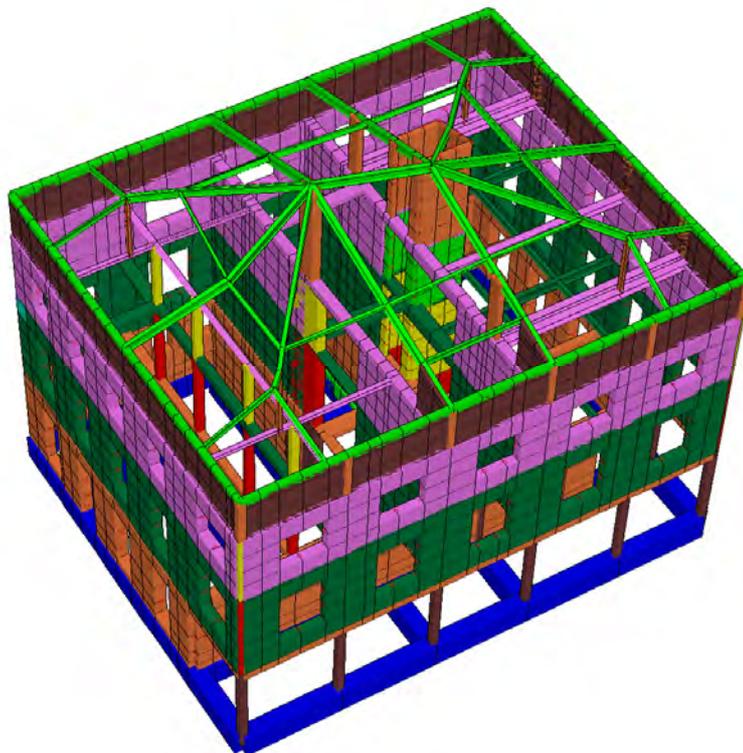
Si ha in particolare la seguente modellazione strutturale.

MODELLO STRUTTURALE 3D

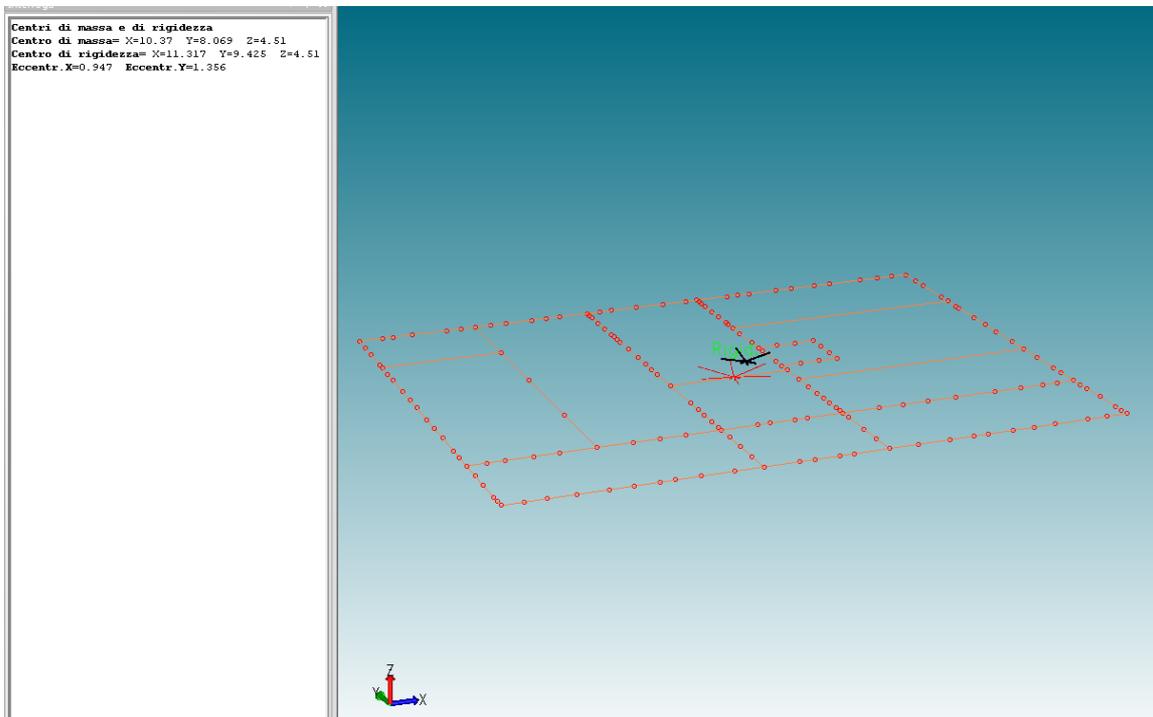
STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



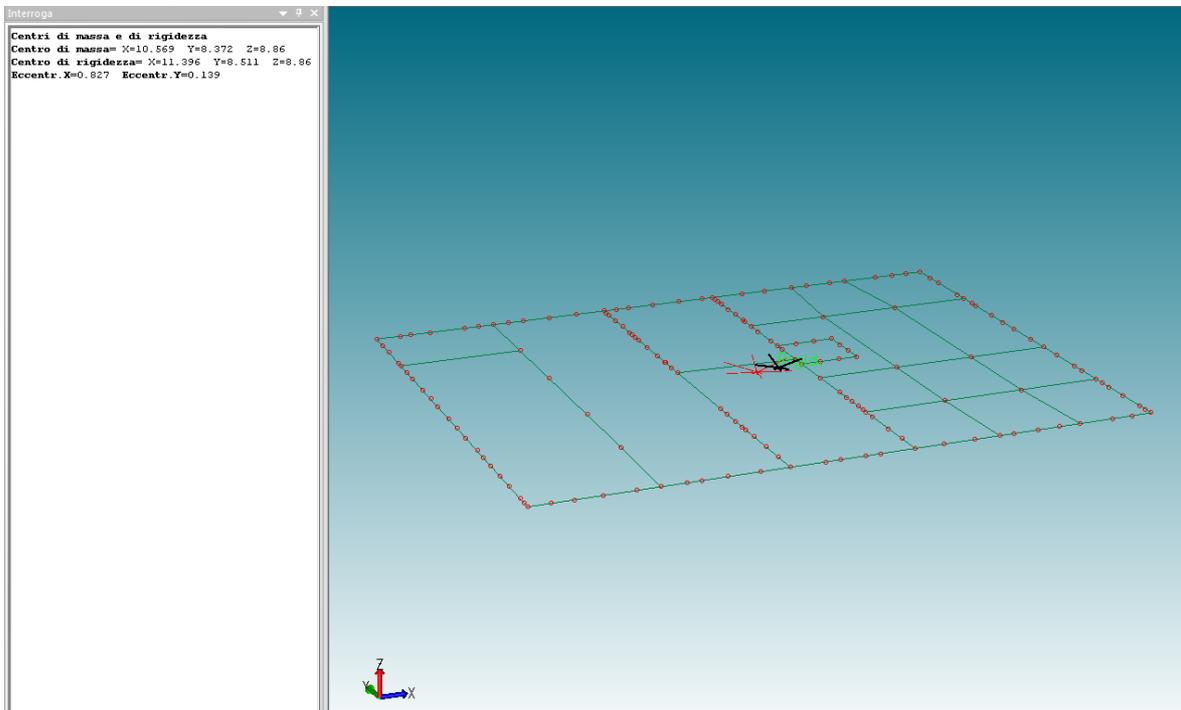
STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO PRIMO

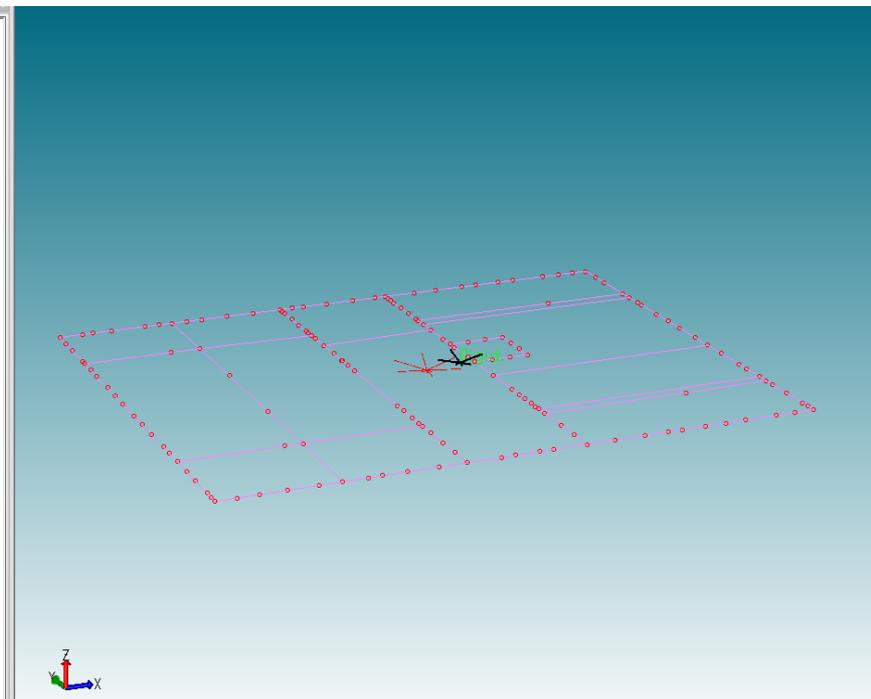


CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO SECONDO



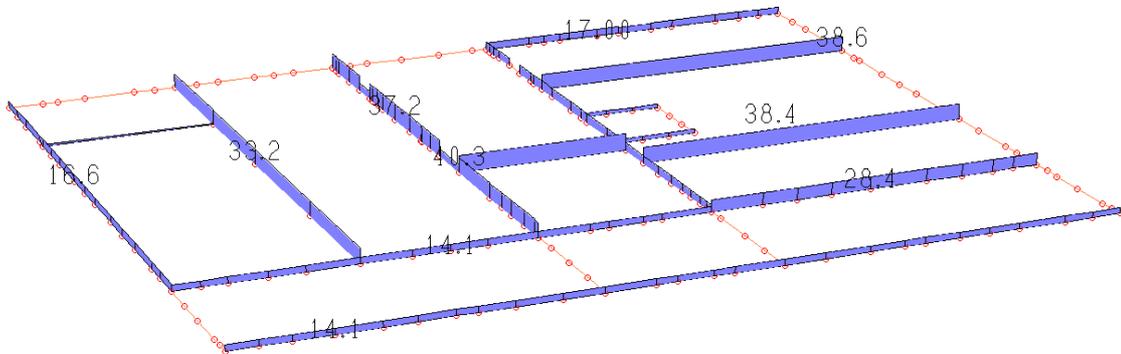
CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO SOTTOTETTO

Centri di massa e di rigidezza
Centro di massa= X=10.422 Y=8.396 Z=12.16
Centro di rigidezza= X=11.769 Y=8.67 Z=12.16
Eccentr. X=1.347 Eccentr. Y=0.274

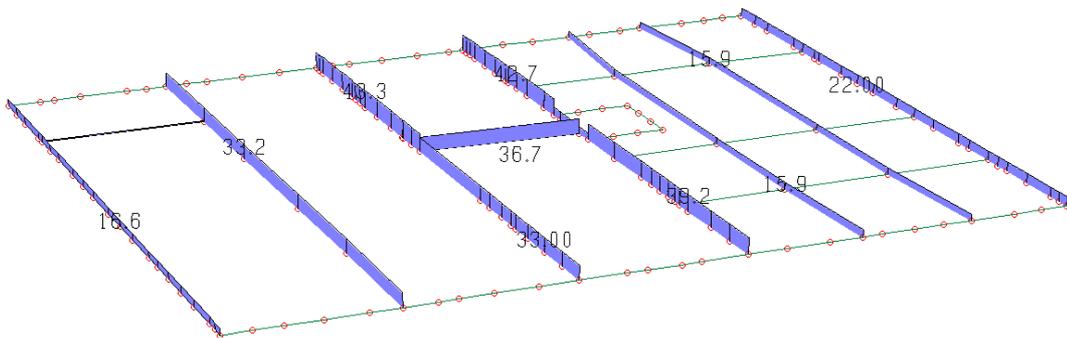


6.2 Carichi agenti

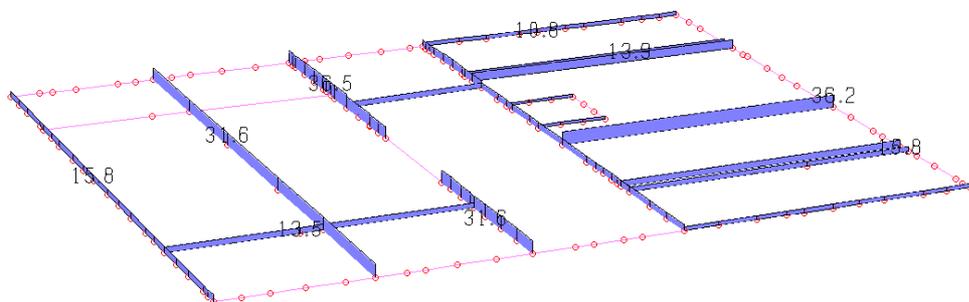
CARICHI PIANO PRIMO [KN/m]



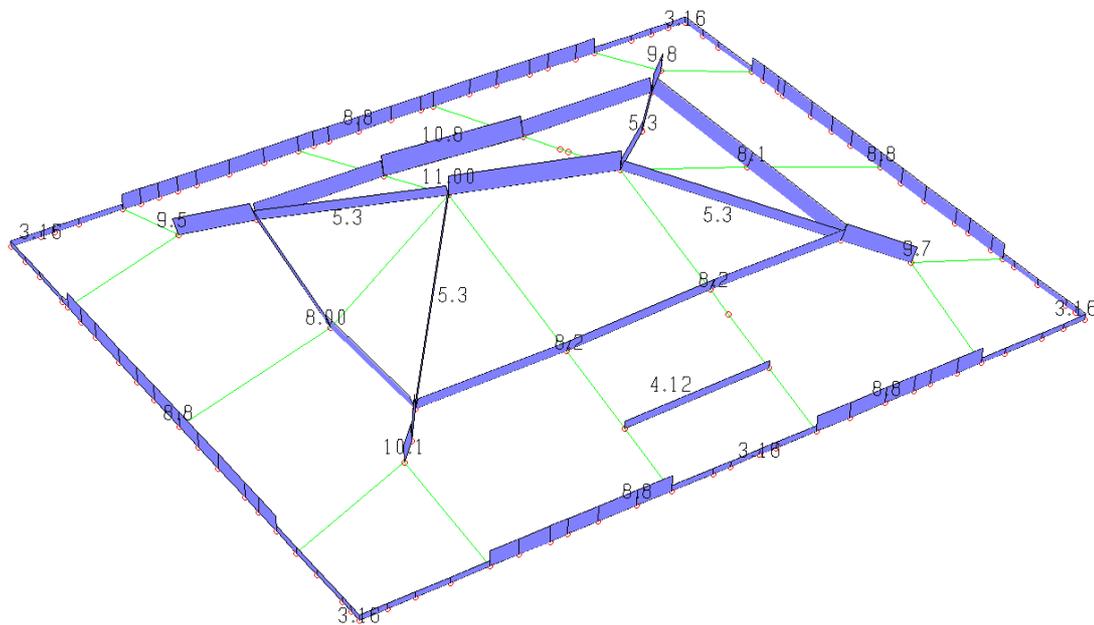
CARICHI PIANO SECONDO [KN/m]



CARICHI PIANO SOTTOTETTO [KN/m]



CARICHI COPERTURA [KN/m]



6.3 Sollecitazioni in fondazione

Come già spiegato, nel progetto in esame, le azioni trasmesse in fondazione ed utilizzate per il dimensionamento delle stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche adottando il fattore di struttura q pari a 1 in accordo al punto 7.2.5 delle NTC2008.

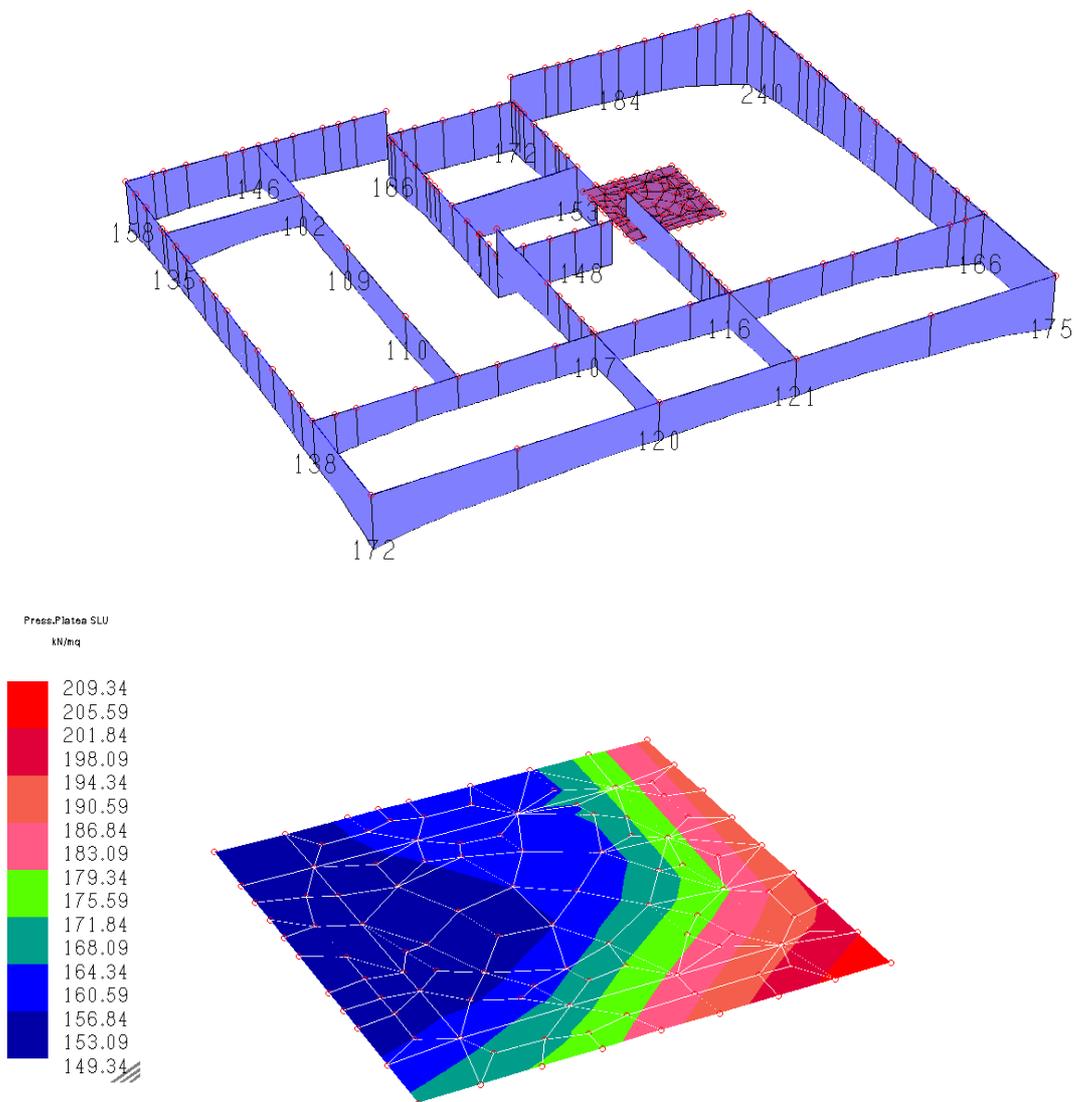
In questo modo le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico e non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

PRESSIONI SUL TERRENO SLU (approccio 2: A1+M1) [KN/m²]

Le verifiche agli SLU geotecnici sono state eseguite in accordo con il DM 14.01.08, secondo l'approccio 2, assumendo il valore di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni di $4,3 \text{ Kg/cm}^2$ per fondazioni di larghezza 1m ed interpolando i valori per fondazioni di larghezza differente, avendo assunto per la combinazione dell'approccio 2, A1+M1+R3, il fattore di sicurezza $\gamma_{R3}=2,3$.

Per quanto riguarda il calcolo dei valori di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni si rimanda alla relazione geologico tecnica redatta dalla ditta P&P Consulting Engineers di Seriate (BG) ed a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le pressioni agenti risultano tutte abbondantemente inferiori ai valori di resistenza.

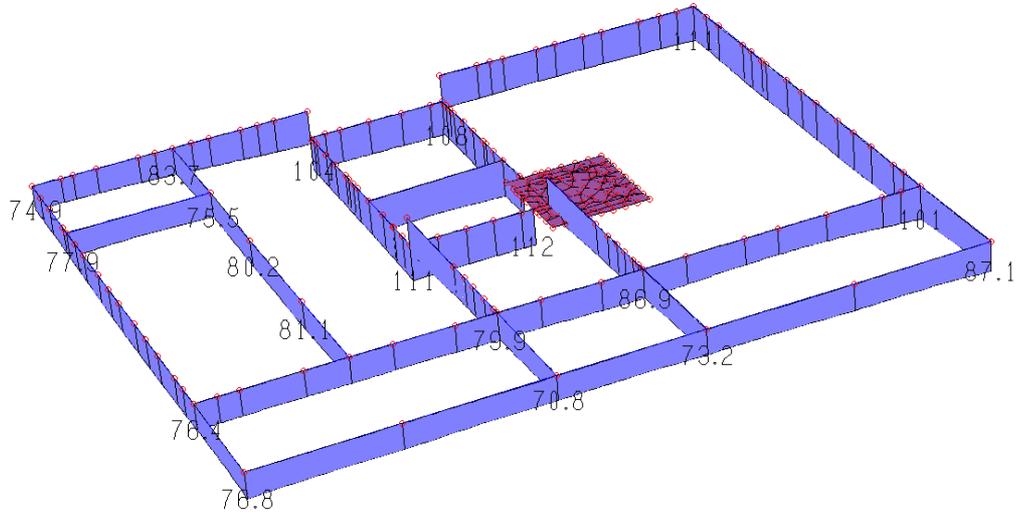
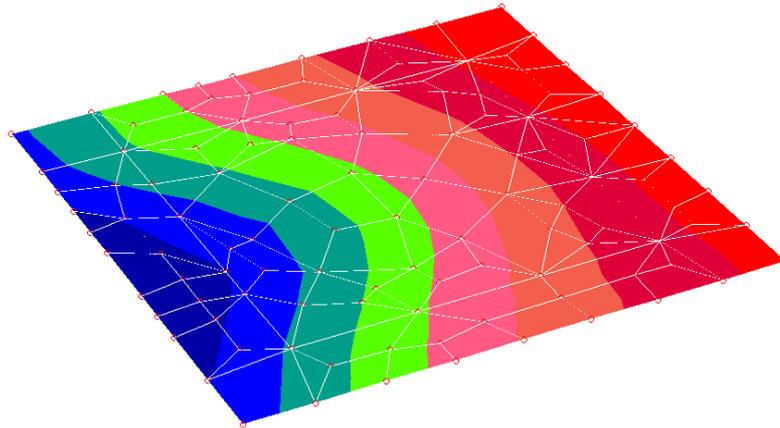
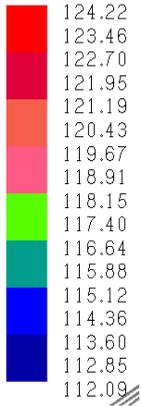


PRESSIONI SUL TERRENO SLE [KN/m²]

I cedimenti in fondazione, calcolati considerando per le fondazioni a trave continua una pressione massima all'SLE di 1,5 Kg/cm², risultano inferiori ai 10mm ed allo stato attuale sono ritenuti già esauriti; per il calcolo degli stessi si rimanda alla relazione geologica-geotecnica a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le pressioni all'SLE agenti risultano tutte abbondantemente inferiori al valore di 1,5 Kg/cm².

Press.Platea SLE
KN/mq

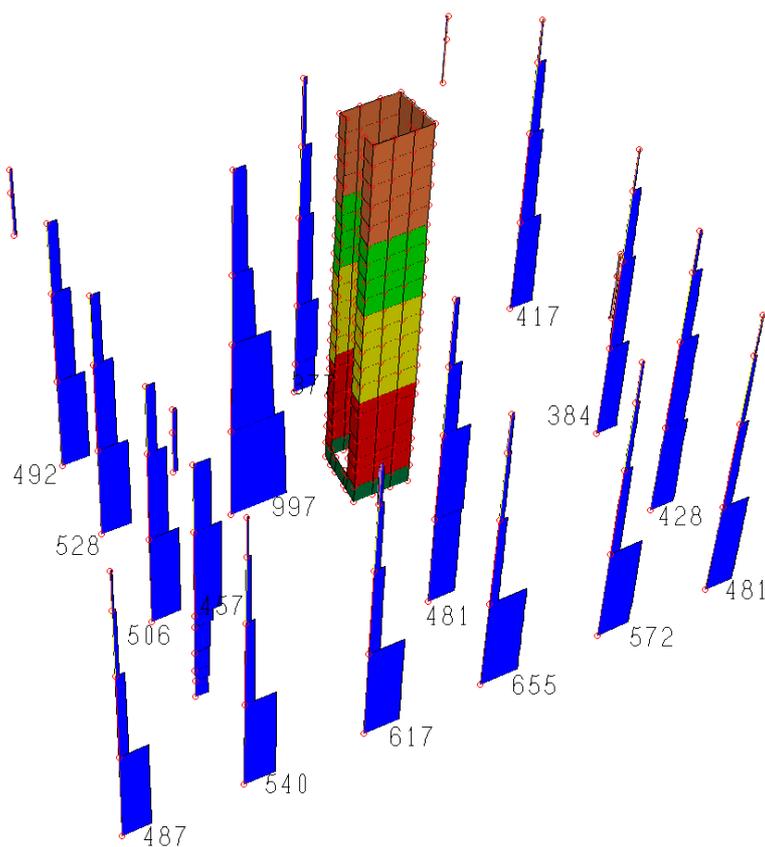


6.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

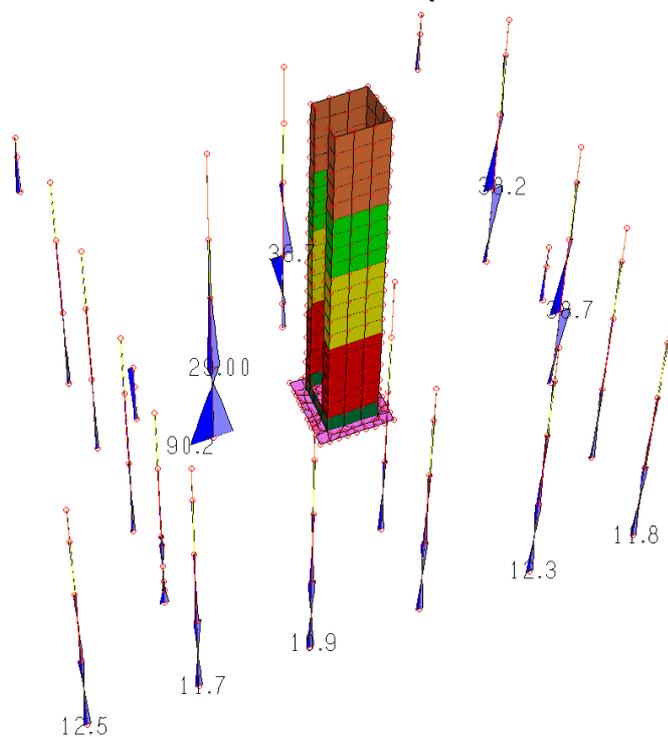
Si omette la visualizzazione delle azioni assiali presenti nelle travi orizzontali poiché di entità trascurabile al fine del dimensionamento delle stesse.

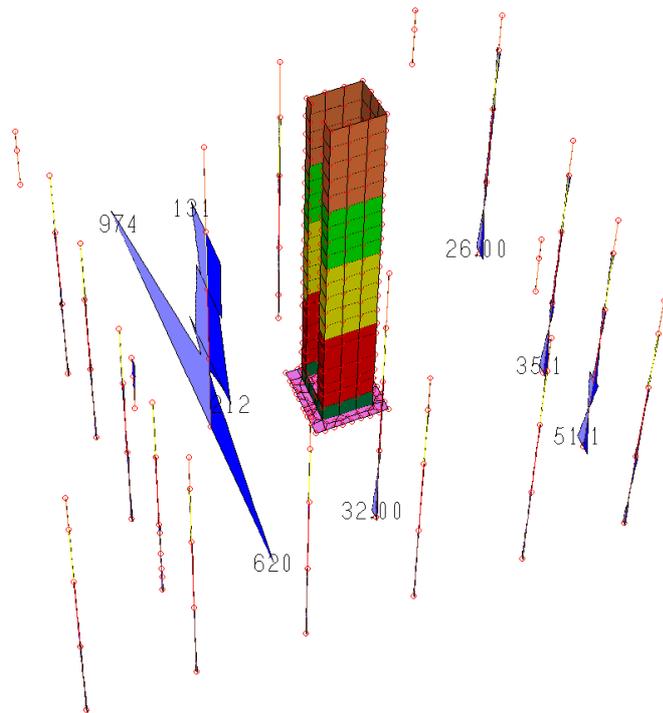
I pilastri in C.A., come già spiegato, essendo stati assunti elementi secondari in accordo al 7.2.3. del D.M.14/01/2008, vengono dimensionati e verificati per resistere all'azione assiale, al momento flettente e taglio, derivanti dai carichi verticali e dalla deformazione della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

AZIONE ASSIALE PILASTRI (elementi secondari) [KN]

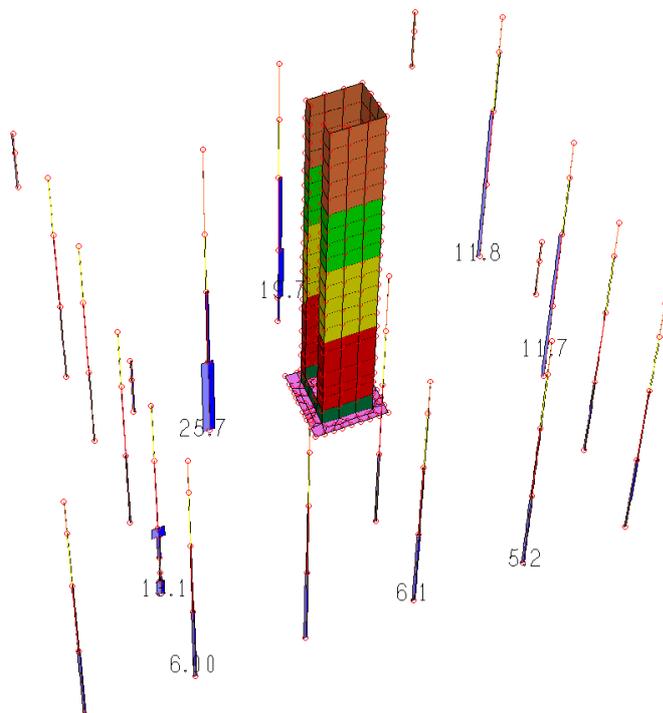


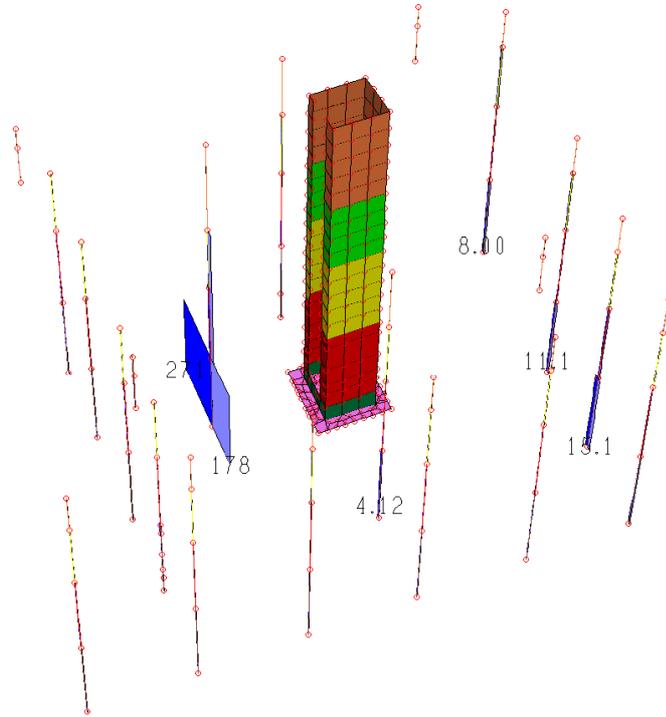
MOMENTO SOLLECITANTE PILASTRI (elementi secondari) [KNm]



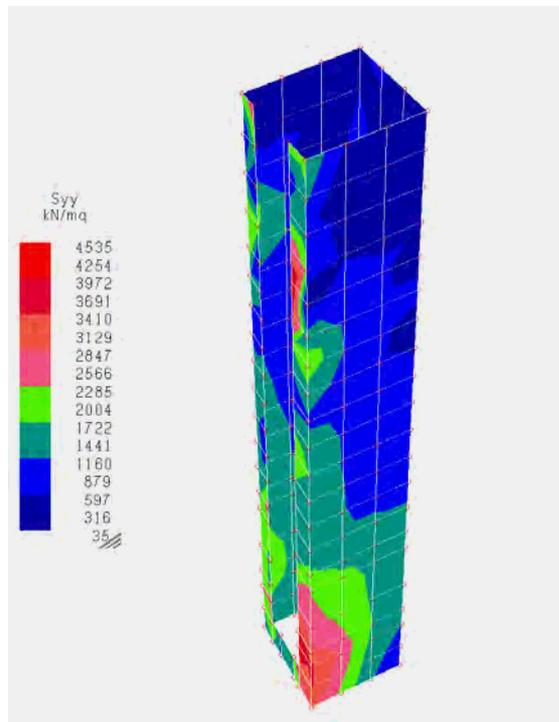


TAGLIO AGENTE PILASTRI IN C.A. (elementi secondari) [KN]

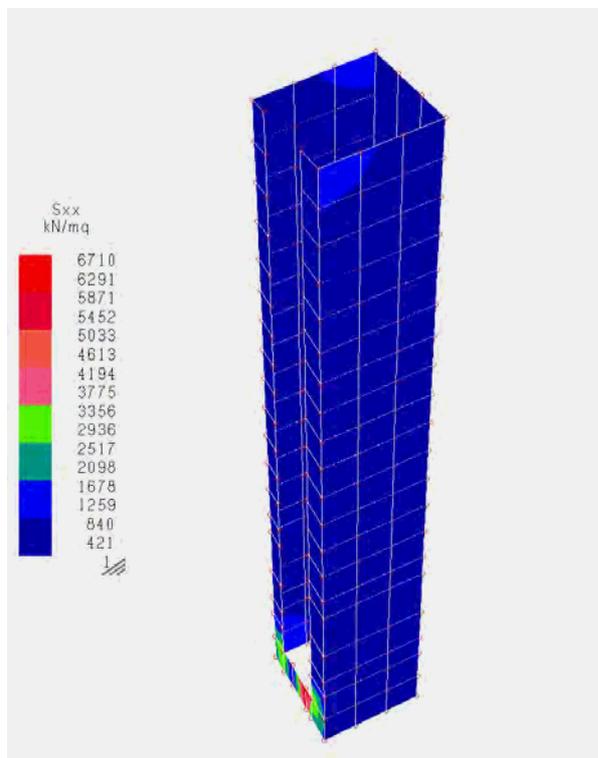




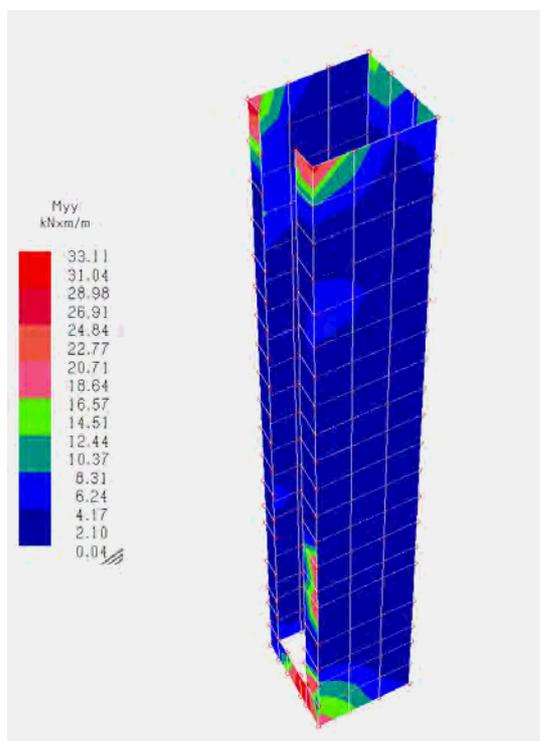
TENSIONE MEMBRANALE VANO ASCENSORE S_{yy} [KN/m²]



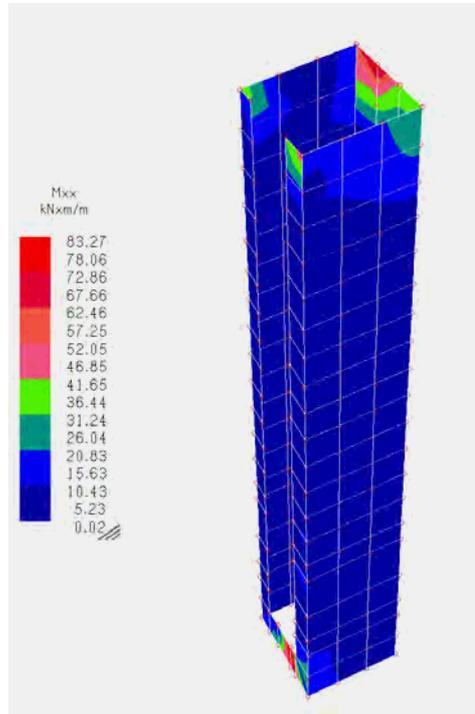
TENSIONE MEMBRANALE VANO ASCENSORE S_{xx} [KN/m²]



MOMENTO FLETTENTE VANO ASCENSORE M_{yy} [KN/m²]



MOMENTO FLETTENTE VANO ASCENSORE M_{xx} [KN/m²]



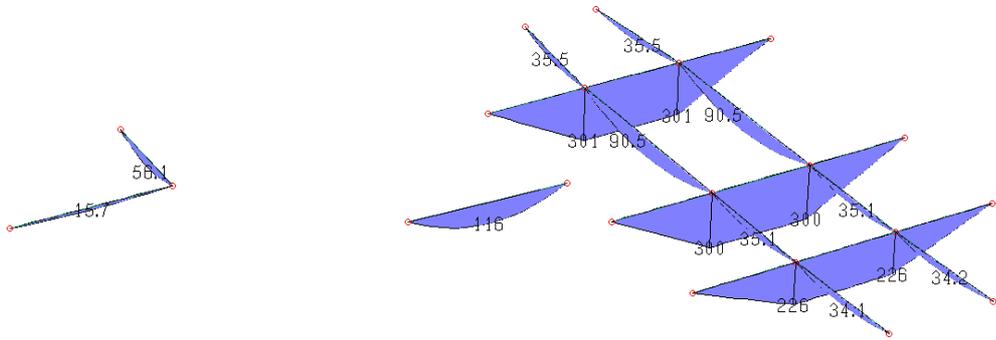
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO PRIMO [KNm]



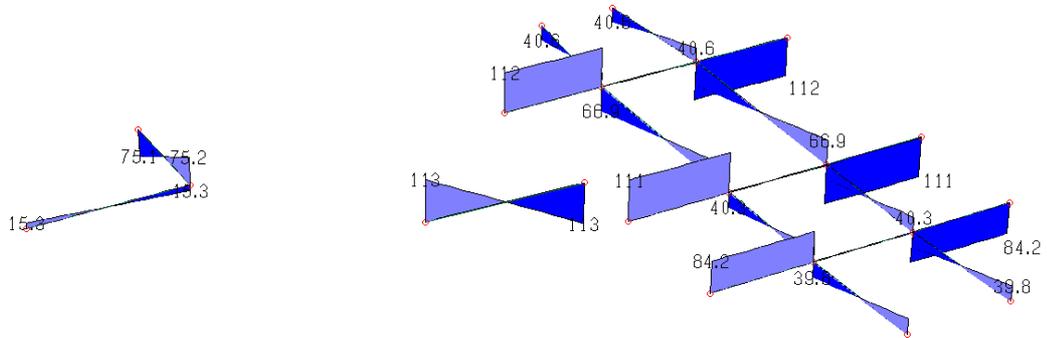
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO PRIMO [KN]



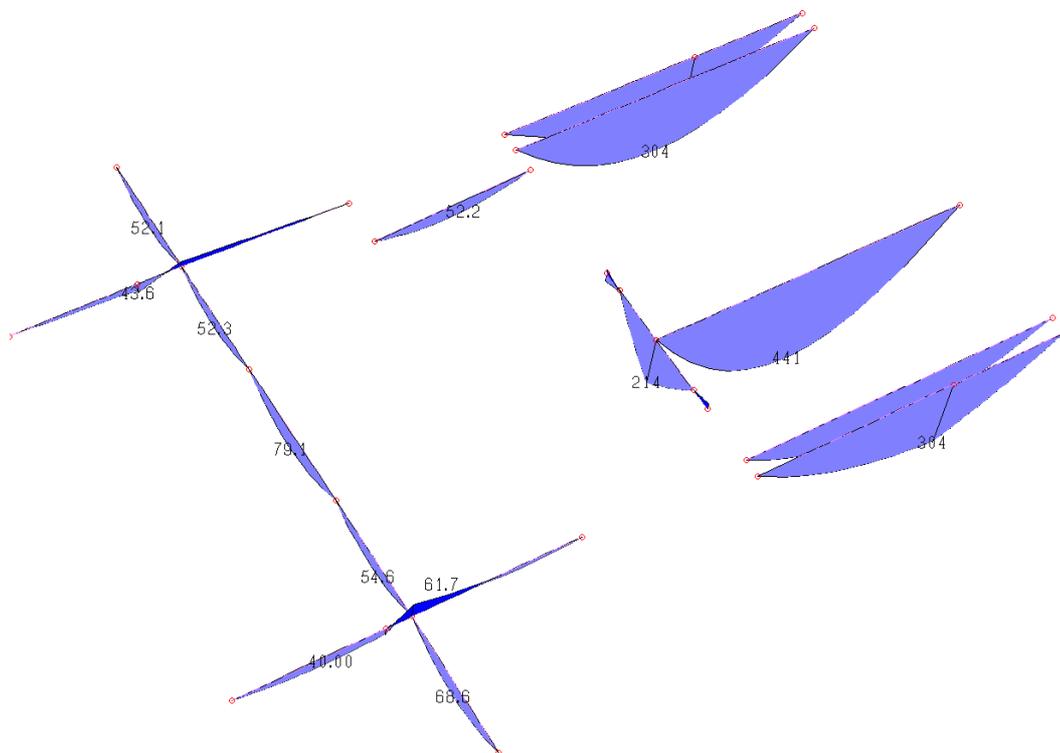
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO SECONDO [KNm]



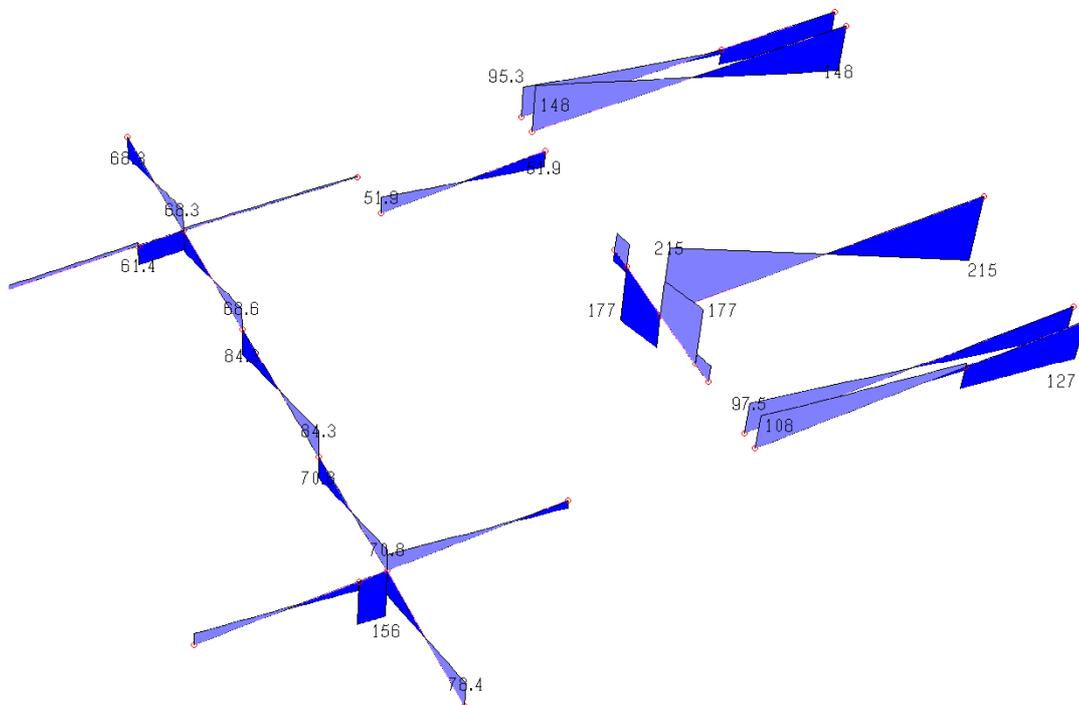
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO SECONDO [KN]



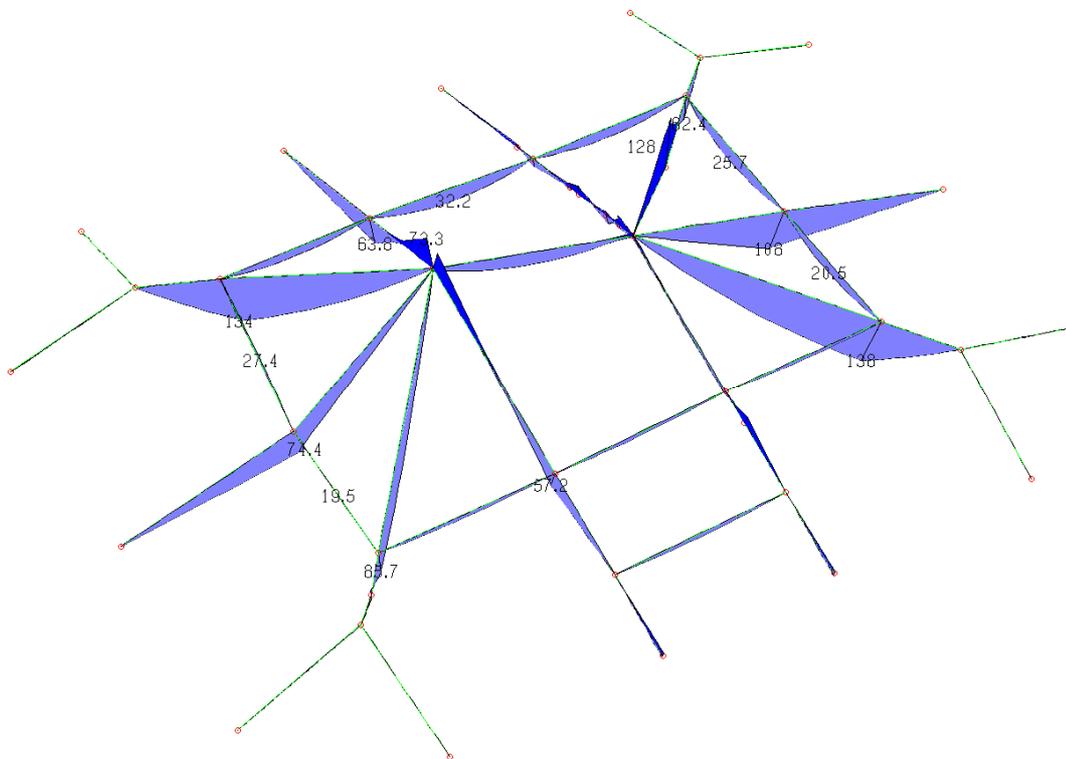
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO SOTTOTETTO [KNm]



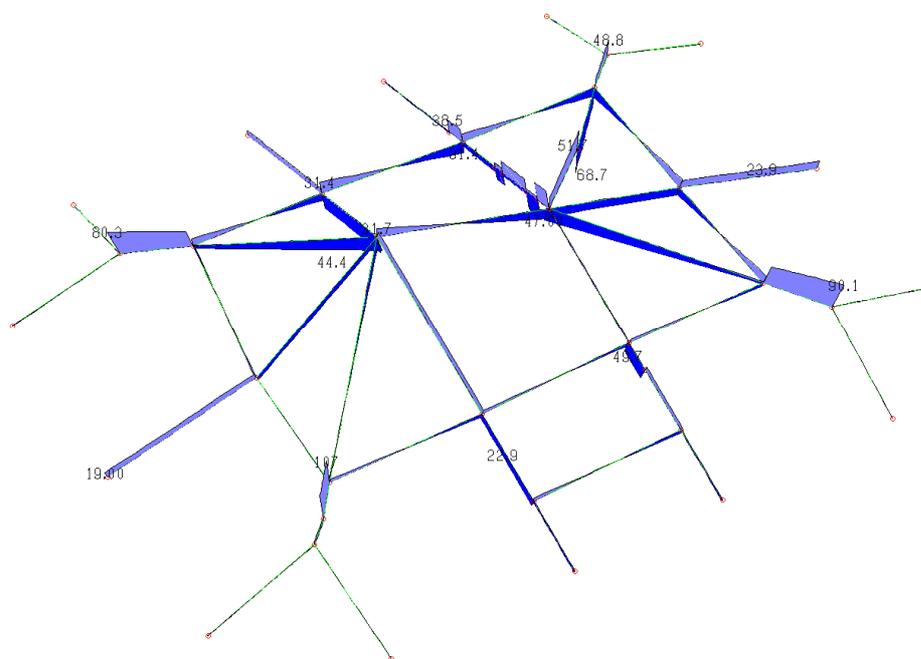
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO SOTTOTETTO [KN]



MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI COPERTURA [KNm]



TAGLIO AGENTE TRAVI COPERTURA [KN]



6.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

Per gli elementi strutturali in acciaio della struttura, travi in copertura e travi ai piani inferiori, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

In generale, come si può vedere dalle immagini precedenti, le sollecitazioni agenti sulle travi in acciaio sono state elaborate considerando uno schema di semplice appoggio in favore di sicurezza.

Inoltre sono state considerate le deformazioni, riscontrando la compatibilità delle stesse con la struttura del complesso all'SLE, in accordo con le NTC2008 al capitolo 4.2.4.2.

Il seguente diagramma rappresenta l'indice di utilizzo della struttura, cioè il margine con cui sono verificati i componenti strutturali.

La verifica tiene in considerazione sia la resistenza che la stabilità: viene determinato l'indice di resistenza IR , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza di progetto, e viene determinato l'indice di stabilità IS , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza alla stabilità (euleriana e flesso torsionale ove presente). Gli involuppi di questi due indici rappresentano, appunto, l'involuppo dei due diagrammi di resistenza e stabilità offrendo una visione completa dell'accettabilità del calcolo dal lato delle verifiche.

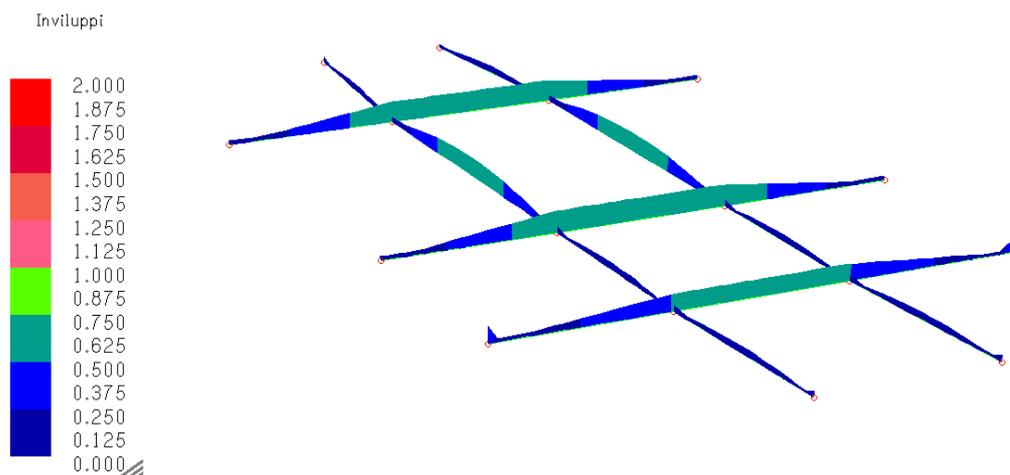
Tali indici rappresentano quindi il rapporto tra le sollecitazioni agenti e la resistenza di progetto offerta dalla struttura: se l'indice risulta minore di 1 (rappresentazione con colori freddi) la struttura è verificata ed è tanto più sovradimensionata quanto più l'indice è basso; se l'indice risultasse maggiore di 1 (rappresentazione con colori caldi) la struttura non è verificata e sarebbe tanto più sottodimensionata quanto più l'indice è alto. Sono perciò accettabili tutte le situazioni che risultano non superiori a 1.

In particolare nelle verifiche di resistenza e stabilità espresse da questo indice, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali,

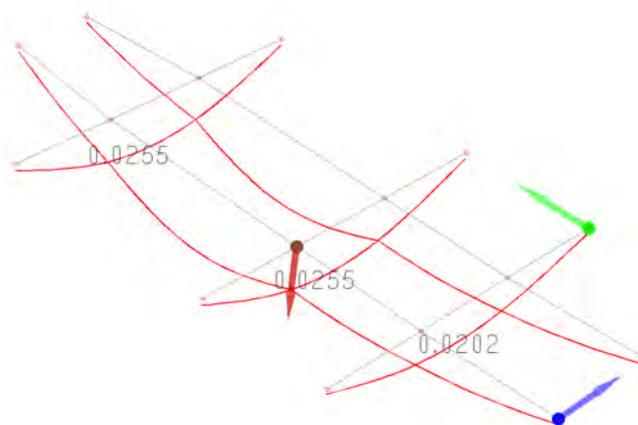
flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

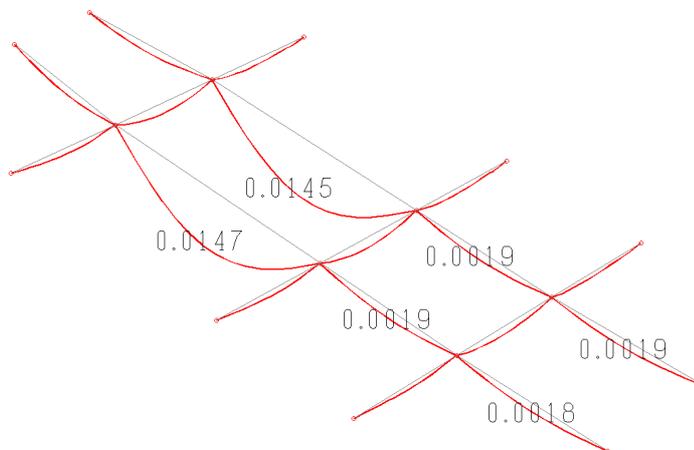
Come si nota dai diagrammi seguenti tutti gli elementi risultano verificati.

Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano secondo

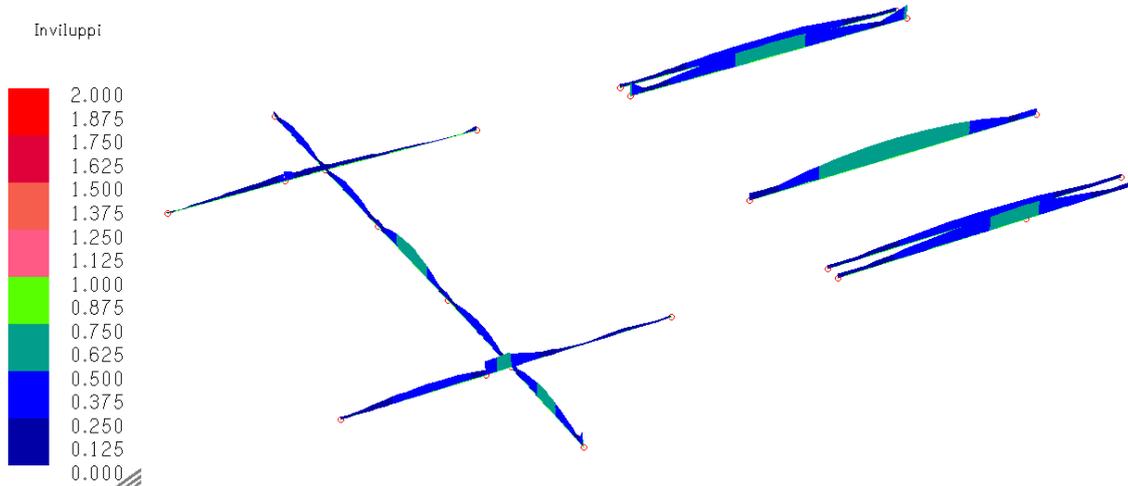


Deformate SLE (combinazione rara) piano secondo

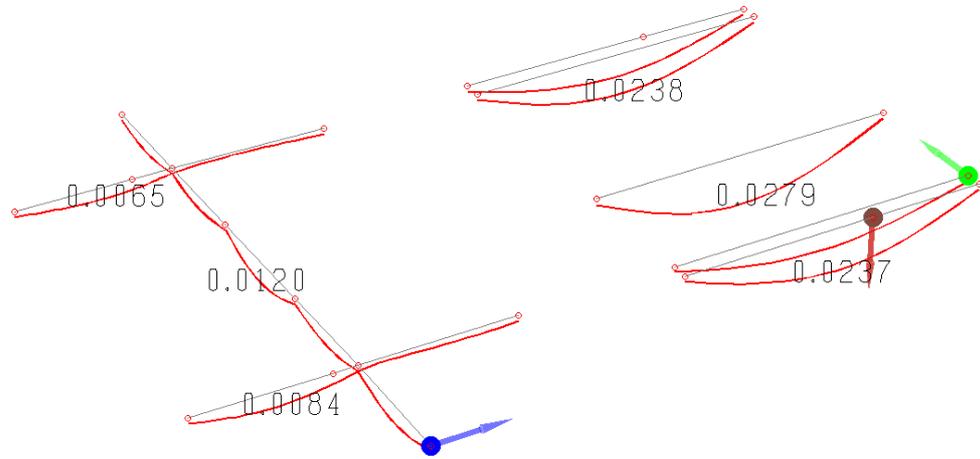




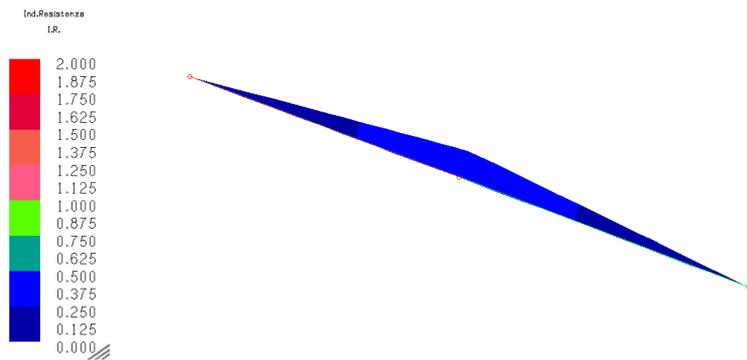
Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano sottotetto

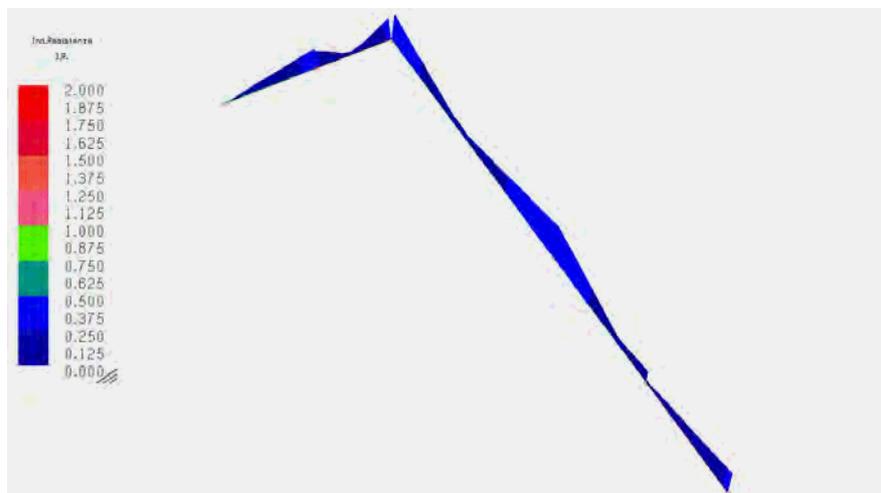


Deformate SLE (cmbinazione rara) piano sottotetto

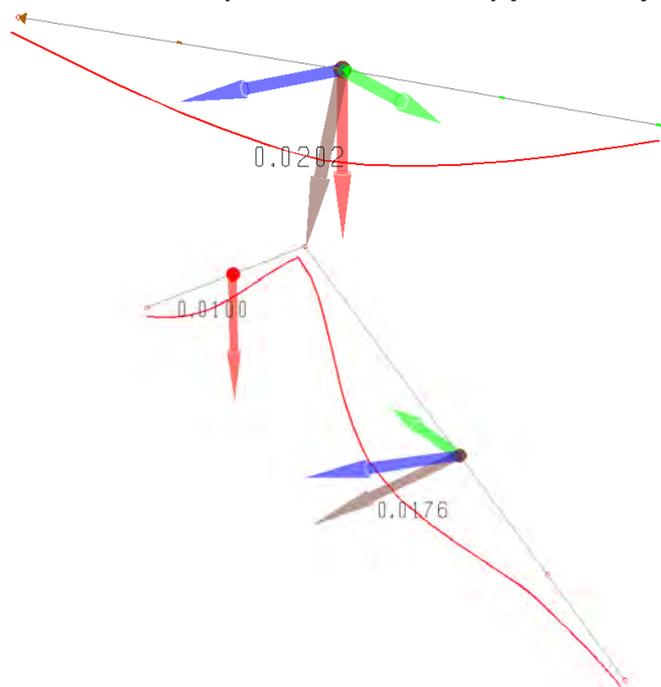


Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano copertura





Deformate SLE (cmbinazione rara) piano copertura



6.6 Verifiche di resistenza solaio piano sottotetto in legno

DIMENSIONAMENTO DI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER SECONDO IL METODO AGLI STATI LIMITE
 "SOLAI A SEMPLICE ORDITURA CON SOLO ASSITO"

NR: 1	DATA: 13/11/2013	RIFERIMENTO:	PROGETTISTA:	SIGLA SOLAIO: S55							
FASE 1: SCELTA NORMATIVA		FASE 3: COEFF. CORRETTIVI			FASE 7: DATI PROGETTUALI OTTENUTI <table border="1"> <tr><td>N° travi</td><td>1</td></tr> <tr><td>N° connettori/trave</td><td>15</td></tr> <tr><td>N° connettori/mq</td><td>6</td></tr> </table>	N° travi	1	N° connettori/trave	15	N° connettori/mq	6
N° travi	1										
N° connettori/trave	15										
N° connettori/mq	6										
D.M. 14/01/2008 Coeff. Sic. C. Permanenti γ_G 1,30 Coeff. Sic. C. Variabili γ_Q 1,50 Coeff. Sic. legno Massiccio $\gamma_{M,M}$ 1,50 Coeff. Sic. legno Lamellare $\gamma_{M,L}$ 1,45 Coeff. Sic. Calcestruzzo γ_{cls} 1,50		CLASSE SERVIZIO 1 \rightarrow 1+20* Uaria < 65% K_{def} 0,6 Classe di durata dei carichi C. Permanente C. Accidentale peso proprio > 10 anni media durata K_{mod} 0,6 K_{mod} 0,8									
FASE 2: SCELTA GEOMETRIA		FASE 4: AZIONI		FASE 5: MATERIALI		FASE 6: VERIFICHE					
Sezione Resistente Legno e Cls Spessore CLS s 5 cm Spessore assito gap 2,5 cm Base travi b 14 cm Altezza travi h 20 cm Interasse travi i 55 cm Luce travi L 420 cm		Permanenti Peso proprio $Q_{k,1}$ 171 Kg/m ² Non strutturali $Q_{k,2}$ 200 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 371 Kg/m ² Accidentali Destinazione d'uso Teatri, chiese Variabile $Q_{k,1}$ 400 Kg/m ² Utente $Q_{k,2}$ 0 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 400 Kg/m ² ψ_{21} 0,6 Valore del carico di progetto Perm. + Acc. II $q_{d,II}$ 5,95 Kg/m ² Solo Perm. I $q_{d,I}$ 2,65 Kg/m ² Combinaz. + gravosa Perm. + Acc.		Calcestruzzo Classe Rck30 - C25/30 Modulo Elastico E_d 31476 N/mm ² Viscosità $\phi_{oo,to}$ 2 Legno Classe LAMELLARE GL24h Res. trazione $f_{m,k}$ 24 N/mm ² Res. taglio $f_{v,k}$ 2,7 N/mm ² Modulo el. $E_{0,m}$ 11600 N/mm ² Massa ρ_k 380 Kg/m ³ Connettore a secco AL-FER Rigid. Ultima K_u 7901 N/mm Rigid. Servizio K_{SER} 11852 N/mm Resist. Rottura $f_{u,k}$ 874 N/mm ²		t=0 tempo zero cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -6,03 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ 3,30 N/mm ² ≤ 1,20 rete 6/20x20 Legno tensoflessione 0,67 ≤ 1 VERIFICATO Legno taglio $\tau_{l,max}$ 0,47 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore taglio $F_{conn,max}$ 8934 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione freccia $U_{tot,ist}$ 5,29 mm ≤ L/794 t=∞ tempo infinito cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -4,02 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ 1,25 N/mm ² ≤ 1,20 rete 6/20x20 Legno tensoflessione 0,70 ≤ 1 VERIFICATO Legno taglio $\tau_{l,max}$ 0,49 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore taglio $F_{conn,max}$ 9073 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione freccia $U_{tot,fin}$ 9,02 mm ≤ L/466					
Connessione Diametro Conn. ϕ 16 mm Int. Estremità i_e 250 mm Int. Mezzeria i_m 350 mm Int. Efficace i_{eff} 275 mm Luci estremi $L_{estremi}$ 105 cm Luci centro L_{centro} 210 cm											

POSIZIONAMENTO CONNETTORI A SECCO AL-FER

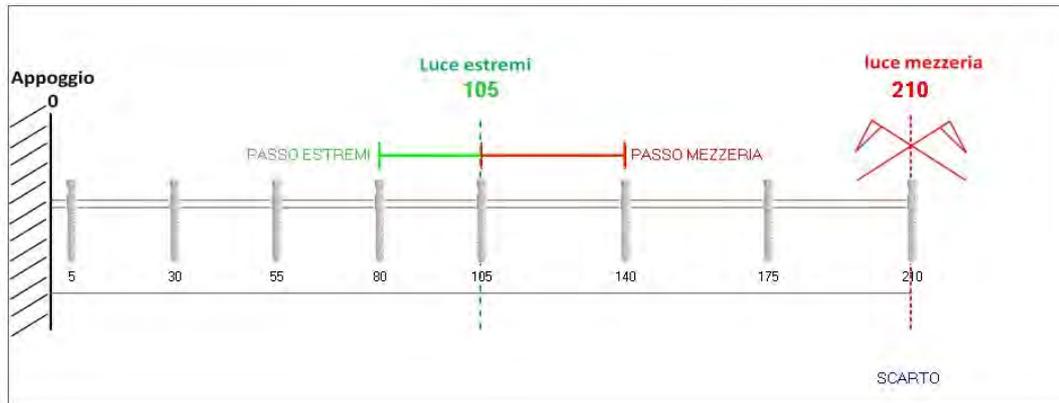
SOLAIO: S55

GEOMETRIA DELLA TRAVE

BASE = 14 cm
 ALTEZZA = 20 cm
 INTERASSE = 55 cm
 LUCE TRAVE = 420 cm
 LUCE ESTREMI = 105 cm
 LUCE MEZZERIA = 210 cm

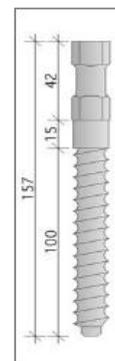
PASSO CONNETTORI AGLI ESTREMI = 25 cm
 PASSO CONNETTORI IN MEZZERIA = 35 cm
 SCARTO = 0,0 cm

N° CONNETTORI ESTREMI = 10
 N° CONNETTORI MEZZERIA = 5
 N° CONNETTORI / TRAVE = 15
 N° CONNETTORI / mq. = 6



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	SIGLA SOLAIO:
SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER	S55

Caratteristiche della connessione: Connettore a secco AL-FER "standard"	
Materiale base del connettore:	Acciaio tipo 9sMnPb36
Res. Caratt. allo snervamento (Su connettore)	$f_{y,k} = 851 \text{ N/mm}^2$
Res. Caratt. di rottura (Su connettore)	$f_{u,k} = 874 \text{ N/mm}^2$
Diametro del connettore:	$\varphi = 16 \text{ mm}$
Lunghezza connettore:	$L_{\text{conn.}} = 157 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nella trave:	$L_w = 100 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nel cls:	$L_c = 42 \text{ mm}$
Resistenze per solai a semplice orditura con "assito continuo"	
Resistenza caratteristica connessione	$R_d = 17245 \text{ N}$
Rigidezza di servizio per unioni legno-cls	$K_{\text{ser}} = 11852 \text{ N/mm}$
Rigidezza ultima per unioni legno-cls	$K_u = 7901 \text{ N/mm}$



1 Normativa di riferimento: D.M. 14/01/2008

Coefficiente Sicurezza Carichi Permanenti	$y_G = 1,30$
Coefficiente Sicurezza Carichi Variabili	$y_Q = 1,50$
Coefficiente Sicurezza Legno LAMELLARE	$y_M = 1,45$
Coefficiente Sicurezza Calcestruzzo	$y_{cls} = 1,50$

2 Dati di progetto:

2.1 Caratteristiche geometriche:

Spessore della soletta	$s = 50 \text{ mm}$
Spessore assito (gap)	$t = 25 \text{ mm}$
base della sezione di legno	$b = 140 \text{ mm}$
altezza sezione di legno	$h = 200 \text{ mm}$
interasse travi di legno	$i = 550 \text{ mm}$
luce di calcolo	$L = 4200 \text{ mm}$
diametro dei connettori	$\varphi = 16 \text{ mm}$
passo dei connettori alle estremità	$i_e = 250 \text{ mm}$
passo dei connettori in mezzzeria	$i_m = 350 \text{ mm}$
passo efficace connettori	$i_{\text{eff.}} = 275 \text{ mm}$

2.2 Caratteristiche materiali:

Legno:

	LAMELLARE GL24h
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. a traz. parall. fibratura	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elast. medio parall. alla fibra	$E_{0,\text{mean}} = 11600 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica media	$\rho_{0,m} = 0 \text{ KN/m}^3$
Massa volumica caratteristica	$\rho_{0,k} = 3,8 \text{ KN/m}^3$
Fattore di deformazione	$K_{\text{def}} = 0,6$
Coeff. Mod. azioni accidentali	$K_{\text{mod}} = 0,8$

Calcestruzzo:

	Rck30 - C25/30
Resist. caratt. Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. Cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Res. Media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Res. caratt. Traz.	$f_{ct,k} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
Modulo el. medio secante	$E_{c,m} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica	$\rho_{CLS} = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Coefficiente di Viscosità	$\Phi_{\text{vis. to}} = 2$

2.3 Carichi e combinazione delle azioni:

Peso specifico dei travi e dell'assito impiegato unicamente per determinare il peso proprio	$p_L = p_A = 6,00 \text{ KN/m}^3$
Totale Carichi Permanenti Strutturali	$G_{k,1} = 1,71 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti non Strutturali	$G_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti	$G_k = 3,71 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Variabili	$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto Md/ Kmod

Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa

Nome della combinazione

Momento sollecitante in mezzera della combinazione più severa

Taglio sollecitante in mezzera della combinazione più severa

	II
	PERMANENTI + ACCIDENTALI
M,d =	13,12 kN m
T,d =	12,49 kN

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,03	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	0,67	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		3,30	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,47	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	8934	≤	17245	N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-4,02	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	1,25	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,70	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,49	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	9073	≤	17245	N

4 Verifiche di deformazione:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio:

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente

$= u_{g, ist} + \psi_{21} * u_{q, ist}$

Teatri, chiese

$\psi_{21} =$	0,60
$u_{tot, ist} =$	5,29 mm
$L/$	794

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente

$= u_{q, fin} + \psi_{21} * u_{q, fin}$

$\psi_{21} =$ 0,60

$u_{tot, fin} =$	9,02 mm
$L/$	466

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

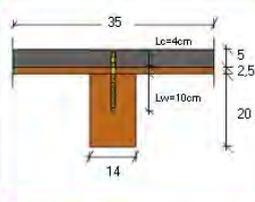
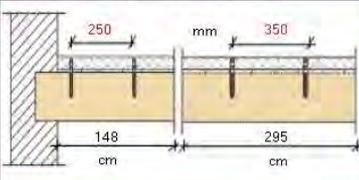
- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

DIMENSIONAMENTO DI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER SECONDO IL METODO AGLI STATI LIMITE "SOLAI A SEMPLICE ORDITURA CON SOLO ASSITO"																																																																															
NR:	1	DATA:	13/11/2013	RIFERIMENTO:		PROGETTISTA:		SIGLA SOLAIO:	S35																																																																						
FASE 1: SCELTA NORMATIVA		FASE 3: COEFF. CORRETTIVI					FASE 7: DATI PROGETTUALI OTTENUTI																																																																								
D.M. 14/01/2008 Coeff. Sic. C. Permanenti γ_G 1,30 Coeff. Sic. C. Variabili γ_Q 1,50 Coeff. Sic. legno Massiccio $\gamma_{M,M}$ 1,50 Coeff. Sic. legno Lamellare $\gamma_{M,L}$ 1,45 Coeff. Sic. Calcestruzzo γ_{CIS} 1,50		CLASSE SERVIZIO 1 \rightarrow t=20* Uaria < 85% K_{def} 0,6 Classe di durata dei carichi C. Permanente C. Accidentale peso proprio > 10 anni media durata K_{mod} 0,6 K_{mod} 0,8					 <table border="1"> <tr><td>N° travi</td><td>1</td></tr> <tr><td>N° connettori/trave</td><td>20</td></tr> <tr><td>N° connettori/mq</td><td>10</td></tr> </table>				N° travi	1	N° connettori/trave	20	N° connettori/mq	10																																																															
N° travi	1																																																																														
N° connettori/trave	20																																																																														
N° connettori/mq	10																																																																														
FASE 2: SCELTA GEOMETRIA		FASE 4: AZIONI			FASE 5: MATERIALI		FASE 6: VERIFICHE																																																																								
Sezione Resistente Legno e CIs Spessore CLS s 5 cm Spessore assito gap 2,5 cm Base travi b 14 cm Altezza travi h 20 cm Interasse travi i 35 cm Luce travi L 590 cm		Permanenti Peso proprio $Q_{k,1}$ 188 Kg/m ² Non strutturali $Q_{k,2}$ 200 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 388 Kg/m ² Accidentali Destinazione d'uso Teatri, chiese Variabile $Q_{k,1}$ 400 Kg/m ² Utente $Q_{k,2}$ 0 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 400 Kg/m ² ψ_{21} 0,6 Valore del carico di progetto Perm. + Acc II $q_{d,II}$ 3,87 Kg/m ² Solo Perm. I $q_{d,I}$ 1,77 Kg/m ² Combinaz. + gravosa Perm. + Acc			Calcestruzzo Classe Rck30 - C25/30 Modulo Elastico E_d 31476 N/mm ² Viscosità $\phi_{oo,to}$ 2 Legno Classe LAMELLARE GL24h Res. trazione $f_{m,k}$ 24 N/mm ² Res. taglio $f_{v,k}$ 2,7 N/mm ² Modulo el. $E_{0,m}$ 11600 N/mm ² Massa ρ_k 380 Kg/m ³ Connettore a secco AL-FER Rigid. Ultima K_u 7901 N/mm Rigid. Servizio K_{SER} 11852 N/mm Resist. Rottura $f_{u,k}$ 874 N/mm ²		<table border="1"> <tr> <th colspan="2">t=0 tempo zero</th> <th colspan="2"></th> </tr> <tr> <td>cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$</td> <td>-8,45 N/mm²</td> <td>\leq</td> <td>-14,17</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$</td> <td>1,27 N/mm²</td> <td>\leq</td> <td>1,20</td> <td>rete 6/20x20</td> </tr> <tr> <td>Legno tensoflessione</td> <td>0,79</td> <td>\leq</td> <td>1</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Legno taglio $\tau_{l,max}$</td> <td>0,42 N/mm²</td> <td>\leq</td> <td>1,49</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Connettore taglio $F_{conn,max}$</td> <td>10643 N</td> <td>\leq</td> <td>17245</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Deformazione freccia $U_{tot,ist}$</td> <td>10,98 mm</td> <td>\leq</td> <td>L/</td> <td>537</td> </tr> <tr> <th colspan="2">t=∞ tempo infinito</th> <th colspan="2"></th> <td></td> </tr> <tr> <td>cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$</td> <td>-6,30 N/mm²</td> <td>\leq</td> <td>-14,17</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$</td> <td>-0,70 N/mm²</td> <td>\leq</td> <td>-14,17</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Legno tensoflessione</td> <td>0,82</td> <td>\leq</td> <td>1</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Legno taglio $\tau_{l,max}$</td> <td>0,43 N/mm²</td> <td>\leq</td> <td>1,49</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Connettore taglio $F_{conn,max}$</td> <td>10378 N</td> <td>\leq</td> <td>17245</td> <td>VERIFICATO</td> </tr> <tr> <td>Deformazione freccia $U_{tot,fin}$</td> <td>19,36 mm</td> <td>\leq</td> <td>L/</td> <td>305</td> </tr> </table>				t=0 tempo zero				cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	-8,45 N/mm ²	\leq	-14,17	VERIFICATO	cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	1,27 N/mm ²	\leq	1,20	rete 6/20x20	Legno tensoflessione	0,79	\leq	1	VERIFICATO	Legno taglio $\tau_{l,max}$	0,42 N/mm ²	\leq	1,49	VERIFICATO	Connettore taglio $F_{conn,max}$	10643 N	\leq	17245	VERIFICATO	Deformazione freccia $U_{tot,ist}$	10,98 mm	\leq	L/	537	t=∞ tempo infinito					cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	-6,30 N/mm ²	\leq	-14,17	VERIFICATO	cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	-0,70 N/mm ²	\leq	-14,17	VERIFICATO	Legno tensoflessione	0,82	\leq	1	VERIFICATO	Legno taglio $\tau_{l,max}$	0,43 N/mm ²	\leq	1,49	VERIFICATO	Connettore taglio $F_{conn,max}$	10378 N	\leq	17245	VERIFICATO	Deformazione freccia $U_{tot,fin}$	19,36 mm	\leq	L/	305
t=0 tempo zero																																																																															
cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	-8,45 N/mm ²	\leq	-14,17	VERIFICATO																																																																											
cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	1,27 N/mm ²	\leq	1,20	rete 6/20x20																																																																											
Legno tensoflessione	0,79	\leq	1	VERIFICATO																																																																											
Legno taglio $\tau_{l,max}$	0,42 N/mm ²	\leq	1,49	VERIFICATO																																																																											
Connettore taglio $F_{conn,max}$	10643 N	\leq	17245	VERIFICATO																																																																											
Deformazione freccia $U_{tot,ist}$	10,98 mm	\leq	L/	537																																																																											
t=∞ tempo infinito																																																																															
cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	-6,30 N/mm ²	\leq	-14,17	VERIFICATO																																																																											
cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$	-0,70 N/mm ²	\leq	-14,17	VERIFICATO																																																																											
Legno tensoflessione	0,82	\leq	1	VERIFICATO																																																																											
Legno taglio $\tau_{l,max}$	0,43 N/mm ²	\leq	1,49	VERIFICATO																																																																											
Connettore taglio $F_{conn,max}$	10378 N	\leq	17245	VERIFICATO																																																																											
Deformazione freccia $U_{tot,fin}$	19,36 mm	\leq	L/	305																																																																											
Connessione Diametro Conn. ϕ 16 mm Int. Estremità i_e 250 mm Int. Mezzeria i_m 350 mm Int. Efficace i_{eff} 275 mm Luci estremi $L_{estremi}$ 148 cm Luci centro L_{centro} 295 cm																																																																															

POSIZIONAMENTO CONNETTORI A SECCO AL-FER

SOLAIO: S35

GEOMETRIA DELLA TRAVE

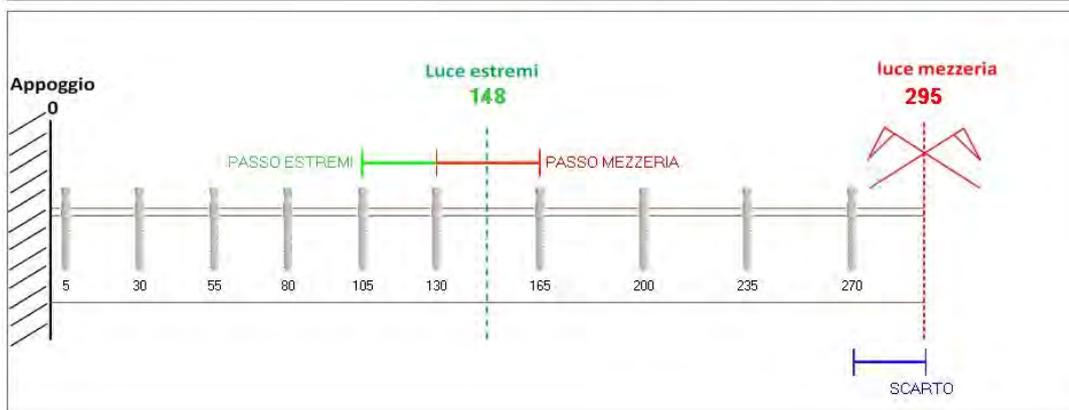
BASE = 14 cm
 ALTEZZA = 20 cm
 INTERASSE = 35 cm
 LUCE TRAVE = 590 cm
 LUCE ESTREMI = 148 cm
 LUCE MEZZERIA = 295 cm

PASSO CONNETTORI AGLI ESTREMI = 25 cm

PASSO CONNETTORI IN MEZZERIA = 35 cm

SCARTO = 25,0 cm

N° CONNETTORI ESTREMI = 12
 N° CONNETTORI MEZZERIA = 8
 N° CONNETTORI / TRAVE = 20
 N° CONNETTORI / mq. = 10



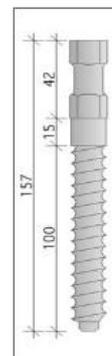
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER	SIGLA SOLAIO:
	S35

Caratteristiche della connessione: Connettore a secco AL-FER "standard"

Materiale base del connettore:	Acciaio tipo 9sMnPb36
Res. Caratt. allo snervamento (Su connettore)	$f_{y,k} = 851 \text{ N/mm}^2$
Res. Caratt. di rottura (Su connettore)	$f_{u,k} = 874 \text{ N/mm}^2$
Diametro del connettore:	$\varphi = 16 \text{ mm}$
Lunghezza connettore:	$L_{conn.} = 157 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nella trave:	$L_w = 100 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nel cls:	$L_c = 42 \text{ mm}$

Resistenze per solai a semplice orditura con "assito continuo"

Resistenza caratteristica connessione	$R_d = 17245 \text{ N}$
Rigidezza di servizio per unioni legno-cls	$K_{ser} = 11852 \text{ N/mm}$
Rigidezza ultima per unioni legno-cls	$K_u = 7901 \text{ N/mm}$



1 Normativa di riferimento: D.M. 14/01/2008

Coefficiente Sicurezza Carichi Permanenti	$\gamma_G = 1,30$
Coefficiente Sicurezza Carichi Variabili	$\gamma_Q = 1,50$
Coefficiente Sicurezza Legno LAMELLARE	$\gamma_M = 1,45$
Coefficiente Sicurezza Calcestruzzo	$\gamma_{cls} = 1,50$

2 Dati di progetto:

2.1 Caratteristiche geometriche:

Spessore della soletta	$s = 50 \text{ mm}$
Spessore assito (gap)	$t = 25 \text{ mm}$
base della sezione di legno	$b = 140 \text{ mm}$
altezza sezione di legno	$h = 200 \text{ mm}$
interasse travi di legno	$i = 350 \text{ mm}$
luce di calcolo	$L = 5900 \text{ mm}$
diametro dei connettori	$\varphi = 16 \text{ mm}$
passo dei connettori alle estremità	$i_e = 250 \text{ mm}$
passo dei connettori in mezzera	$i_m = 350 \text{ mm}$
passo efficace connettori	$i_{eff.} = 275 \text{ mm}$

2.2 Caratteristiche materiali:

Legno:	LAMELLARE GL24h	Calcestruzzo:	Rck30 - C25/30
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$	Resist. caratt. Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. a traz. parall. fibratura	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$	Resist. caratt. Cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$	Res. Media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elast. medio parall. alla fibra	$E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$	Res. caratt. Traz.	$f_{ct,k} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica media	$\rho_{0,m} = 0 \text{ KN/m}^3$	Modulo el. medio secante	$E_{c,m} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica caratteristica	$\rho_{0,k} = 3,8 \text{ KN/m}^3$	Massa volumica	$\rho_{CLS} = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Fattore di deformazione	$K_{def} = 0,6$	Coefficiente di Viscosità	$\Phi_{\infty, to} = 2$
Coeff. Mod. azioni accidentali	$K_{mod} = 0,8$		

2.3 Carichi e combinazione delle azioni:

Peso specifico dei travi e dell'assito impiegato unicamente per determinare il peso proprio	$p_L = p_A = 6,00 \text{ KN/m}^3$
Totale Carichi Permanenti Strutturali	$G_{k,1} = 1,88 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti non Strutturali	$G_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti	$G_k = 3,88 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Variabili	$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto M_d / K_{mod}

Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa

Nome della combinazione

Momento sollecitante in mezzera della combinazione più severa

Taglio sollecitante in mezzera della combinazione più severa

II
PERMANENTI + ACCIDENTALI
M,d = 16,82 kN m
T,d = 11,40 kN

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-8,45	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	0,79	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		1,27	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,42	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	10643	≤	17245	N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,30	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	-0,70	≤	-14,17	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,82	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,43	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	10378	≤	17245	N

4 Verifiche di deformazione:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio:

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q, ist} + \psi_{21} * u_{q, ist}$

Teatri, chiese

$\psi_{21} =$ 0,60
 $u_{tot, ist} =$ 10,98 mm
L/ 537

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q, fin} + \psi_{21} * u_{q, fin}$

$\psi_{21} =$ 0,60
 $u_{tot, fin} =$ **19,36** mm
L/ 305

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

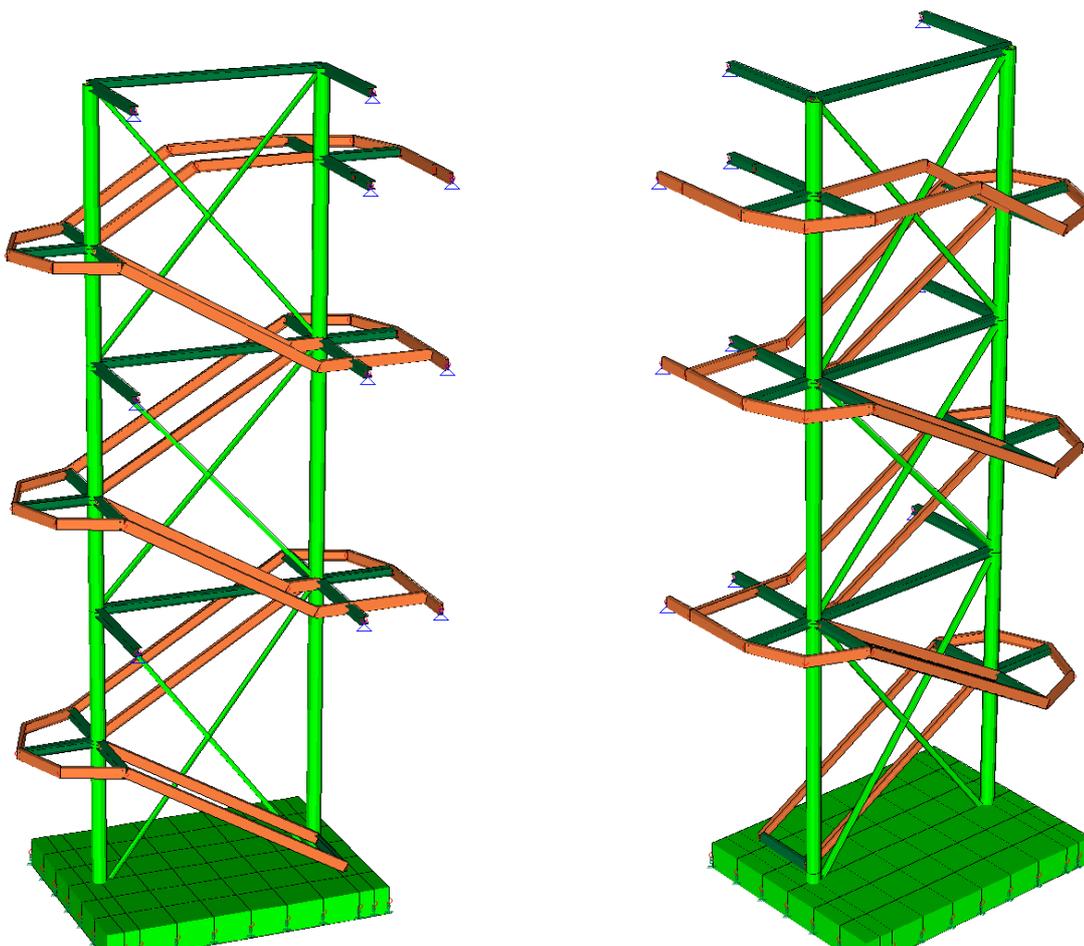
- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

7. Fascicolo dei calcoli scala esterna in acciaio

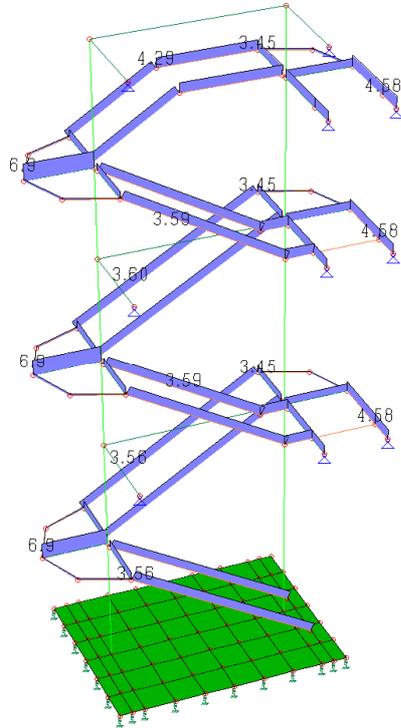
7.1 Sintesi dei risultati

Sulla base dell'analisi statica e sismica condotta si è verificata la rispondenza delle strutture alla normativa vigente, con sollecitazioni di calcolo sempre entro i limiti di resistenza delle membrature.

Si ha in particolare la seguente modellazione strutturale.

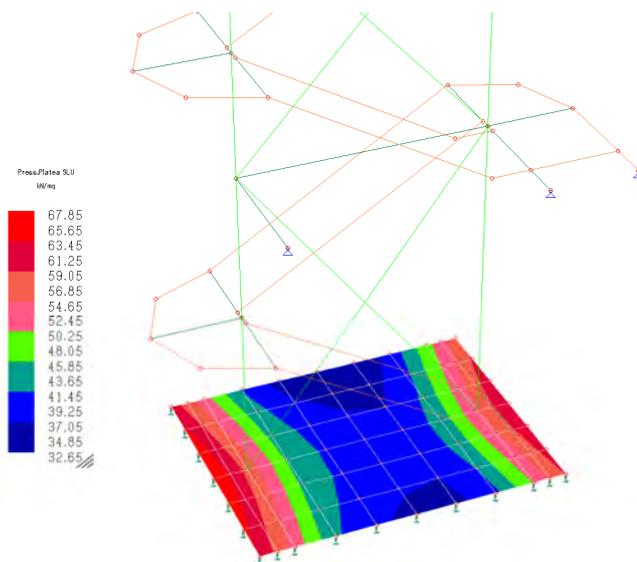


7.2 Carichi agenti

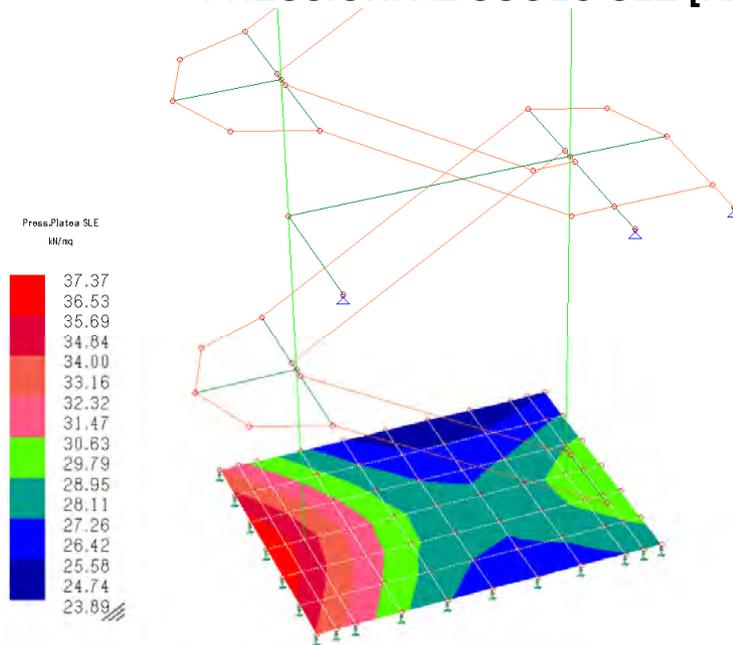


7.3 Pressioni in fondazione

PRESSIONI AL SUOLO SLU [KN/m²]

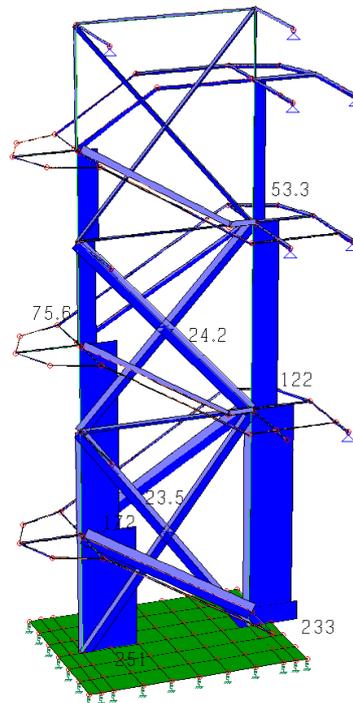


PRESSIONI AL SUOLO SLE [KN/m²]

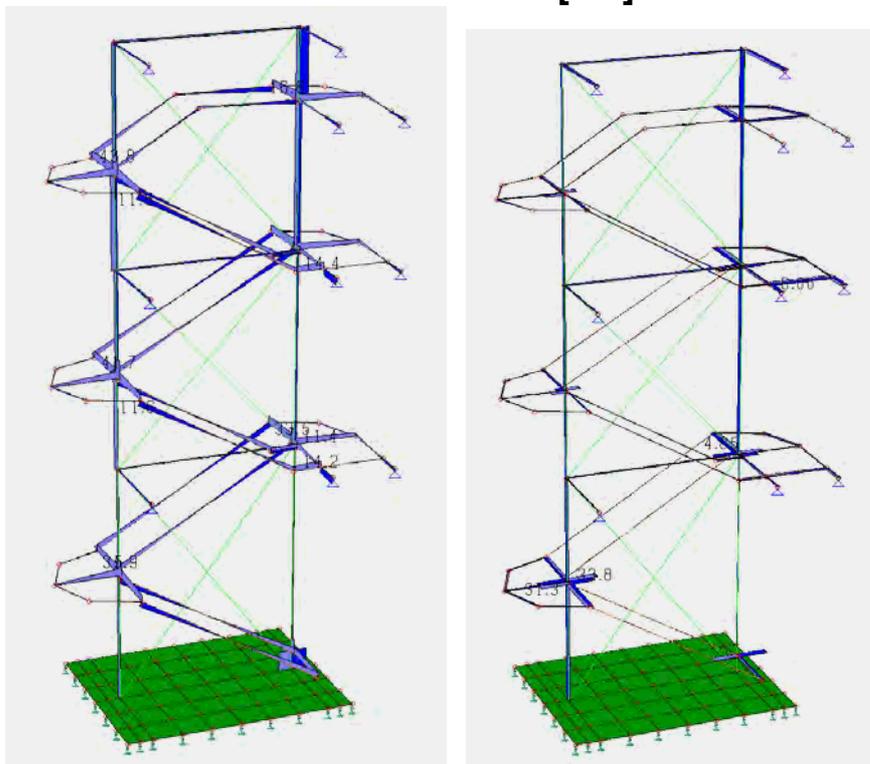


7.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

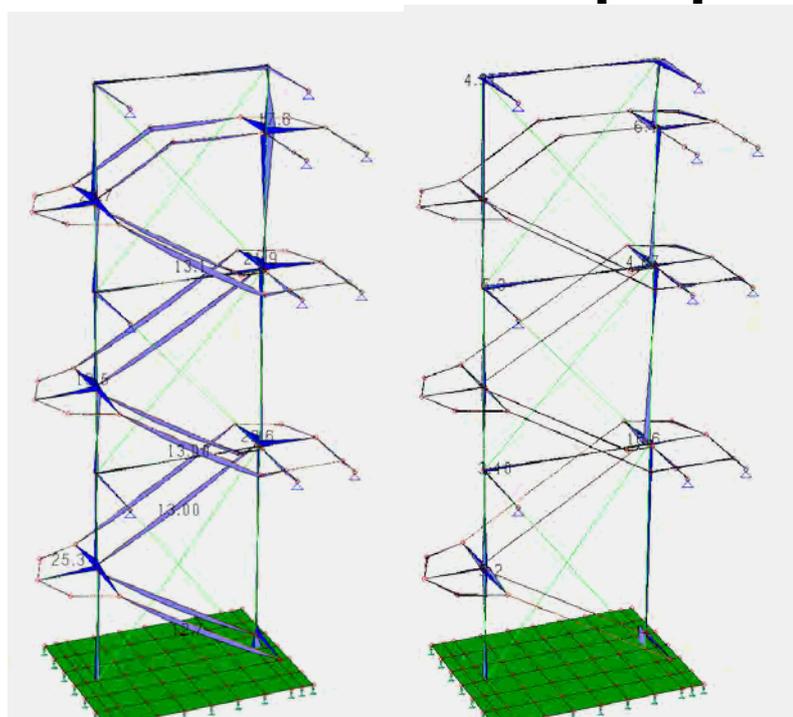
AZIONE ASSIALE AGENTE [KN]



TAGLIO AGENTE [KN]



MOMENTO SOLLECITANTE [KNm]



7.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

Per gli elementi strutturali in acciaio della scala esterna, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

In generale, come si può vedere dalle immagini precedenti, le sollecitazioni agenti sulle travi in acciaio sono state elaborate considerando uno schema di semplice appoggio in favore di sicurezza. I tubolari in facciata sono considerati travi reticolari e pertanto sono soggetti solamente ad azione assiale; essi trasmettono reazioni direttamente al muro in C.A. sottostante inclinate e pertanto scomponibili in una componente verticale di compressione (o trazione) ed una orizzontale di taglio.

Inoltre sono state considerate le deformazioni, riscontrando la compatibilità delle stesse con la struttura del complesso all'SLE, in accordo con le NTC2008 al capitolo 4.2.4.2.

Il seguente diagramma rappresenta l'indice di utilizzo della struttura, cioè il margine con cui sono verificati i componenti strutturali.

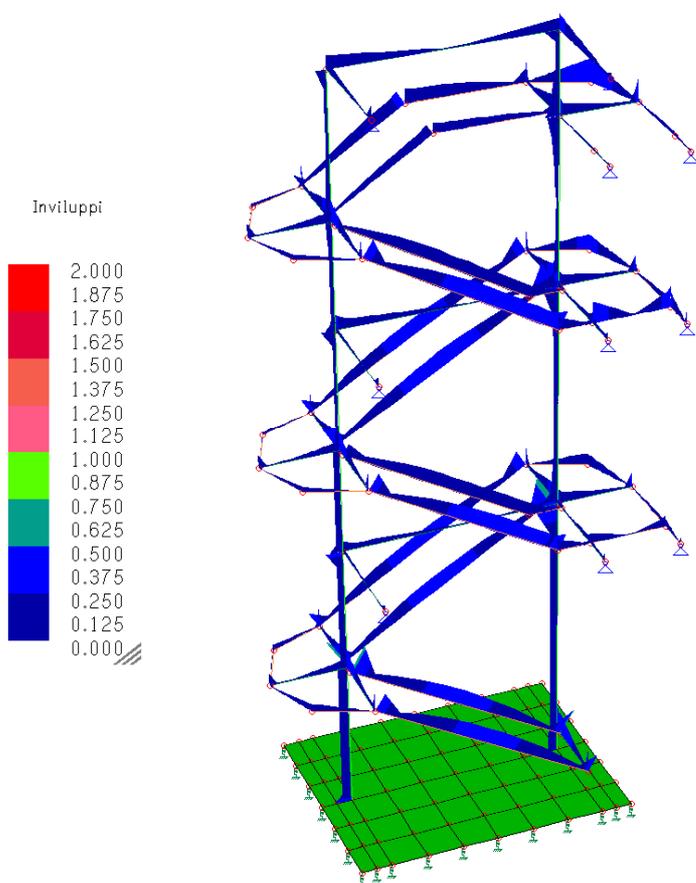
La verifica tiene in considerazione sia la resistenza che la stabilità: viene determinato l'indice di resistenza IR , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza di progetto, e viene determinato l'indice di stabilità IS , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza alla stabilità (euleriana e flesso torsionale). Gli involuipi di questi due indici rappresentano, appunto, l'involuppo dei due diagrammi di resistenza e stabilità offrendo una visione completa dell'accettabilità del calcolo dal lato delle verifiche.

Tali indici rappresentano quindi il rapporto tra le sollecitazioni agenti e la resistenza di progetto offerta dalla struttura: se l'indice risulta minore di 1 (rappresentazione con colori freddi) la struttura è verificata ed è tanto più sovradimensionata quanto più l'indice è basso; se l'indice risultasse maggiore di 1 (rappresentazione con colori caldi) la struttura non è verificata e sarebbe tanto più sottodimensionata quanto più l'indice è alto. Sono perciò accettabili tutte le situazioni che risultano non superiori a 1.

In particolare nelle verifiche di resistenza e stabilità espresse da questo indice, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

Come si nota dai diagrammi seguenti tutti gli elementi risultano verificati.

Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità scala



8. Informazioni sull'analisi svolta con l'ausilio del software MASTERSAP

8.1 Tipo di analisi svolta e combinazioni di carico

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Intestazione del lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	8%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	30
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.25
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo del codice di calcolo: MasterSap;

Autore, produttore e distributore: AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go);

Versione: MasterSap 2012 s.p.1.2

Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso: Concesso in licenza a Scolari Giovanni Battista; numero di licenza 29863

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di

grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da

MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.

8.4 Validazione dei codici di calcolo

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

8.5 Presentazione dei risultati

Questa parte richiede di precisare una serie di proprietà che possono essere ricavate in forma grafica direttamente da MasterSap. In particolare:

- Deformazioni (statiche e dinamiche)
- Deformazioni relative
- Frecce
- Sollecitazioni
- Pressioni sul suolo
- Effetti II ordine
- Masse eccitare
- Modi propri di vibrazione

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

I METODI DI CALCOLO

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il

contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato). Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo. Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involucri viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F*L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F*L$);
- U_Z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F*L/L$);

- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

Il programma calcola le tensioni (F/L2) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S11;
- S22;
- S33 (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S12;
- Smax;
- Smin;
- Angolo.

La tensione S33 è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni Smax e Smin rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di Smax. In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S11, S22, S33, S12 nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

PLINTI

La procedura calcola le rigidzze del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X, Y, Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidzza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidzze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidzze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidzze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidzza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato,

che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

8.6 Informazioni generali sull'elaborazione

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stato utilizzata un'analisi lineare statica e dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo ed esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Elaboratore utilizzato:

Computer	Intel® Core™ i7-3770 CPU @ 3.40GHz 3.40GHZ 8.00 Gb di RAM, Sistema operativo a 64 bit
Sistema	Microsoft Windows 7 Professional Versione 2009 Service Pack 1

8.7 Giudizio motivato sull'accettabilità dei calcoli

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso

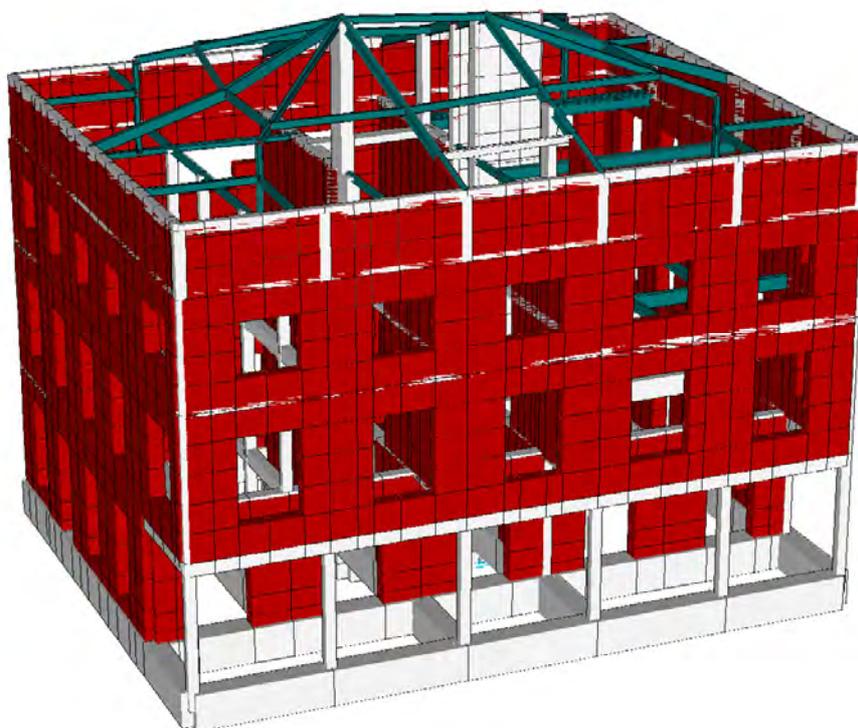
sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Il progettista Dott. Ing. Giovanni Battista Scolari inoltre dichiara di aver provveduto a sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli eseguiti con semplici calcoli con metodi tradizionali, in particolare: e' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati. Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE DELL'EDIFICIO MUNICIPALE DI AZZANO SAN PAOLO – BG-



Curno, Novembre 2013

Tecnico incaricato

Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

Indice

1. Relazione generale

- 1.1 Descrizione dello stato di fatto
- 1.2 Descrizione degli interventi strutturali
- 1.3 Valutazione della sicurezza
- 1.4. Vita nominale (V_n), Classi e Coefficiente d'Uso (C_u) e Periodo di Riferimento (V_r)

2. Relazione sui materiali impiegati

- 2.1 Calcestruzzo
- 2.2 Acciaio per armature
- 2.3 Acciaio per carpenteria
- 2.4 Bulloni e barre filettate
- 2.5 Resina per ancoraggi

3. Relazione geologica-tecnica

- 3.1. Principali caratteristiche del terreno
- 3.2. Descrizione delle fondazioni

4. Analisi dei carichi

- 4.1 Carichi permanenti e pesi propri
- 4.2 Carichi variabili
- 4.3 Carico da neve
- 4.4 Azione sismica
- 4.5 Combinazioni di carico

5. Relazione di calcolo

- 5.1 Criteri di concezione strutturale

5.2 Normative di riferimento

5.3 Criteri per la misura della sicurezza

5.3.1 Verifica elementi in calcestruzzo

5.3.2 Verifica elementi in acciaio

5.3.3 Verifica fondazioni

5.4 Prestazioni attese al collaudo

6. Fascicolo dei calcoli edificio municipale

6.1 Sintesi dei risultati

6.2 Carichi agenti

6.3 Sollecitazioni in fondazione

6.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

6.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

6.6 Verifica piano sottotetto in legno

7. Fascicolo dei calcoli scala esterna in acciaio

7.1 Sintesi dei risultati

7.2 Carichi agenti

7.3 Pressioni in fondazione

7.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

7.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

8. Informazioni sull'analisi svolta con l'ausilio del software MASTERSAP

8.1 Tipo di analisi svolta e combinazioni di carico

8.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

8.4 Validazione dei codici di calcolo

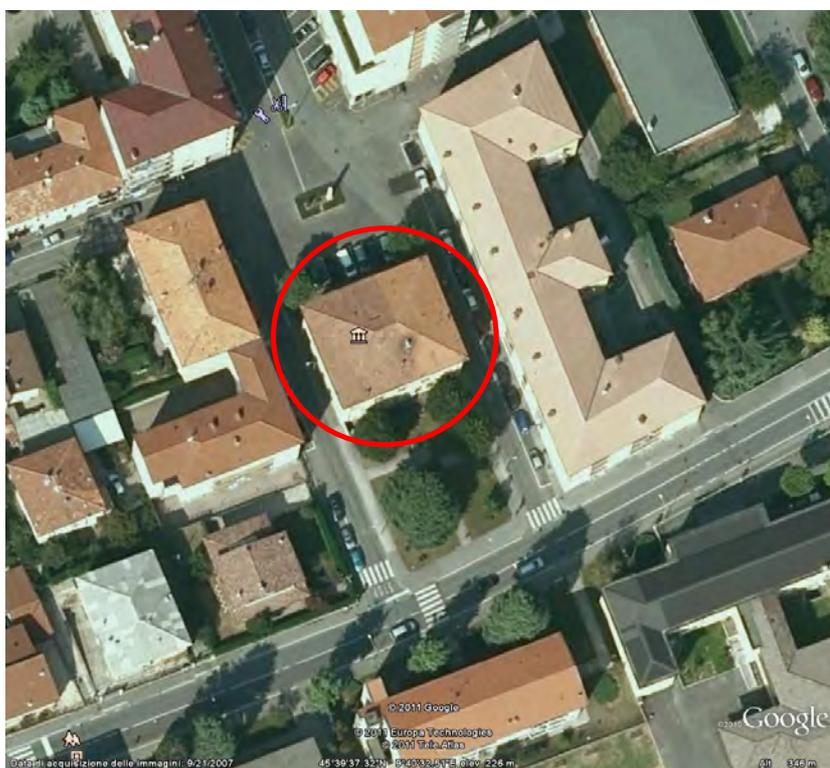
8.5 Presentazione dei risultati

8.6 Informazioni generali sull'elaborazione

8.7 Giudizio motivato sull'accettabilità dei calcoli

1. Relazione generale

La presente relazione di calcolo riguarda la progettazione strutturale ed il dimensionamento degli interventi strutturali sull'edificio Municipale di Azzano San Paolo, Bergamo.



1.1 Descrizione dello stato di fatto

Il fabbricato in oggetto è formalmente abbastanza semplice e ordinato. Realizzato probabilmente nella prima metà del secolo, denuncia, da alcuni particolari di facciata, confermati dalla tipologia strutturale, un successivo ampliamento. La pianta è rettangolare di circa 21x17 m ed è su tre impalcati più la copertura in legno. Detti impalcati sono costituiti dal piano terra, attualmente adibito a Sala Consiliare e Uffici tecnici, da un piano ammezzato che interessa una piccola porzione di edificio

adiacente al corpo scala centrale adibita a bagno e pianerottolo, dal piano primo adibito ad uffici vari, dal secondo piano ora parzialmente inutilizzato, dal sottotetto sgombero e dalla copertura a capanna con orditura in legno. L'impianto planimetrico presenta due muri di spina centrali su cui si sviluppa la scala di accesso al piano primo pressochè centrata sui due corpi rettangolari, uno dei quali (quello sede della sala Consiliare) è di costruzione originale come la scala stessa, mentre l'altro (sede dell'Ufficio Tecnico) è invece stato aggiunto successivamente compresa la scala posteriore usata come accesso di servizio e che raggiunge anche il piano secondo.

Tra i due muri centrali di spina è presente una zona parzialmente interrata adibita a deposito e servita dal prolungamento della scala.

Questa situazione ha ripercussioni a livello strutturale in quanto, mentre la parte originale ha gli impalcati di solaio a tutta luce (circa 8 m) poggianti su un muro perimetrale e su uno di spina, quella nuova è stata risolta in modo meno "ardito", con una fila di pilastri centrali.

Le fondazioni sono in conglomerato cementizio presumibilmente non armato, con altezze elevate, ma con larghezza contenuta. L'altezza, pressoché costante sotto tutti i muri, è risultata di 1.10 m circa con estradosso del dado ad una quota di 15-20 cm sotto il piano del marciapiede esterno.

Le larghezze delle fondazioni sono invece di 80 cm sotto il muro adiacente alla sala Consiliare e sotto quello della facciata apposta, e di 65 cm per il muro ortogonale e per quello di spina.

Il terreno di risulta dagli scavi è certamente rimaneggiato fin dall'origine per almeno i primi 60-80 cm. Probabilmente una spiegazione alle fondazioni così profonde è la ricerca di uno strato con maggiore capacità portante.

Dall'esame visivo e dagli assaggi effettuati sui muri, si desume la presenza di muratura con spessore medio di 50cm al piano terra e di 40cm ai piani superiori composta da foratoni in laterizio legati da malta.

I tre impalcati nella zona originale di grande luce, sono stati risolti in tre modi diversi;

- Il primo a copertura della sala consiliare, presenta due travi ribassate in c.c.a. di 50 cm di calata oltre il solaio e larghezza 30cm e lo stesso ordito trasversalmente su luci di circa 4/5m e di spessore 16cm.
- Il secondo a copertura zona uffici e segreteria, è realizzato con un solaio misto a tutta luce con spessore di 30 cm e travetti a passo 40 cm armati con 1Φ18 e 1Φ16 a travetto.
- Il terzo, di sottotetto è pure a tutta luce con spessore esiguo (20cm) misto, deve essere considerato poco più di un controsoffitto.

L'edificio non evidenzia un quadro fessurativo particolarmente evidente, quanto meno non sugli elementi strutturali principali. Il piano terra e il piano primo non risultano interessati da un quadro fessurativo significativo. Il piano secondo invece presenta una situazione di ampie lesioni nei tavolati dovute presumibilmente al solaio sovrastante di sottotetto che, con uno spessore esiguo e luce di 8 m, essendo soggetto a carichi esclusivamente permanenti è certamente interessato a fenomeni di deformazione lenta da rilassamento, con conseguente compressione dei tavolati sottostanti e fessurazione degli stessi. Importanti risultano invece gli ammaloramenti della copertura in legno.

1.2 Descrizione degli interventi strutturali

Alla luce dello stato di fatto descritto e considerando le carenze strutturali dell'edificio, evidenziate dalle verifiche di sicurezza condotte sia in campo statico che in campo sismico, si ritengono assolutamente necessari interventi strutturali di consolidamento che, pur interessando singoli elementi della struttura e porzioni limitate della costruzione, comunque comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La struttura esistente, progettata e realizzata nella prima metà del secolo scorso e quindi senza i recenti criteri di verifica e senza il livello tecnologico attuale, mostra infatti di non essere per nulla adeguata alle attuali norme antisismiche e presenta carenze strutturali anche nei confronti dei soli carichi verticali, dovute alla scarsa

qualità dei materiali; a ciò si aggiunge un cattivo stato di conservazione di parti della struttura, specialmente in copertura, come evidenziato da recenti crolli parziali del cornicione di gronda.

Tutte le scelte progettuali, quali l'inserimento in posizione centrale del vano ascensore per tutta altezza fino in copertura, l'allargamento delle fondazioni, il rifacimento dei pilastri di facciata del portico e l'inserimento di altri pilastri e setti nelle murature esistenti, il rifacimento del tetto e del solaio del piano terzo ed il rinforzo del solaio del piano secondo, nonché tutti gli altri interventi elencati in seguito, vanno a comporre un quadro di interventi volto al consolidamento ed al miglioramento del comportamento strutturale sia in condizioni statiche che sismiche, dell'edificio municipale di Azzano San Paolo che allo stato di fatto presenta gravi carenze strutturali.

Gli interventi strutturali individuati e sotto descritti, si ritengono essere le soluzioni ottimali per poter mettere in condizioni di sicurezza l'edificio in oggetto.

Alla luce delle considerazioni fatte, si ritengono assolutamente indispensabili al fine della sicurezza dell'edificio municipale, tutti i seguenti interventi strutturali:

- Allargamento delle fondazioni sotto i due muri centrali di spina centrali e sotto i muri che delimitano la porzione ovest dell'edificio (dove è attualmente posizionata l'attuale sala Consiliare) essendo esse deficitarie sia in condizioni statiche che sismiche. Valutazione ed eventuale allargamento delle altre fondazioni in funzione della relazione geologica e verifiche in sito. In tal modo si diminuiscono le pressioni sul terreno che, allo stato attuale, risultano essere non conformi alla presunta resistenza del terreno stesso.
- Rifacimento dei pilastri di facciata del portico al piano terra, attualmente in pietra di Credaro, in C.A. e proseguimento degli stessi all'interno delle murature del piano primo e secondo fino al piano terzo ed allargamento delle relative fondazioni esistenti da valutare in funzione della relazione geologica e verifiche in

sito. Realizzazione di cordoli di fondazione in C.A. aggiuntivi di collegamento della fila di pilastri del porticato con la fondazione esistente dell'edificio.

- Inserimento nella porzione centrale dell'edificio e per tutta altezza fino in copertura, di un vano ascensore in C.A. con muri di spessore 20cm e realizzazione di relativa platea di fondazione in C.A., ai fini del miglioramento del comportamento globale della struttura in termini di rigidità alle azioni orizzontali.
- Realizzazione di setto in C.A. nel muro di spina centrale dell'edificio, frontalmente al vano ascensore, per tutta altezza fino in copertura, anch'esso ai fini del miglioramento del comportamento globale della struttura in termini di rigidità alle azioni orizzontali, oltre che per portare fino in fondazione il carico dovuto ad una porzione di tetto.
- Inserimento di pilastri in C.A. all'interno della muratura in corrispondenza delle travi ribassate del piano terra (copertura dell'attuale sala Consiliare) con proseguimento degli stessi fino al piano terzo, allo scopo di irrigidire la struttura e offrire un contributo di resistenza alla muratura portante in cui sono inseriti.
- Completa demolizione e rifacimento del tetto in legno mediante il posizionamento di travetti in legno massiccio, 4 travi di displuvio, trave di colmo, 4 terzere e 4 altre travi inclinate con profilati in acciaio IPE; questo intervento è motivato dal sottodimensionamento e dal grave degrado degli elementi lignei esistenti, nonché dalla presenza di infiltrazioni d'acqua nel sottotetto.
- Posizionamento in corrispondenza dei 4 terrazzi d'angolo al piano sottotetto di 4 colonne HEB in acciaio con funzione di sostegno dei profilati IPE e dei travetti in legno del tetto.

- Rinforzo del solaio esistente in latero-cemento di spessore 30cm al piano secondo relativamente alla porzione ovest di edificio (attualmente a copertura ufficio tributi, segreteria e ragioneria) mediante il posizionamento sotto il solaio in questione (soffitto del piano primo) di 5 profilati IPE in acciaio che appoggiano sui pilastri di nuova realizzazione posti sul muro perimetrale e su un muro di spina centrale, ed il posizionamento di 8 profilati IPE in acciaio con funzione di rompitratta del solaio.
- Completa demolizione e rifacimento del solaio del piano terzo con un solaio in legno lamellare e cappa di calcestruzzo di 5 cm resa collaborante da connettori opportunamente dimensionati. Tale scelta è resa necessaria dalla grave inadeguatezza statica della soletta esistente e dall'esigenza di non aggravare, dal punto di vista dei carichi, la situazione strutturale attuale sostituendola con una soletta leggera. Relativamente alla porzione ovest dell'edificio, il solaio di nuova realizzazione poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza dei pilastri di nuova realizzazione posti nel muro perimetrale e nel muro di spina centrale, due profilati dei quali sostengono in falso una colonna in acciaio HEB. Relativamente alla porzione est dell'edificio, il solaio in legno poggia, oltre che sulle strutture esistenti, su 5 profilati in acciaio HEB posizionati in corrispondenza della fila di pilastri esistenti e due profilati ortogonali HEB che sostengono in falso una colonna in acciaio HEB.
- Rinforzo del solaio del piano primo relativamente alla porzione ovest dell'edificio con cappa collaborante di calcestruzzo da valutare in sito con la D.L.
- Placcaggio dei pilastri esistenti nella porzione est dell'edificio mediante incamiciatura esterna in C.A. o cerchiatura a calastrelli in acciaio, previa valutazione in sito dello stato e consistenza degli stessi.

- Demolizione della scala presente nell'angolo suddest dell'edificio, allo stato di fatto staticamente non adeguata, e chiusura dei relativi fori del solaio del piano primo e secondo mediante il posizionamento di una porzione di solaio in laterocemento e relativo cordolo in C.A. da ammorsare alle strutture esistenti.
- Esecuzione di interventi di consolidamento volti a migliorare le caratteristiche della struttura mediante placcaggio delle murature con intonaco armato. Tale tecnica prevede la realizzazione di intonaco armato su entrambi i paramenti e posa in opera dei necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura, opportunamente sovrapposte in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale.
- Realizzazione scala in acciaio esterna con profilati UPN e HEB e due tubolari verticali tondi con relativa fondazione in C.A.

1.3 Valutazione della sicurezza

Le strutture presentate sono state calcolate e progettate a norma delle vigenti disposizioni di legge, in particolare in rispetto del D.M. 14 gennaio 2008 (NTC2008); gli elaborati relativi depositati sono completi e sufficienti a individuare e definire esattamente le opere da eseguire; i materiali di cui si prevede l'impiego e le rispettive dosature sono idonei in relazione alle sollecitazioni assunte a base dei calcoli.

Inoltre, esaminate le caratteristiche dell'edificio ed il suo uso, il progetto e la verifica dell'edificio in esame sono stati condotti con riferimento agli SLU (Stato Limite Ultimo) rispetto alla condizione di collasso statica, agli SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) rispetto alla condizione di collasso sismica, agli SLE (Stato Limite di Esercizio) rispetto alla condizione di esercizio statica ed agli SL geotecnici.

1.4. Vita nominale (V_n), Classi e Coefficiente d'Uso (C_u) e Periodo di Riferimento (V_r) (punto 2.4)

Per l'opera in esame si hanno i seguenti valori di riferimento:

$$V_n = 50 \text{ anni (classe 2)}$$

$$\text{Classe d'uso} = \text{IV (C}_u=2)$$

$$V_r = V_n \times C_u = 100 \text{ anni}$$

2. Relazione sui materiali impiegati

2.1 Calcestruzzo

Per il calcestruzzo di tipo C25/30 ci si riferisce a seguenti valori caratteristici (11.2.10 NTC2008):

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{Ck} = 0,83 \times 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

La classe di esposizione è XC2 per fondazioni e muri controterra interrati, XC1 per le restanti componenti strutturali.

La classe di consistenza è S4.

Il diametro massimo dell'inerte è 20mm.

Il copriferro adottato per tutti gli elementi strutturali è 3,5cm e si riferisce al filo esterno delle armature piu' vicine alla superficie del getto.

2.2 Acciaio per armature

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dell'acciaio da cemento armato, che sarà di tipo B450C (C11.3.21, 11.3.2 NTC2008) si assumono le seguenti caratteristiche:

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

2.3 Acciaio per carpenteria

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza per l'acciaio per profilati di tipo S275 ci si riferisce a seguenti valori caratteristici (*11.3.4 NTC2008*):

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

2.4 Bulloni e barre filettate

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei bulloni e delle barre filettate, che sono di classe 8.8, (*11.3.4.6.1 NTC2008*), si assumono le seguenti caratteristiche:

$$f_{yb} \geq 649 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$$

2.5 Resina per ancoraggi

Per gli ancoraggi di barre ad aderenza migliorata si adotta resina HILTI HIT-RE500.

3. Relazione geologica-tecnica

Per quanto non riportato in seguito si rimanda alla relazione geologico tecnica redatta dalla ditta P&P Consuling Engineers di Seriate (BG) ed a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le verifiche agli SLU geotecnici sono state eseguite in accordo con il DM 14.01.08, secondo l'approccio 2, assumendo il valore di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni di $4,3 \text{ Kg/cm}^2$ per fondazioni di larghezza 1m ed interpolando i valori per fondazioni di larghezza differente, avendo assunto per la combinazione dell'approccio 2, A1+M1+R3, il fattore di sicurezza $\gamma_{R3}=2,3$.

I cedimenti in fondazione, calcolati considerando per le fondazioni a trave continua una pressione massima all'SLE di $1,5 \text{ Kg/cm}^2$, risultano inferiori ai 10mm ed allo stato attuale sono ritenuti già esauriti; per il calcolo degli stessi si rimanda alla relazione geologica-geotecnica a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

3.1 Principali caratteristiche del terreno

Sulla base di quanto riscontrato nel corso delle indagini geognostiche effettuate sul sito in oggetto, le caratteristiche salienti del terreno sono riportate nella relazione geologico tecnica allegata a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

In particolare, da piano esecuzione indagine fino alla profondità di 1.2 m circa, superato uno spessore superficiale (0.3-0.5 m) di terreno di coltivo, si ha uno strato di sabbie e limi d'alterazione superficiale e/o materiale rimaneggiato definibile come "poco addensati"; dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità investigabile di 2.5-2.7 m circa, si ha un livello costituito da sabbie con ghiaie e ciottoli definibile come "moderatamente addensati-addensati"

3.2 Descrizione delle fondazioni

Compatibilmente con la relazione geologico tecnica, si adotta la tipologia di fondazione a trave continua di spessore 50 cm e larghezza variabile, ed a platea di spessore 40cm limitatamente alla fondazione del vano ascensore e 50 cm per la fondazione della scala esterna in acciaio, utilizzando un calcestruzzo C25/30.

4. Analisi dei carichi

Le azioni agenti sulla struttura e quindi applicate al modello strutturale sono state calcolate considerando le reali condizioni della struttura, destinazioni d'uso e localizzazione sismica.

4.1 Carichi permanenti e pesi propri

Peso proprio solaio laterocemento esistente H=16 cm	2,2	KN/m ²
Peso proprio solaio laterocemento esistente H=30 cm	3,6	KN/m ²
Peso proprio solaio laterocemento H=20 cm	2,6	KN/m ²
Peso tetto in legno	1,5	KN/m ²
Peso proprio solaio in legno con cappa collaborante di 5 cm	1,7	KN/m ²
Peso permanente portato	1,5	KN/m ²
Peso partizioni interne	1,6	KN/m ²
Peso permanente portato sottotetto	1,2	KN/m ²
Peso partizioni interne sottotetto	0,8	KN/m ²
Peso scale in C.A. (incluso di finiture)	8	KN/m ²

4.2 Carichi variabili

I carichi variabili sono calcolati in accordo alle norme D.M. 14.01.2008:

Ambienti	qk [kN/m²]
B Uffici. Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00 kN/m²
C Ambienti suscettibili di affollamento. Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.	4,00 kN/m²
H Coperture. Cat. H1 – Coperture non praticabili	0,50 kN/m²

4.3 Carico da neve

In accordo al D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni), il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Provincia : Bergamo

Zona : Ia

Altitudine : 230 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 1,55 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

Tipo di copertura: piana ($\alpha = 0^\circ$)

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata **Caso I** nella figura a lato.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III*

Carico da neve :

$$q_s(\mu(\alpha)) = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad [\mu(\alpha) = 0,8]$$

4.4 Azione sismica

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

Essendo classificato il comune di Azzano San Paolo in zona 3 della classificazione sismica, l'azione sismica è calcolata mediante analisi dinamica modale, che è il metodo d'analisi lineare di riferimento delle NTC2008 per determinare gli effetti dell'azione sismica. In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito dalla normativa (cap. 3.2.3.5 NTC2008).

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Intestazione del lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	8%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	30
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.25
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

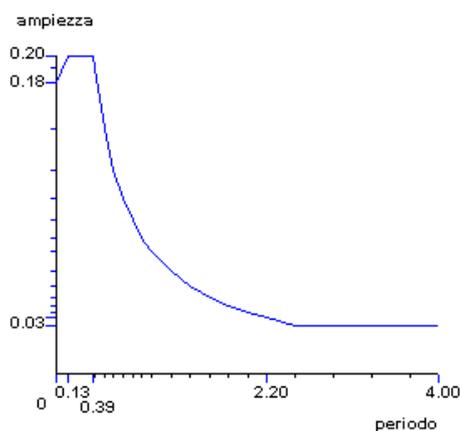
In ottemperanza al paragrafo C8.7.1.2 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, per la verifica di costruzioni in muratura esistenti, non regolari, con analisi lineare, il fattore di struttura utilizzato è stato:

$$q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$$

con $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$ (in assenza di piu' precise valutazioni), pertanto:

$$q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$$

L'azione sismica allo SLV per l'edificio in oggetto è rappresentata quindi dal seguente spettro di risposta:



Poiche l'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati e nella

combinazione di questi effetti, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa.

Come si evince dall'elenco dei 30 modi di vibrazione e relativa massa eccitata presi in considerazione per la struttura in oggetto viene rispettata la richiesta della normativa NTC2008 al cap.7.3.3.1 in cui afferma che è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.100000

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.15e+003	75	+1.57e+001	1	+3.81e-002	0
Progressiva	+1.15e+003	75	+1.57e+001	1	+3.81e-002	0
Modo: 2	+1.18e-002	0	+8.48e+002	55	+1.72e-001	0
Progressiva	+1.15e+003	75	+8.63e+002	56	+2.10e-001	0
Modo: 3	+4.82e+001	3	+3.37e+002	22	+1.71e-001	0
Progressiva	+1.20e+003	78	+1.20e+003	79	+3.81e-001	0
Modo: 4	+4.88e-001	0	+2.68e-001	0	+1.62e+001	1
Progressiva	+1.20e+003	79	+1.20e+003	79	+1.66e+001	1
Modo: 5	+1.08e+000	0	+7.64e-002	0	+1.22e-001	0
Progressiva	+1.20e+003	79	+1.20e+003	79	+1.67e+001	1
Modo: 6	+3.98e+001	3	+5.96e-001	0	+6.41e+000	0
Progressiva	+1.24e+003	81	+1.20e+003	79	+2.31e+001	2
Modo: 7	+2.87e+000	0	+4.91e-001	0	+8.44e+001	6
Progressiva	+1.24e+003	81	+1.20e+003	79	+1.08e+002	7
Modo: 8	+4.01e+000	0	+1.01e-001	0	+1.42e+001	1
Progressiva	+1.25e+003	82	+1.20e+003	79	+1.22e+002	8
Modo: 9	+7.57e+000	0	+4.27e-001	0	+1.68e+001	1
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.20e+003	79	+1.39e+002	9
Modo: 10	+3.82e-001	0	+1.25e+001	1	+4.34e+000	0
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.21e+003	79	+1.43e+002	9
Modo: 11	+3.58e+000	0	+1.37e-001	0	+4.25e+001	3
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.21e+003	79	+1.85e+002	12
Modo: 12	+6.70e-001	0	+2.42e+000	0	+6.90e-003	0
Progressiva	+1.26e+003	82	+1.22e+003	80	+1.85e+002	12
Modo: 13	+5.62e+000	0	+6.79e-001	0	+7.53e+001	5
Progressiva	+1.27e+003	83	+1.22e+003	80	+2.61e+002	17
Modo: 14	+2.47e+001	2	+3.13e+000	0	+9.53e+000	1
Progressiva	+1.29e+003	84	+1.22e+003	80	+2.70e+002	18
Modo: 15	+5.72e-001	0	+4.06e+000	0	+1.63e+000	0
Progressiva	+1.29e+003	84	+1.23e+003	80	+2.72e+002	18
Modo: 16	+5.08e-001	0	+1.63e+001	1	+2.47e+001	2
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.24e+003	81	+2.96e+002	19
Modo: 17	+9.78e-002	0	+3.39e+000	0	+1.68e-001	0
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.24e+003	81	+2.97e+002	19
Modo: 18	+9.81e-002	0	+2.11e+000	0	+4.52e+002	30
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.25e+003	82	+7.49e+002	49

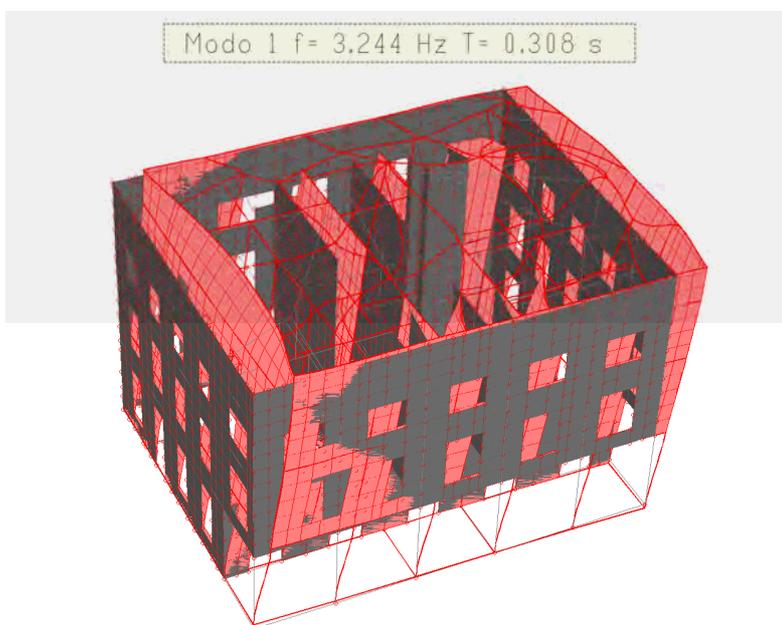
Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 19	+2.62e-004	0	+1.80e-001	0	+3.59e+002	23
Progressiva	+1.29e+003	85	+1.25e+003	82	+1.11e+003	72
Modo: 20	+2.39e+001	2	+1.34e+001	1	+2.62e+001	2
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.26e+003	82	+1.13e+003	74
Modo: 21	+1.80e-001	0	+1.01e+001	1	+2.34e+001	2
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.27e+003	83	+1.16e+003	76
Modo: 22	+5.43e-001	0	+8.70e-001	0	+8.47e+001	6
Progressiva	+1.32e+003	86	+1.27e+003	83	+1.24e+003	81
Modo: 23	+1.97e+001	1	+8.27e+000	1	+1.83e-006	0
Progressiva	+1.34e+003	87	+1.28e+003	84	+1.24e+003	81
Modo: 24	+1.32e+001	1	+5.86e-001	0	+3.27e-001	0
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.28e+003	84	+1.24e+003	81
Modo: 25	+1.51e+000	0	+1.14e+001	1	+3.72e+001	2
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.29e+003	84	+1.28e+003	84
Modo: 26	+4.01e-001	0	+9.78e+000	1	+8.94e+000	1
Progressiva	+1.35e+003	88	+1.30e+003	85	+1.29e+003	84
Modo: 27	+2.03e+000	0	+1.10e+001	1	+7.59e+000	0
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.31e+003	86	+1.30e+003	85
Modo: 28	+4.04e-001	0	+1.99e+001	1	+2.44e+001	2
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.33e+003	87	+1.32e+003	86
Modo: 29	+8.86e-003	0	+4.36e-002	0	+8.23e-002	0
Progressiva	+1.35e+003	89	+1.33e+003	87	+1.32e+003	86
Modo: 30	+5.25e+001	3	+3.44e-001	0	+2.61e+000	0
Progressiva	+1.41e+003	92	+1.33e+003	87	+1.32e+003	87

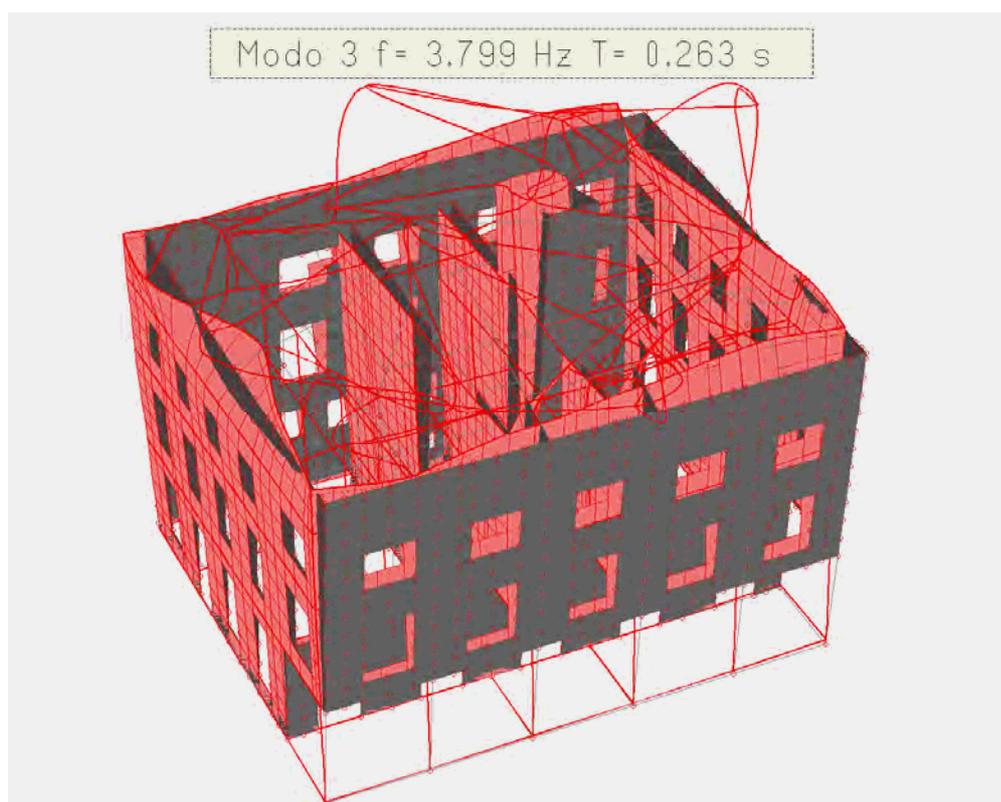
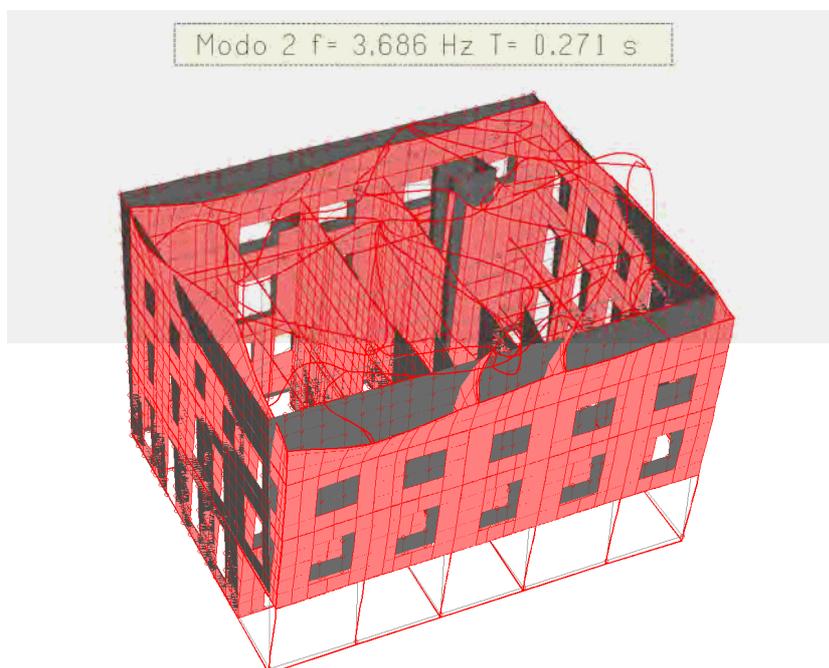
MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X
+1.53e+003

Direzione Y
+1.53e+003

Direzione Z
+1.53e+003





Come approccio strutturale si assume che tutta la resistenza all'azione sismica orizzontale sia affidata agli elementi resistenti atti a tale scopo. Come tali elementi

sismici sono state considerate le pareti in muratura che costituiscono la quasi totalità della rigidità della struttura.

In favore di sicurezza, in questo approccio si trascura quindi il contributo dei pochi pilastri in C.A. e del vano ascensore, poiché il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali di tali elementi si ipotizza trascurabile rispetto all'analoga rigidità delle pareti in muratura esistenti. I pilastri possono quindi essere considerati come elementi secondari (punto 7.2.3 delle NTC2008) e pertanto sia la rigidità che la resistenza di tali elementi sono ignorate nell'analisi della risposta sismica della struttura sismo-resistente; gli elementi secondari vengono progettati invece per resistere ai soli carichi verticali, essendo tuttavia in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto. I pilastri quindi, non avendo funzione sismica, devono rispettare solo i requisiti del capitolo 4 delle NTC e non devono soddisfare i criteri di duttilità e gerarchia delle resistenze, né tantomeno i minimi sismici dimensionali e di armatura.

Di conseguenza anche le travi non fanno parte di telai sismo resistenti e pertanto devono rispettare solo i requisiti del capitolo 4 delle NTC. I piani rigidi dei solai consentono la trasmissione delle forze sismiche alle pareti in C.A., opportunamente dimensionate per tali forze.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidità degli elementi principali.

I pilastri in C.A. quindi vengono dimensionati e verificati per resistere all'azione assiale, al momento flettente e taglio, mostrati in seguito e derivanti dai carichi verticali e dalla deformazione della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

Pur avendo affidato tutta la resistenza alle azioni orizzontali alle pareti in muratura, in favore di sicurezza si dimensiona e disegna il vano ascensore come da cap.7 delle NTC2008.

Poiché il sito ricade non presenta i requisiti elencati al punto 7.2.1 delle NTC2008, non è necessario considerare la componente verticale del sisma.

4.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica SLU. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Combinazione di carico SLU: $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE rara: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE frequente: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 2} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico SLE quasi permanente: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Combinazione di carico sismica: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I coefficienti utilizzati nelle combinazioni sono i seguenti.

Tipo di azione	Categoria	Coefficienti parziali Y				Coefficienti di combinazione			Combinazioni sismiche				
		YGsup	YGinf	YQsup	YQinf	YA	ψ_0	ψ_1	ψ_2	YG	YQ	ψ_{2slu}	ψ_{2sld}
Permanente	Peso Proprio	1.3	1							1			
	Permanente portato	1.3	1							1			
Variabile	Domestici e residenziali			1.5	0		0.7	0.5	0.3		1	0.3	0.3
	Uffici			1.5	0		0.7	0.5	0.3		1	0.3	0.3
	Aree di acquisto e congresso			1.5	0		0.7	0.7	0.6		1	0.6	0.6
	Magazzini			1.5	0		1	0.9	0.8		1	0.8	0.8
	Autorimesse			1.5	0		0.7	0.7	0.6		1	0.6	0.6
	Neve			1.5	0		0.5	0.2	0		1	0	0
	Vento			1.5	0		0.6	0.2	0		1	0	0
Eccezionale						1							

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
2	Statica uffici dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
7	Statica scale dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
8	Statica neve dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
9	Statica copertura dominanti	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.050
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara uffici dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
4	Frequente uffici dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.500
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
10	Rara scale dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
11	Rara neve dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
12	Rara neve dominanti	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.700
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
13	Frequente scale dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
14	Frequente neve dominanti	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Uffici	Condizione 2	0.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 5	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200

5. Relazione di calcolo

5.1. Criteri di concezione strutturale

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il

terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato nel modello tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che per il terreno in esame, si assume pari a 40000 KN/m^3 ; si sottolinea comunque che l'influenza di tale parametro sui risultati è molto bassa.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

In particolare nel modello sono state adottate, in favore di sicurezza, rigidità taglianti e flessionali del calcestruzzo inalterate per non ridurre la rigidità del modello e massimizzare le azioni sismiche orizzontali sui muri e le pareti sismiche.

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Muratura foratoni	+4.50e+006	0.450	12.00000	+0.00e+000	1.000	+5.00e-001	+5.00e-001
2	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.04e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Muratura blocchi pieni	+1.50e+006	0.450	18.00000	+0.00e+000	1.000	+5.00e-001	+5.00e-001
4	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
5	Muratura	+1.47e+006	0.250	17.65800	+0.00e+000	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare conforme al D.M. 14.01.2008.

Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

5.2 Normative di riferimento

- **Legge 5 novembre 1971 N. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008**
- Circolare n° 617 del 02/02/2009
- **UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997** - Azioni sulla struttura.
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- **UNI ENV 1992-1-1** Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

5.3 Criteri per la misura della sicurezza

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo SLU (anche sotto l'azione sismica SLV), allo stato limite di esercizio SLE (verifica di deformabilità, verifica di fessurazione e verifica delle tensioni in esercizio), nei confronti di SL geotecnici secondo l'**approccio 2**.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, essendo l'edificio in zona 4, come previsto dalle NTC2008, non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio; nonostante ciò, in favore di sicurezza e ricadendo l'edificio in classe d'uso III, verranno esaminate anche le deformazioni relative, verificando che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

5.3.1 Verifica elementi in calcestruzzo

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed barre di acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$f_d = f_k / \gamma_M$ dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ dove:

$\alpha_{cc} = 0,85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni per C25/30.

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ dove:

$\gamma_S = 1,15$ per tutti i tipo di acciaio è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio B450C.

Gli elementi in calcestruzzo armato sono stati verificati allo Stato Limite Ultimo (SLU) in termini di resistenza a sforzo normale e flessione, a taglio (con o senza specifiche armature a taglio), a torsione o a sollecitazione composte, con le resistenze di calcolo dei materiali sopra esposte. Sono state inoltre condotte le opportune verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) in termini di deformabilità, di fessurazione e di tensioni in esercizio come da 4.1.2 del D.M.14/01/2008.

5.3.2 Verifica elementi in acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \text{ (cap.4.2.4.1.1. delle NTC2008),}$$

dove R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura e γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

γ M0	1.05	Resistenza di sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3 (plasticità o snervamento)
γ M1	1.05	Resistenza di sezioni trasversali di classe 4 (instabilità locale)
γ M1	1.05	Resistenza all'instabilità degli elementi (instabilità globale e locale)
γ M2	1.25	Resistenza delle sezioni nette sui fori dei bulloni
γ Mb	1.25	Resistenza delle connessioni bullonate
γ Mw	1.25	Resistenza delle connessioni saldate
γ M3	1.10	Resistenza allo scorrimento di bulloni precaricati
γ M0 PF	1.00	Resistenza di profili a freddo
γ M1 PF	1.00	Resistenza all'instabilità di profili a freddo
γ Rd S235	1.20	Coeff. sovrarresistenza S235
γ Rd S275	1.15	Coeff. sovrarresistenza S275
γ Rd S355	1.10	Coeff. sovrarresistenza S355
γ Rd S420	1.10	Coeff. sovrarresistenza S420
γ Rd S460	1.10	Coeff. sovrarresistenza S460

Tale valore R_k di resistenza caratteristico è determinato dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5.

5.3.3 Verifica fondazioni

Le azioni trasmesse in fondazione ed utilizzate per il dimensionamento delle stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

In accordo al punto 7.2.5 delle NTC2008 per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un g_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi

elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1. In particolare, nel progetto in esame, in favore di sicurezza le fondazioni sono state dimensionate e verificate adottando il fattore di struttura q pari a 1. In questo modo le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico e non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Per quanto riguarda la progettazione geotecnica in accordo alle NTC2008, la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali

riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_T	1,0	1,0

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

5.4 Prestazioni attese al collaudo

Stante la natura delle opere da progettare, le prestazioni attese al collaudo riguardano essenzialmente il corretto comportamento dell'apparato strutturale nei riguardi dei carichi permanenti e accidentali, con assenza di significative deformazioni delle strutture e della copertura, nonché nell'assenza di apprezzabili cedimenti in fondazione o altre lesioni significative nelle strutture in C.A.

6. Fascicolo dei calcoli edificio municipale

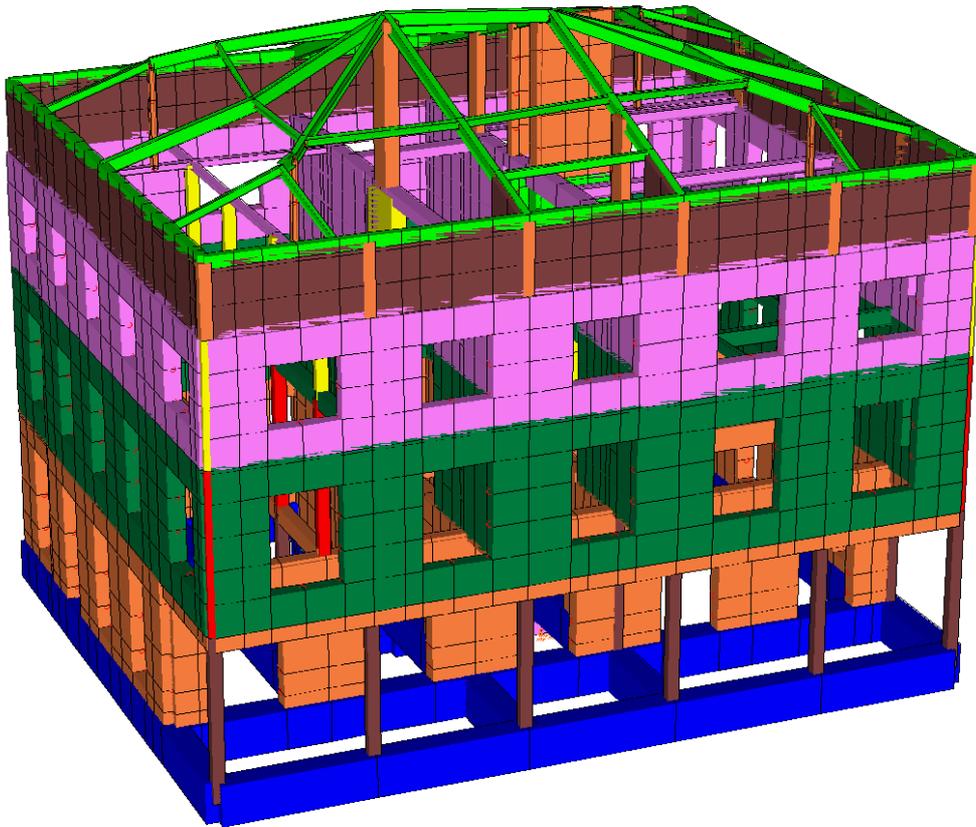
6.1. Sintesi dei risultati

Sulla base dell'analisi statica e sismica condotta si è verificata la rispondenza delle strutture alla normativa vigente, con sollecitazioni di calcolo sempre entro i limiti di resistenza delle membrature.

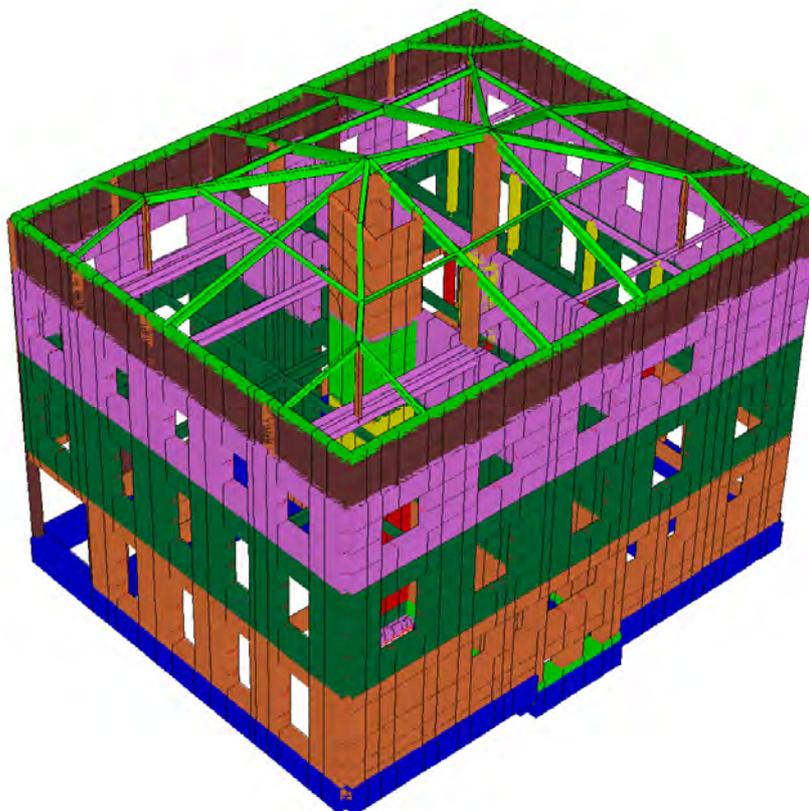
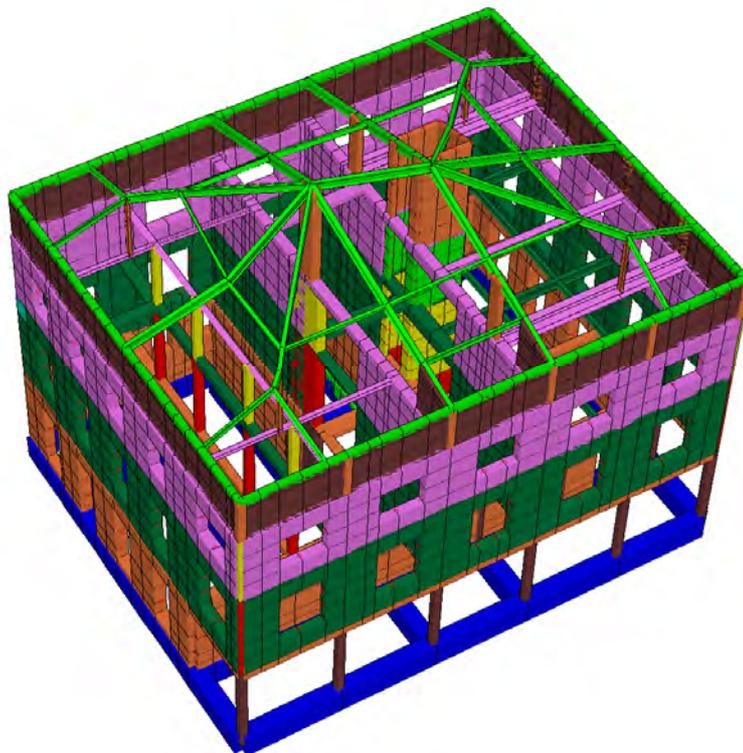
Si ha in particolare la seguente modellazione strutturale.

MODELLO STRUTTURALE 3D

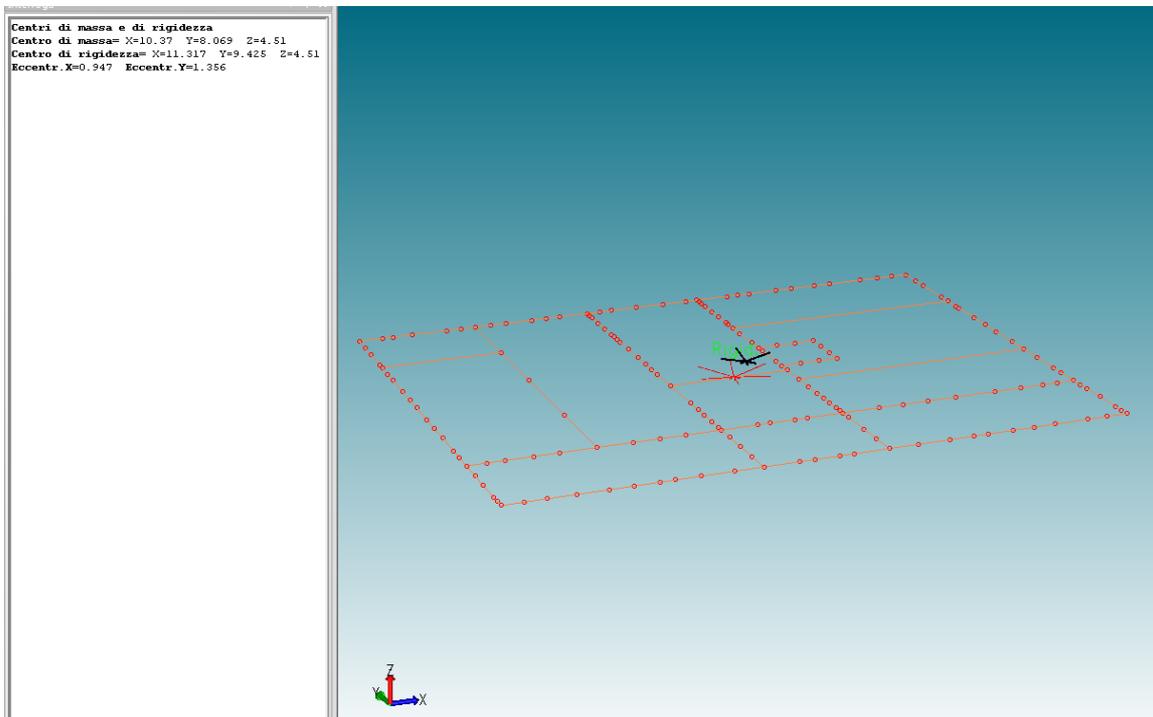
STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



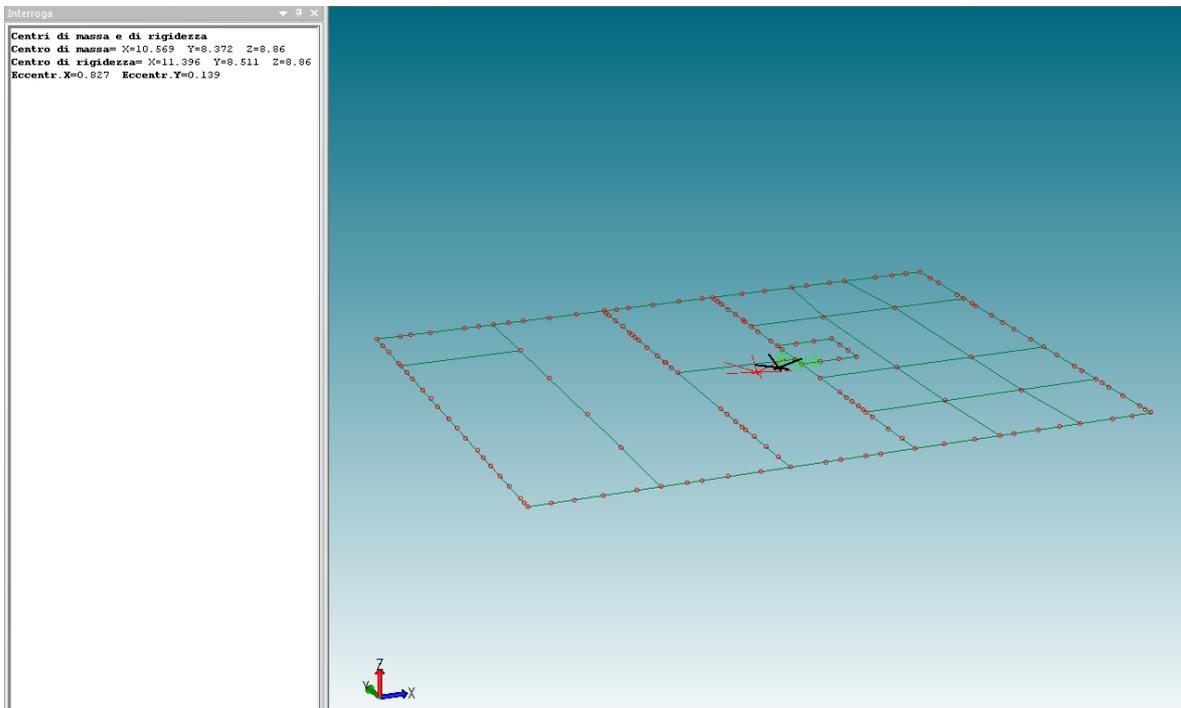
STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI
24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2
Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net



CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO PRIMO

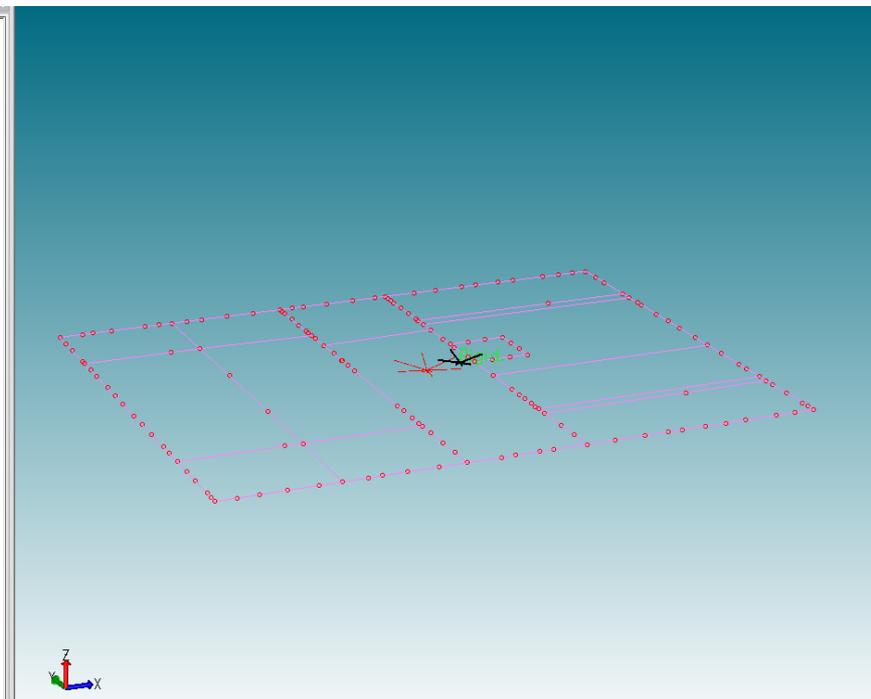


CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO SECONDO



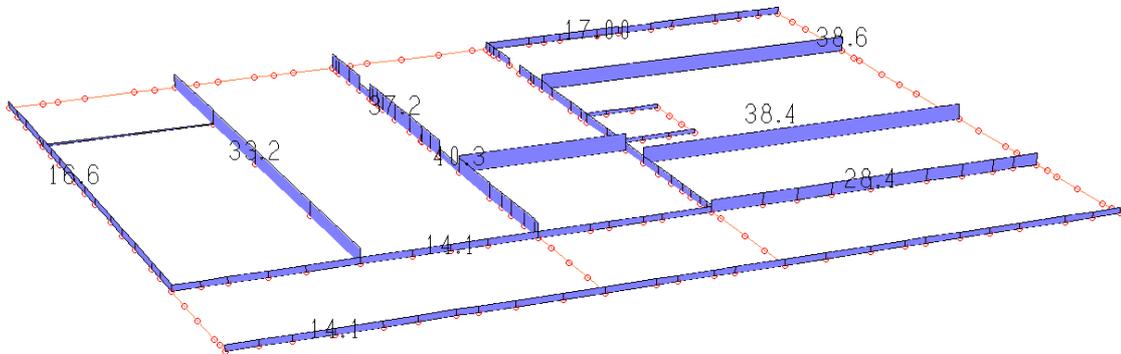
CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA PIANO SOTTOTETTO

Centri di massa e di rigidezza
Centro di massa= X=10.422 Y=8.396 Z=12.16
Centro di rigidezza= X=11.769 Y=8.67 Z=12.16
Eccentr. X=1.347 Eccentr. Y=0.274

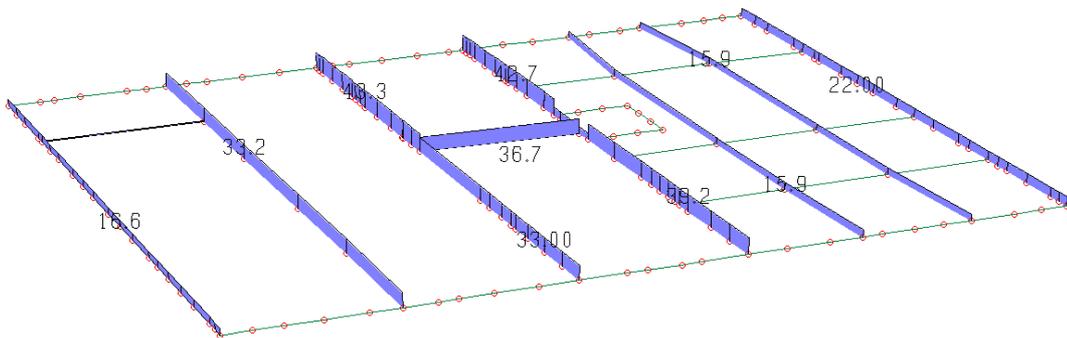


6.2 Carichi agenti

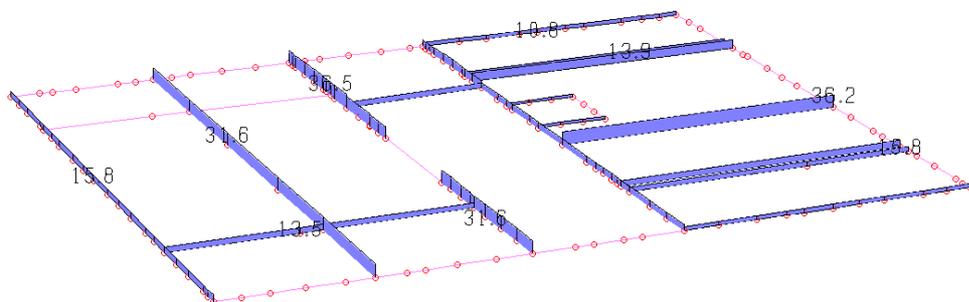
CARICHI PIANO PRIMO [KN/m]



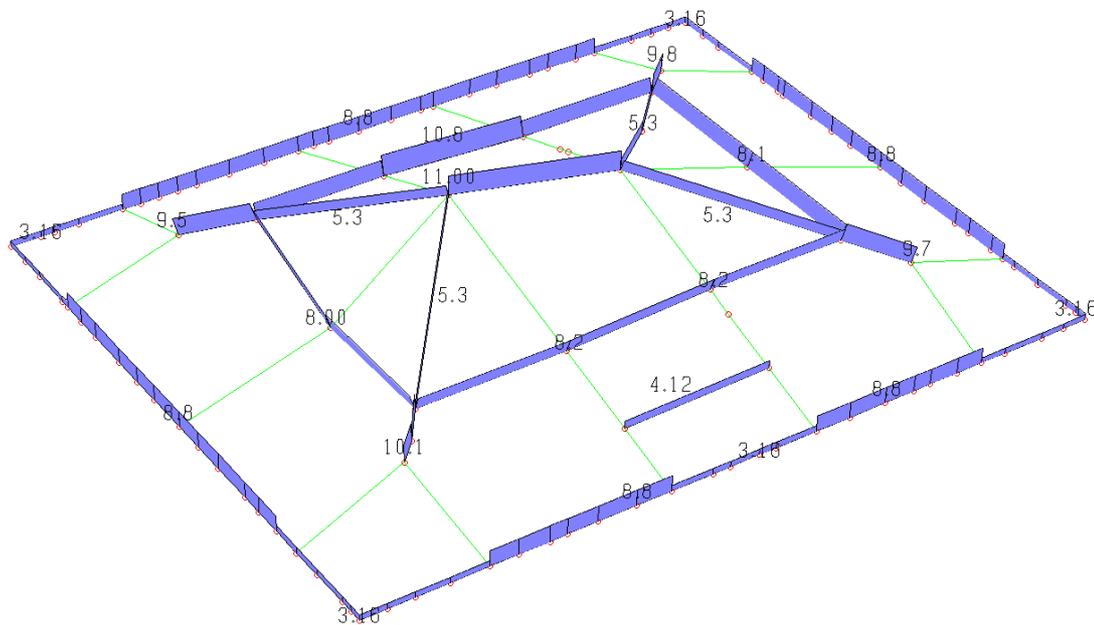
CARICHI PIANO SECONDO [KN/m]



CARICHI PIANO SOTTOTETTO [KN/m]



CARICHI COPERTURA [KN/m]



6.3 Sollecitazioni in fondazione

Come già spiegato, nel progetto in esame, le azioni trasmesse in fondazione ed utilizzate per il dimensionamento delle stesse derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche adottando il fattore di struttura q pari a 1 in accordo al punto 7.2.5 delle NTC2008.

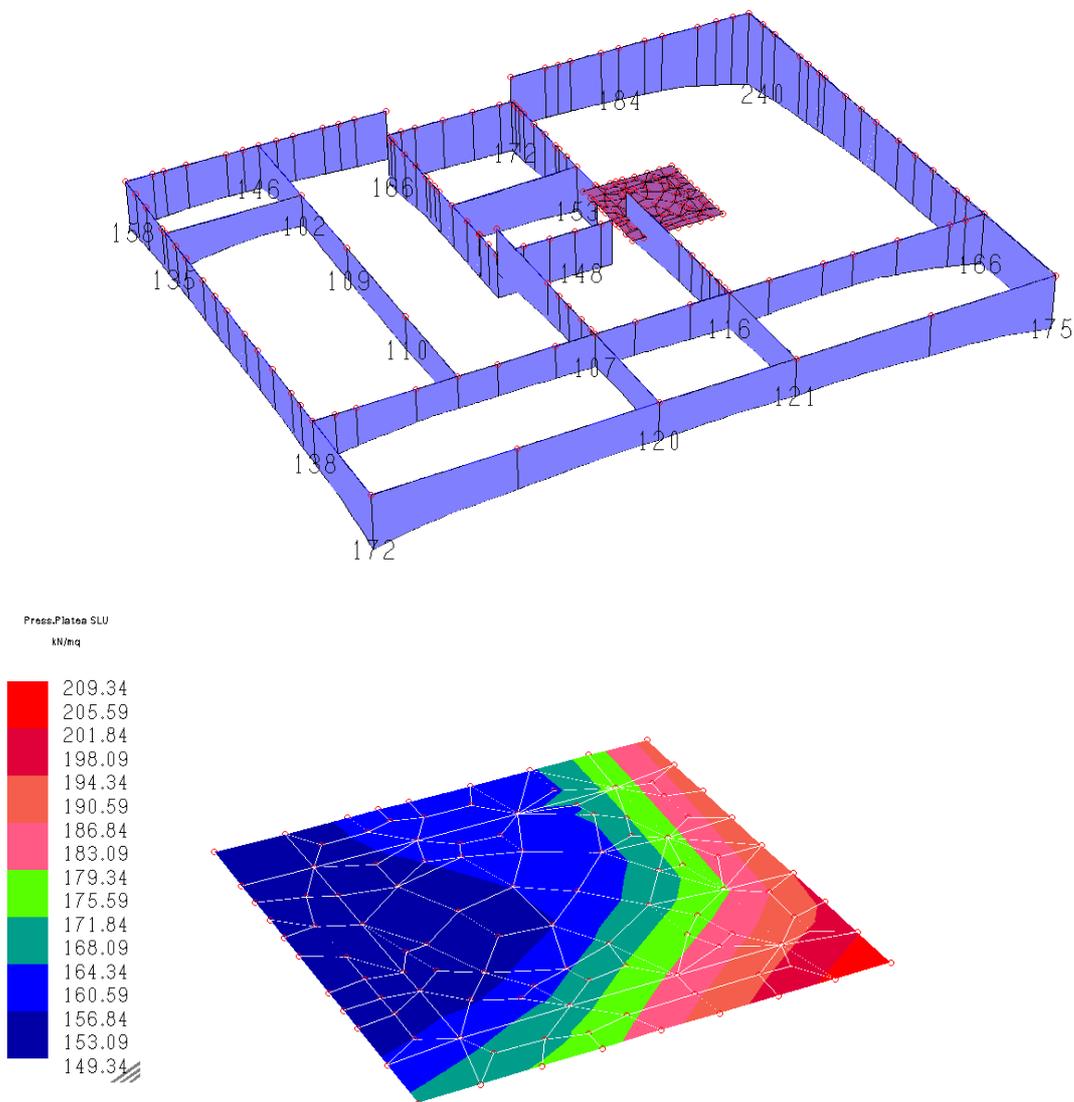
In questo modo le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico e non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

PRESSIONI SUL TERRENO SLU (approccio 2: A1+M1) [KN/m²]

Le verifiche agli SLU geotecnici sono state eseguite in accordo con il DM 14.01.08, secondo l'approccio 2, assumendo il valore di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni di $4,3 \text{ Kg/cm}^2$ per fondazioni di larghezza 1m ed interpolando i valori per fondazioni di larghezza differente, avendo assunto per la combinazione dell'approccio 2, A1+M1+R3, il fattore di sicurezza $\gamma_{R3}=2,3$.

Per quanto riguarda il calcolo dei valori di resistenza R_d per la capacità portante delle fondazioni si rimanda alla relazione geologico tecnica redatta dalla ditta P&P Consulting Engineers di Seriate (BG) ed a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le pressioni agenti risultano tutte abbondantemente inferiori ai valori di resistenza.

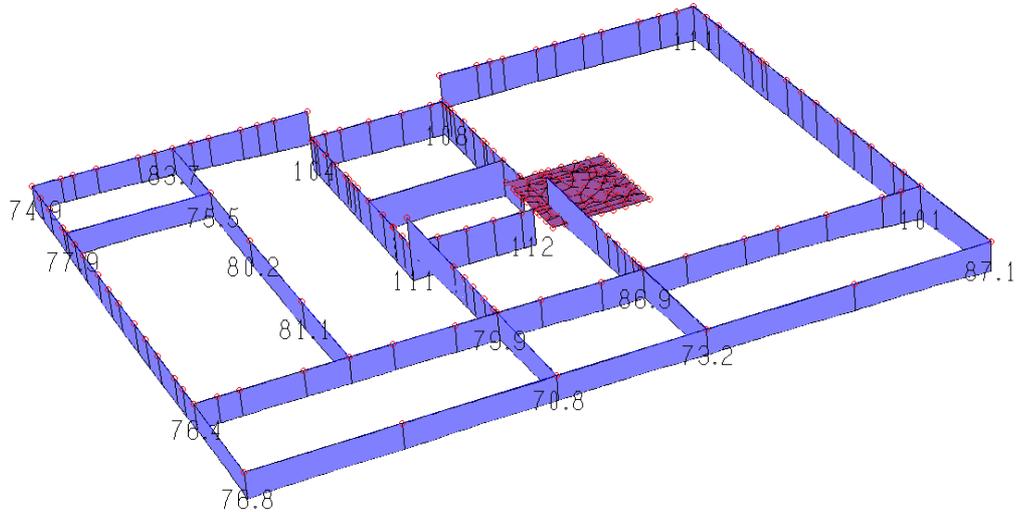
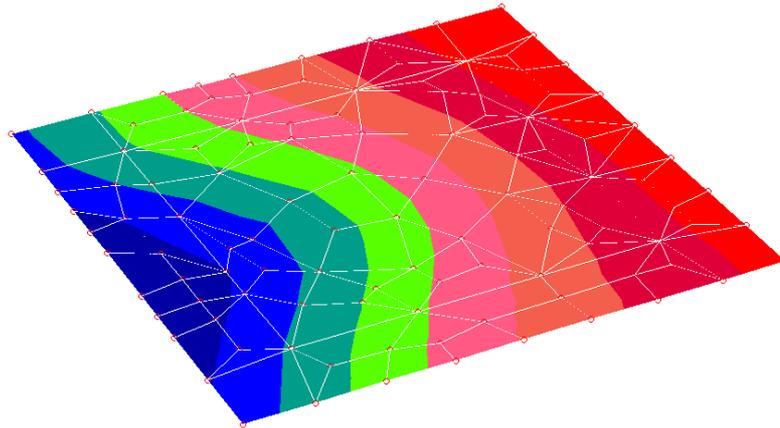
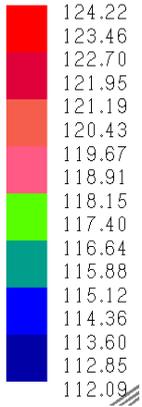


PRESSIONI SUL TERRENO SLE [KN/m²]

I cedimenti in fondazione, calcolati considerando per le fondazioni a trave continua una pressione massima all'SLE di 1,5 Kg/cm², risultano inferiori ai 10mm ed allo stato attuale sono ritenuti già esauriti; per il calcolo degli stessi si rimanda alla relazione geologica-geotecnica a firma del dott. Alessandro Ratazzi e del dott. Ing. Paolo Panzeri.

Le pressioni all'SLE agenti risultano tutte abbondantemente inferiori al valore di 1,5 Kg/cm².

Press.Platea SLE
KN/mq

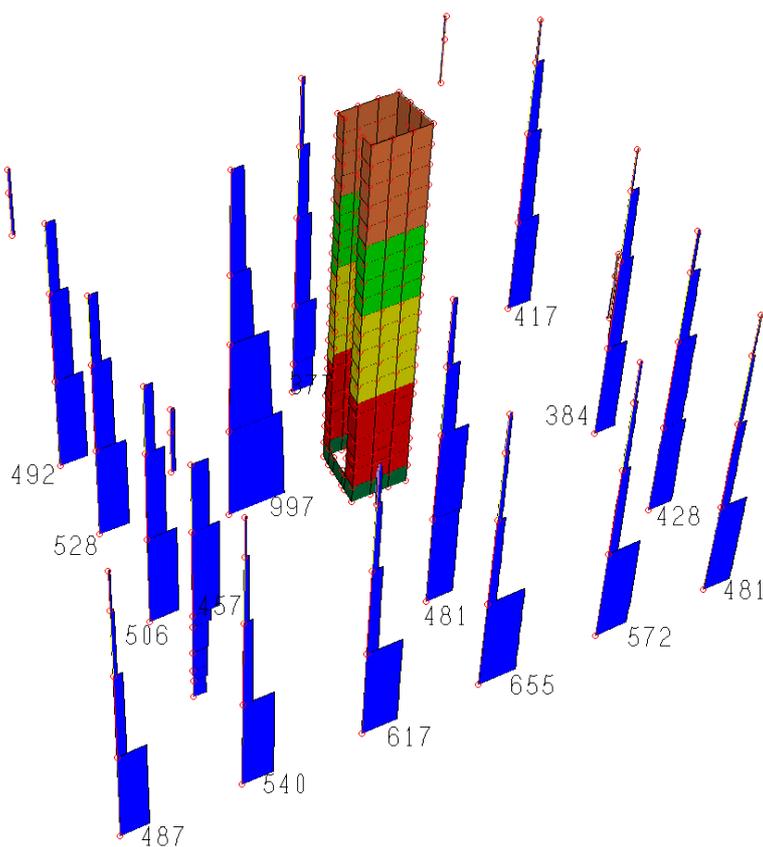


6.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

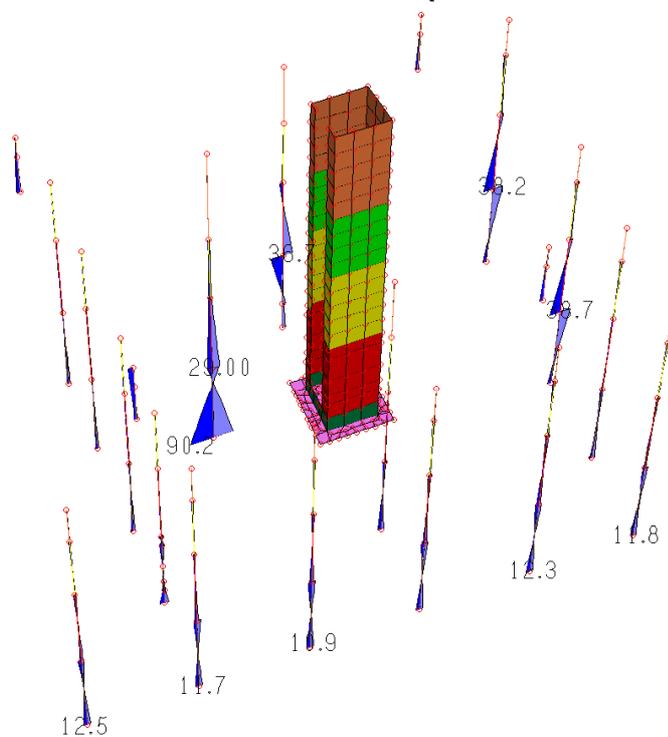
Si omette la visualizzazione delle azioni assiali presenti nelle travi orizzontali poiché di entità trascurabile al fine del dimensionamento delle stesse.

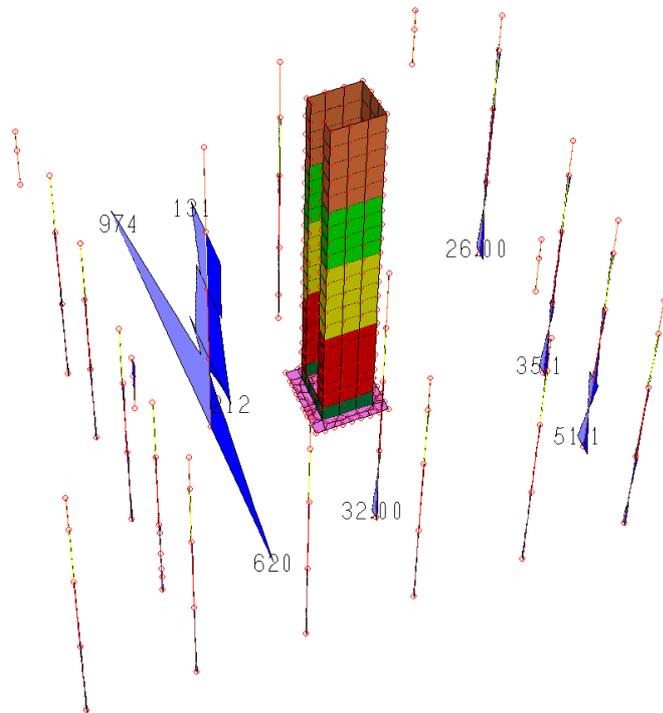
I pilastri in C.A., come già spiegato, essendo stati assunti elementi secondari in accordo al 7.2.3. del D.M.14/01/2008, vengono dimensionati e verificati per resistere all'azione assiale, al momento flettente e taglio, derivanti dai carichi verticali e dalla deformazione della struttura soggetta all'azione sismica di progetto.

AZIONE ASSIALE PILASTRI (elementi secondari) [KN]

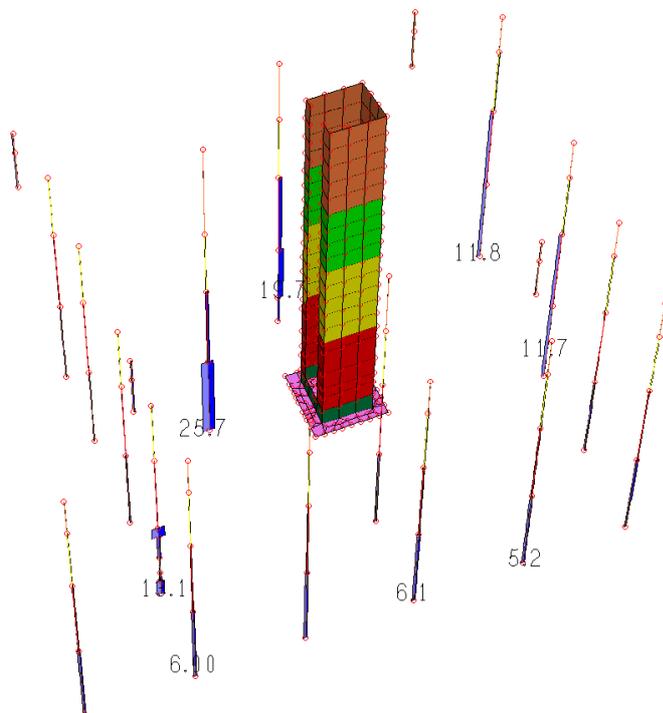


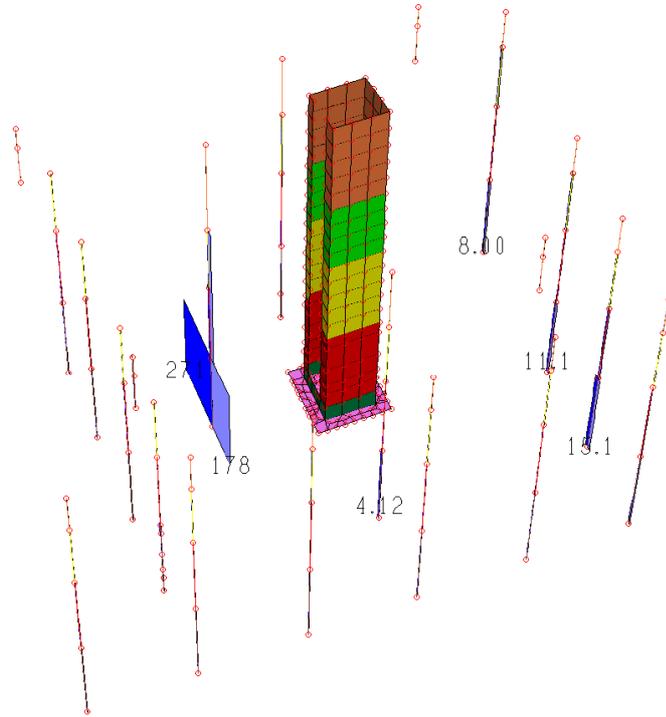
MOMENTO SOLLECITANTE PILASTRI (elementi secondari) [KNm]



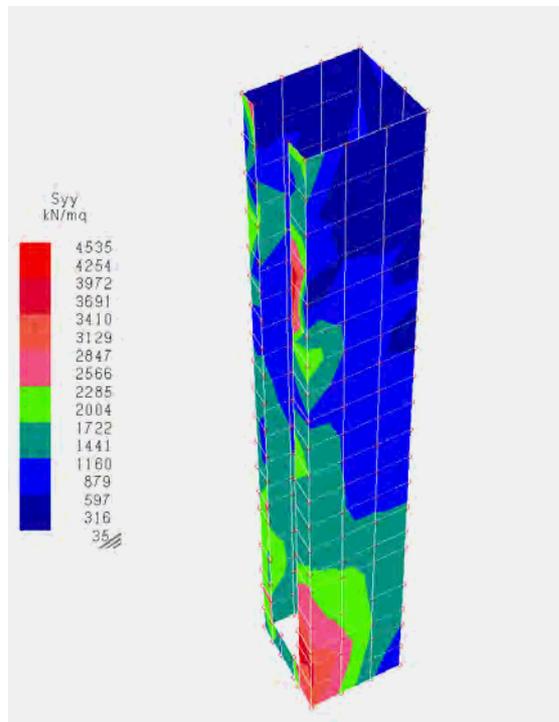


TAGLIO AGENTE PILASTRI IN C.A. (elementi secondari) [KN]

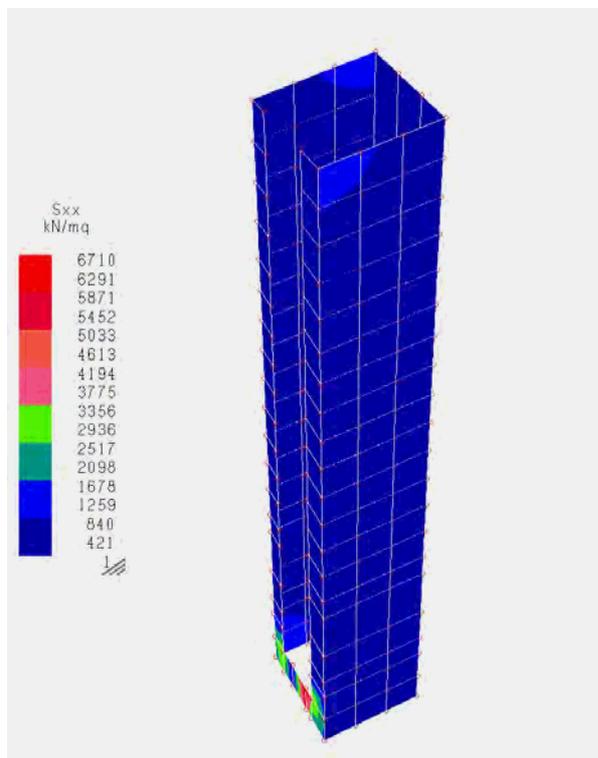




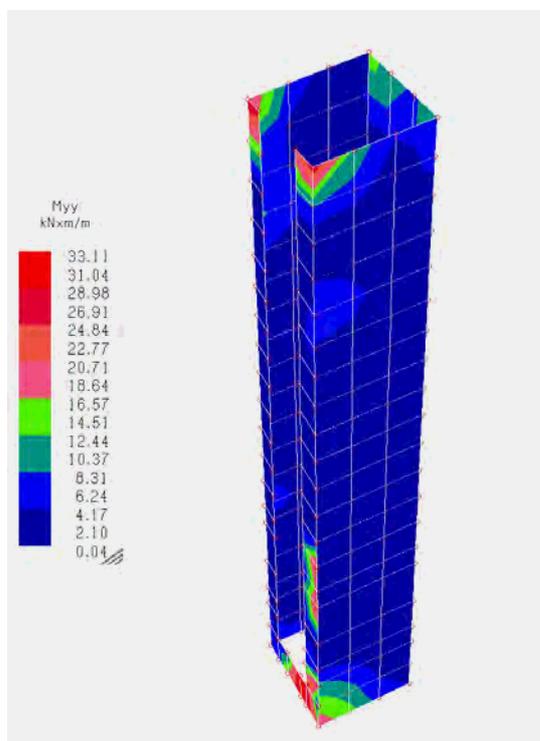
TENSIONE MEMBRANALE VANO ASCENSORE S_{yy} [KN/m²]



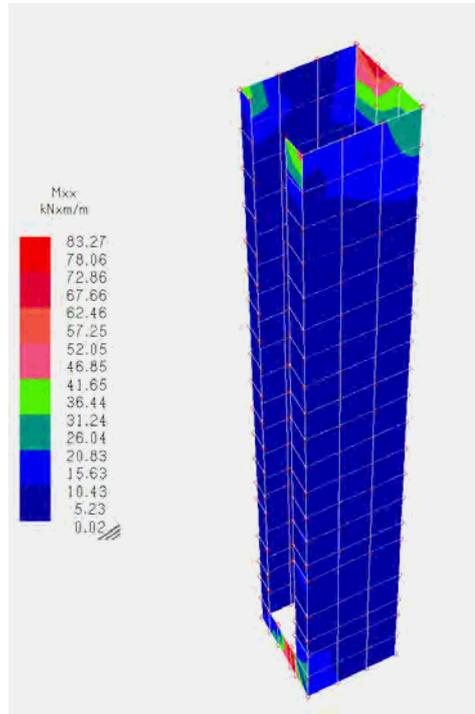
TENSIONE MEMBRANALE VANO ASCENSORE S_{xx} [KN/m²]



MOMENTO FLETTENTE VANO ASCENSORE M_{yy} [KN/m²]



MOMENTO FLETTENTE VANO ASCENSORE M_{xx} [KN/m²]



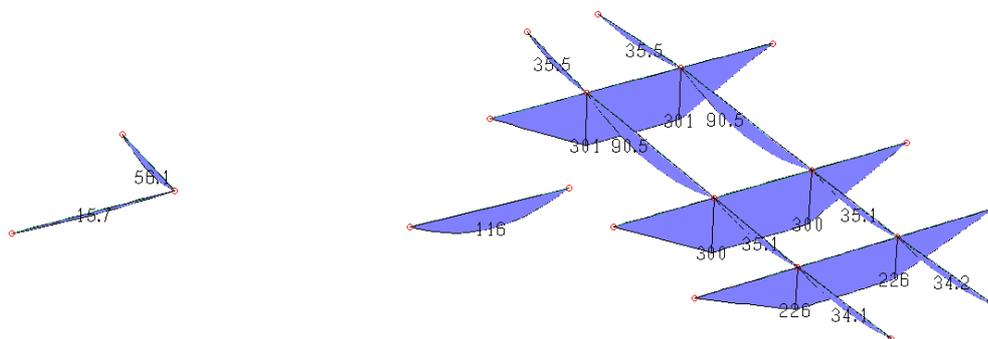
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO PRIMO [KNm]



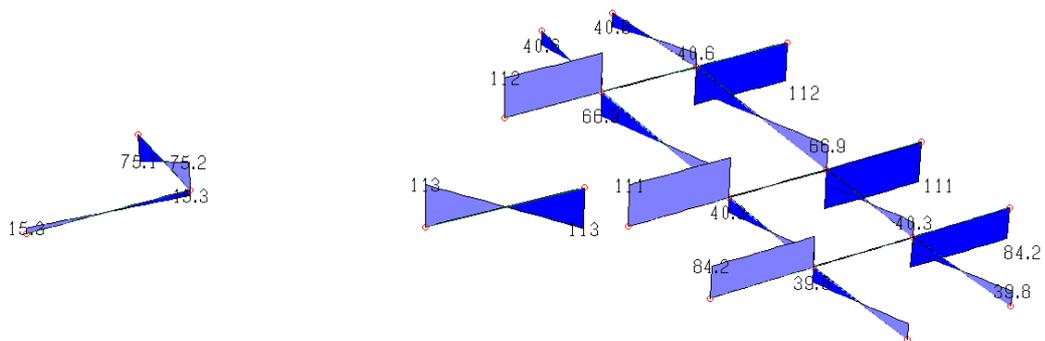
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO PRIMO [KN]



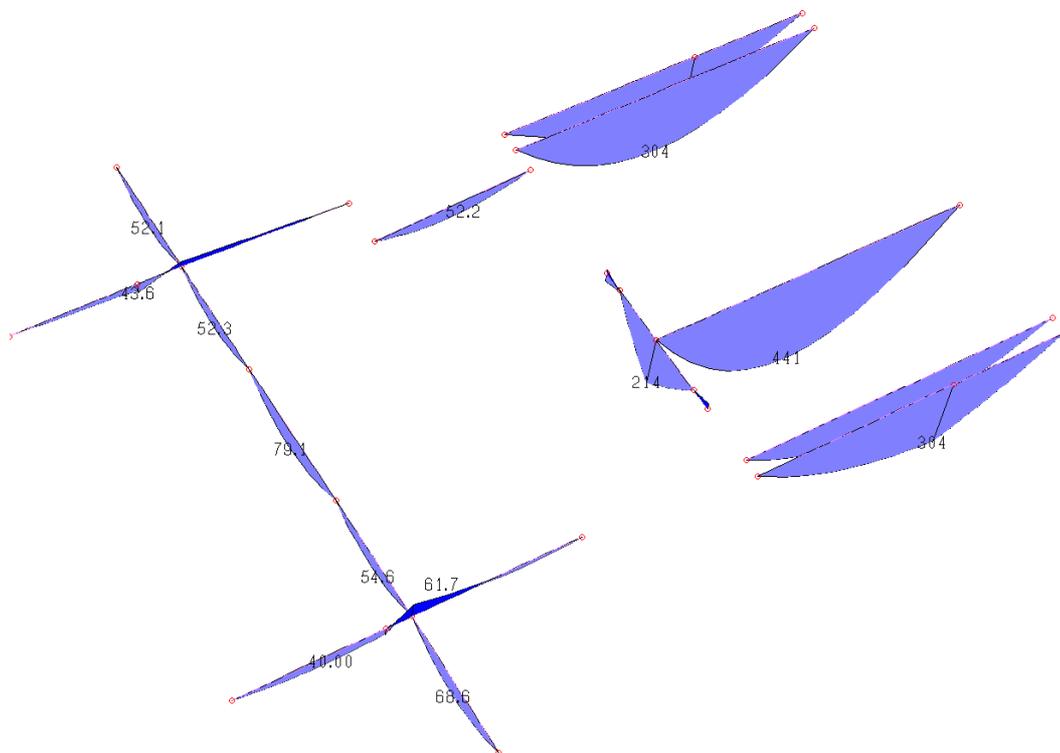
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO SECONDO [KNm]



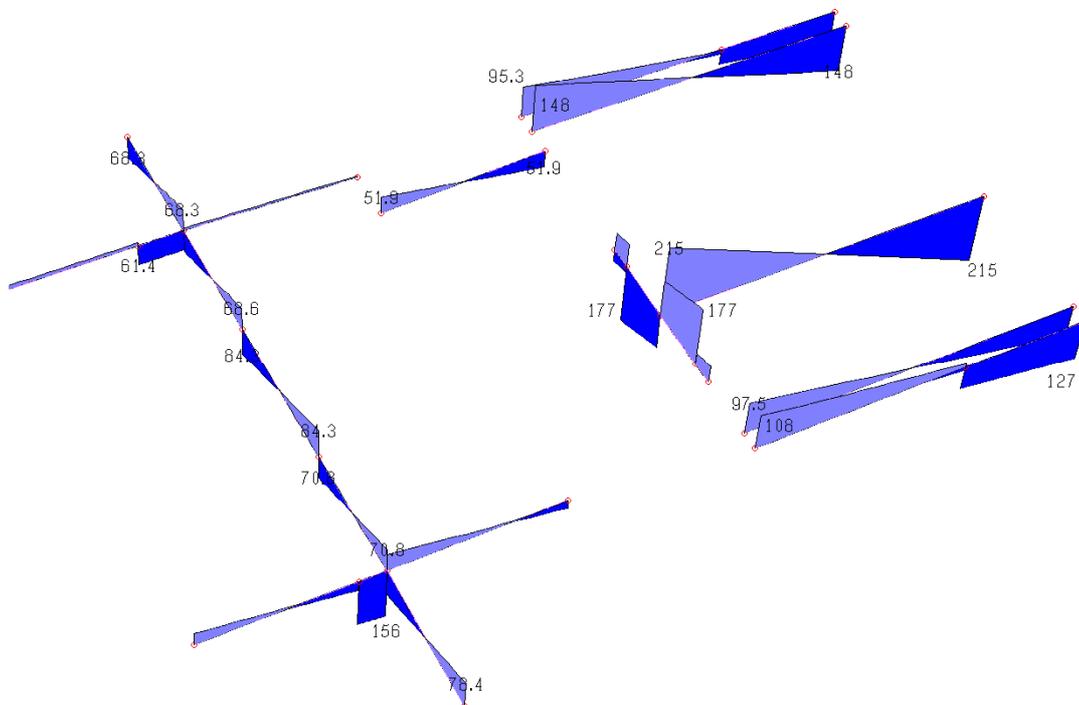
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO SECONDO [KN]



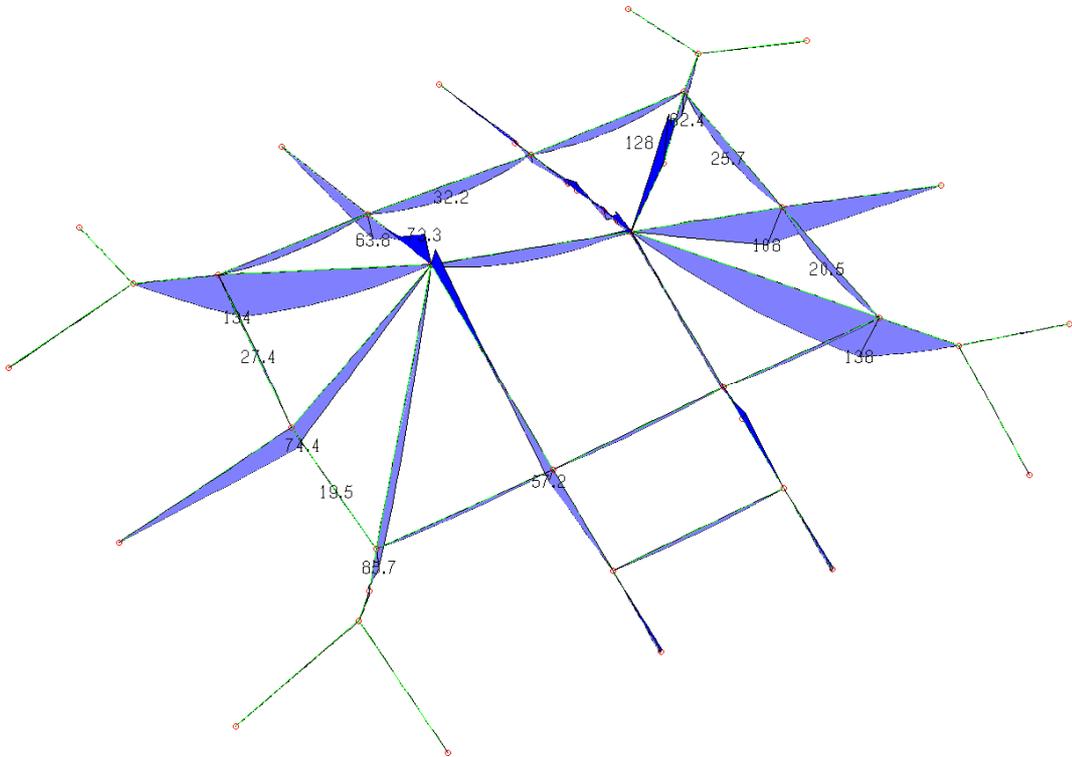
MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI PIANO SOTTOTETTO [KNm]



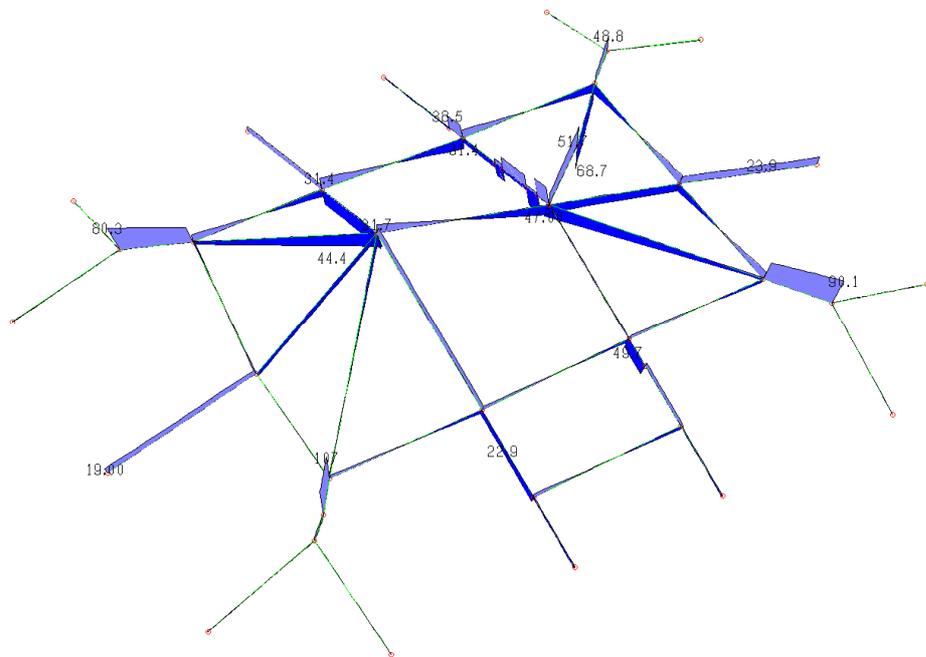
TAGLIO AGENTE TRAVI PIANO SOTTOTETTO [KN]



MOMENTO SOLLECITANTE TRAVI COPERTURA [KNm]



TAGLIO AGENTE TRAVI COPERTURA [KN]



6.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

Per gli elementi strutturali in acciaio della struttura, travi in copertura e travi ai piani inferiori, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

In generale, come si può vedere dalle immagini precedenti, le sollecitazioni agenti sulle travi in acciaio sono state elaborate considerando uno schema di semplice appoggio in favore di sicurezza.

Inoltre sono state considerate le deformazioni, riscontrando la compatibilità delle stesse con la struttura del complesso all'SLE, in accordo con le NTC2008 al capitolo 4.2.4.2.

Il seguente diagramma rappresenta l'indice di utilizzo della struttura, cioè il margine con cui sono verificati i componenti strutturali.

La verifica tiene in considerazione sia la resistenza che la stabilità: viene determinato l'indice di resistenza IR , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza di progetto, e viene determinato l'indice di stabilità IS , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza alla stabilità (euleriana e flesso torsionale ove presente). Gli involuppi di questi due indici rappresentano, appunto, l'involuppo dei due diagrammi di resistenza e stabilità offrendo una visione completa dell'accettabilità del calcolo dal lato delle verifiche.

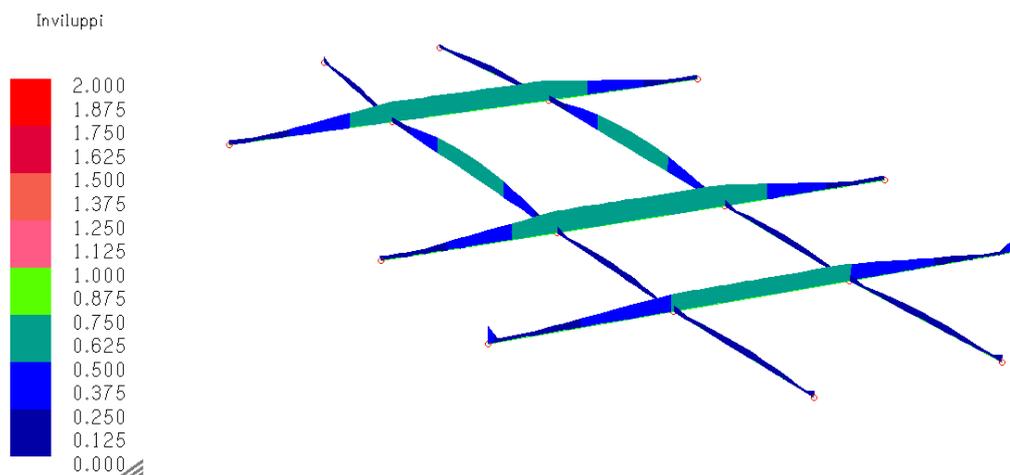
Tali indici rappresentano quindi il rapporto tra le sollecitazioni agenti e la resistenza di progetto offerta dalla struttura: se l'indice risulta minore di 1 (rappresentazione con colori freddi) la struttura è verificata ed è tanto più sovradimensionata quanto più l'indice è basso; se l'indice risultasse maggiore di 1 (rappresentazione con colori caldi) la struttura non è verificata e sarebbe tanto più sottodimensionata quanto più l'indice è alto. Sono perciò accettabili tutte le situazioni che risultano non superiori a 1.

In particolare nelle verifiche di resistenza e stabilità espresse da questo indice, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali,

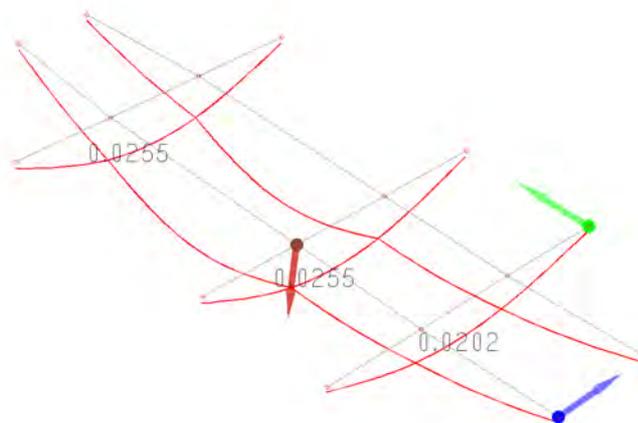
flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

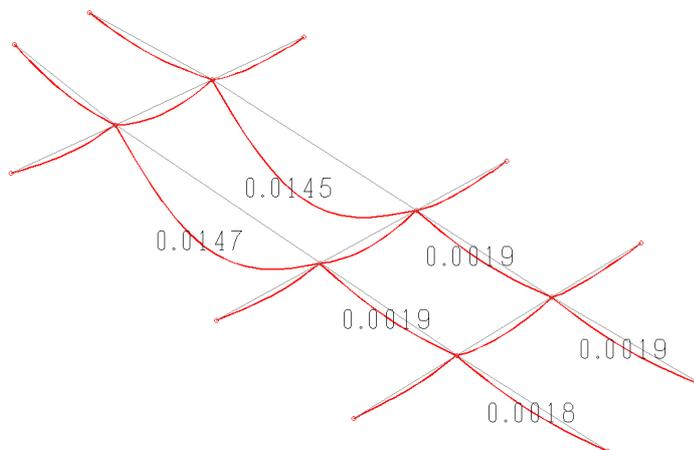
Come si nota dai diagrammi seguenti tutti gli elementi risultano verificati.

Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano secondo

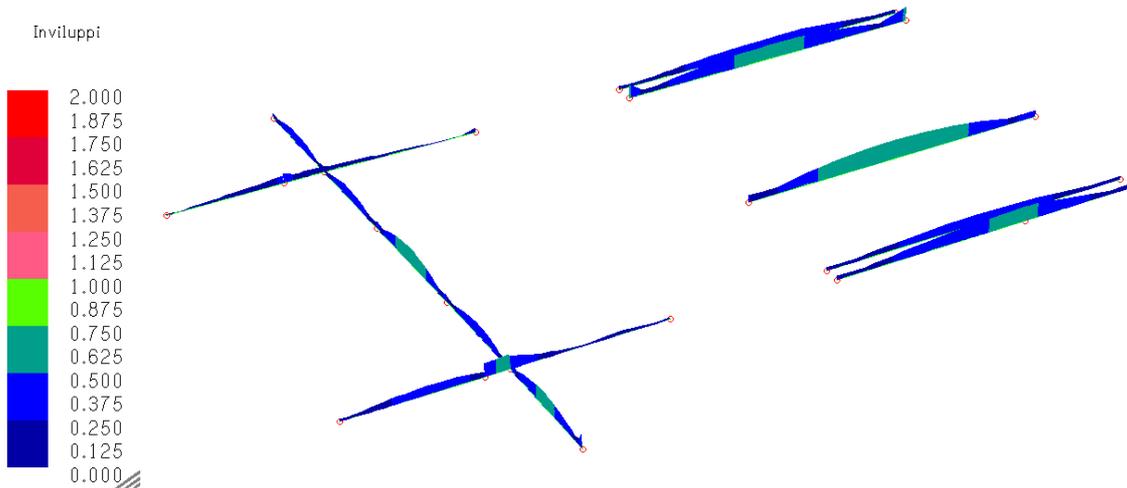


Deformate SLE (combinazione rara) piano secondo

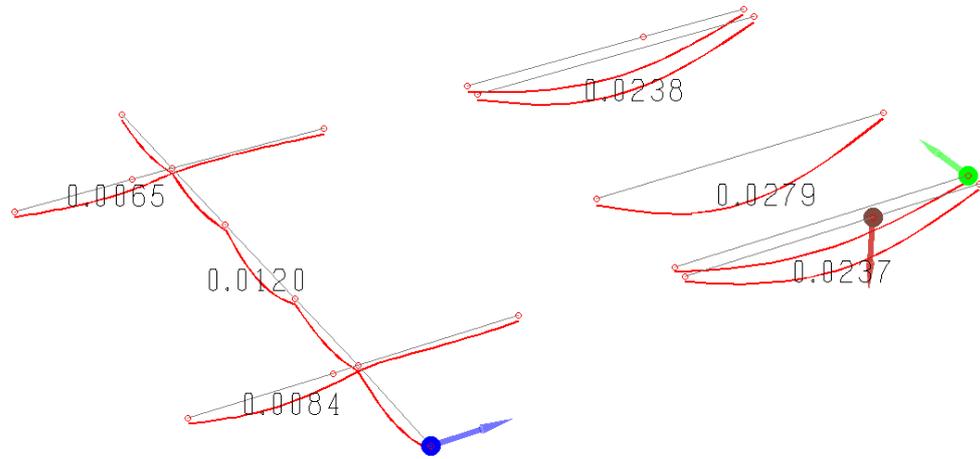




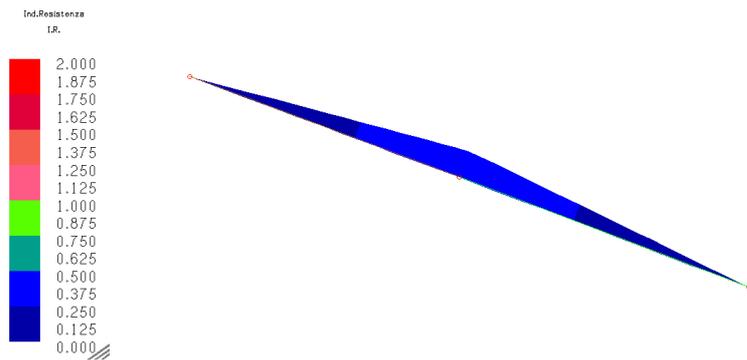
Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano sottotetto

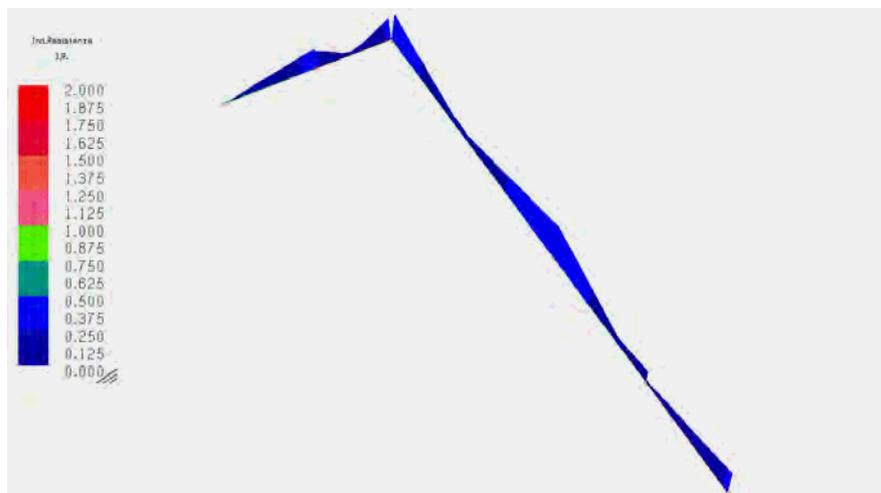


Deformate SLE (cmbinazione rara) piano sottotetto

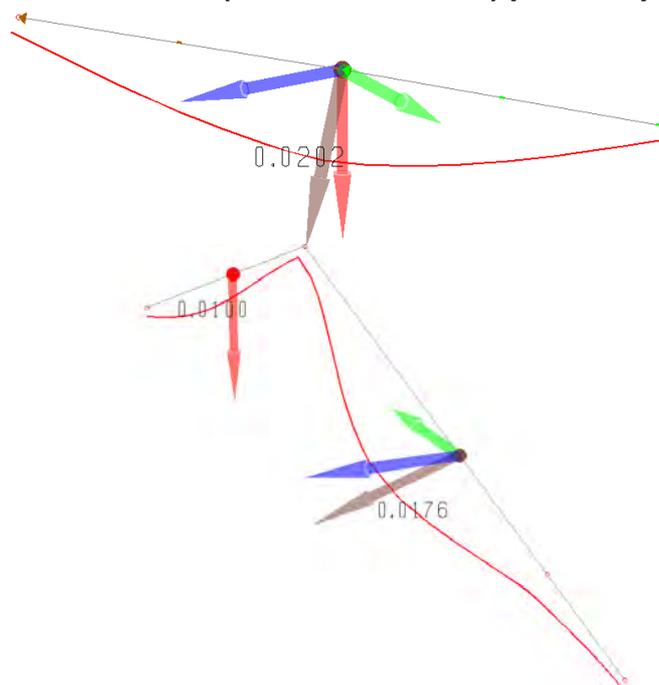


Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità piano copertura





Deformate SLE (cmbinazione rara) piano copertura



6.6 Verifiche di resistenza solaio piano sottotetto in legno

DIMENSIONAMENTO DI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER SECONDO IL METODO AGLI STATI LIMITE
 "SOLAI A SEMPLICE ORDITURA CON SOLO ASSITO"

NR: 1	DATA: 13/11/2013	RIFERIMENTO:	PROGETTISTA:	SIGLA SOLAIO: S55							
FASE 1: SCELTA NORMATIVA		FASE 3: COEFF. CORRETTIVI			FASE 7: DATI PROGETTUALI OTTENUTI <table border="1"> <tr><td>N° travi</td><td>1</td></tr> <tr><td>N° connettori/trave</td><td>15</td></tr> <tr><td>N° connettori/mq</td><td>6</td></tr> </table>	N° travi	1	N° connettori/trave	15	N° connettori/mq	6
N° travi	1										
N° connettori/trave	15										
N° connettori/mq	6										
D.M. 14/01/2008 Coeff. Sic. C. Permanenti γ_G 1,30 Coeff. Sic. C. Variabili γ_Q 1,50 Coeff. Sic. legno Massiccio $\gamma_{M,M}$ 1,50 Coeff. Sic. legno Lamellare $\gamma_{M,L}$ 1,45 Coeff. Sic. Calcestruzzo γ_{cls} 1,50		CLASSE SERVIZIO 1 \rightarrow 1+20* Uaria < 65% K_{def} 0,6 Classe di durata dei carichi C. Permanente C. Accidentale peso proprio > 10 anni media durata K_{mod} 0,6 K_{mod} 0,8									
FASE 2: SCELTA GEOMETRIA		FASE 4: AZIONI		FASE 5: MATERIALI		FASE 6: VERIFICHE					
Sezione Resistente Legno e Cls Spessore CLS s 5 cm Spessore assito gap 2,5 cm Base travi b 14 cm Altezza travi h 20 cm Interasse travi i 55 cm Luce travi L 420 cm		Permanenti Peso proprio $Q_{k,1}$ 171 Kg/m ² Non strutturali $Q_{k,2}$ 200 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 371 Kg/m ² Accidentali Destinazione d'uso Teatri, chiese Variabile $Q_{k,1}$ 400 Kg/m ² Utente $Q_{k,2}$ 0 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 400 Kg/m ² ψ_{21} 0,6 Valore del carico di progetto Perm. + Acc. II $q_{d,II}$ 5,95 Kg/m ² Solo Perm. I $q_{d,I}$ 2,65 Kg/m ² Combinaz. + gravosa Perm. + Acc.		Calcestruzzo Classe Rck30 - C25/30 Modulo Elastico E_d 31476 N/mm ² Viscosità $\phi_{oo,to}$ 2 Legno Classe LAMELLARE GL24h Res. trazione $f_{m,k}$ 24 N/mm ² Res. taglio $f_{v,k}$ 2,7 N/mm ² Modulo el. $E_{0,m}$ 11600 N/mm ² Massa ρ_k 380 Kg/m ³ Connettore a secco AL-FER Rigid. Ultima K_u 7901 N/mm Rigid. Servizio K_{SER} 11852 N/mm Resist. Rottura $f_{u,k}$ 874 N/mm ²		t=0 tempo zero cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -6,03 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ 3,30 N/mm ² ≤ 1,20 rete 6/20x20 Legno tensoflessione 0,67 ≤ 1 VERIFICATO Legno taglio $\tau_{l,max}$ 0,47 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore taglio $F_{conn,max}$ 8934 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione freccia $U_{tot,ist}$ 5,29 mm ≤ L/794 t=∞ tempo infinito cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -4,02 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ 1,25 N/mm ² ≤ 1,20 rete 6/20x20 Legno tensoflessione 0,70 ≤ 1 VERIFICATO Legno taglio $\tau_{l,max}$ 0,49 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore taglio $F_{conn,max}$ 9073 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione freccia $U_{tot,fin}$ 9,02 mm ≤ L/466					
Connessione Diametro Conn. ϕ 16 mm Int. Estremità i_e 250 mm Int. Mezzeria i_m 350 mm Int. Efficace i_{eff} 275 mm Luci estremi $L_{estremi}$ 105 cm Luci centro L_{centro} 210 cm											

POSIZIONAMENTO CONNETTORI A SECCO AL-FER

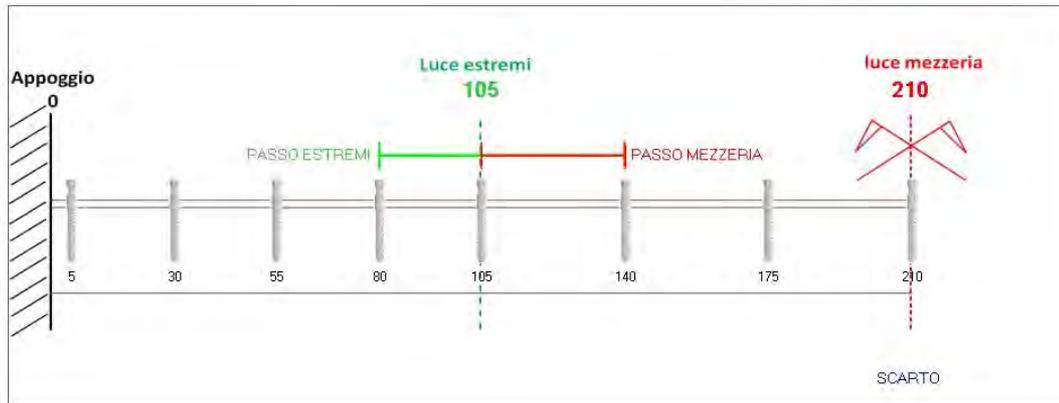
SOLAIO: S55

GEOMETRIA DELLA TRAVE

BASE	=	14 cm
ALTEZZA	=	20 cm
INTERASSE	=	55 cm
LUCE TRAVE	=	420 cm
LUCE ESTREMI	=	105 cm
LUCE MEZZERIA	=	210 cm

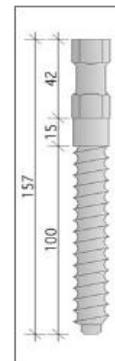
PASSO CONNETTORI AGLI ESTREMI = 25 cm
 PASSO CONNETTORI IN MEZZERIA = 35 cm
 SCARTO = 0,0 cm

N° CONNETTORI ESTREMI = 10
 N° CONNETTORI MEZZERIA = 5
 N° CONNETTORI / TRAVE = 15
 N° CONNETTORI / mq. = 6



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	SIGLA SOLAIO:
SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER	S55

Caratteristiche della connessione: Connettore a secco AL-FER "standard"	
Materiale base del connettore:	Acciaio tipo 9sMnPb36
Res. Caratt. allo snervamento (Su connettore)	$f_{y,k} = 851 \text{ N/mm}^2$
Res. Caratt. di rottura (Su connettore)	$f_{u,k} = 874 \text{ N/mm}^2$
Diametro del connettore:	$\varphi = 16 \text{ mm}$
Lunghezza connettore:	$L_{\text{conn.}} = 157 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nella trave:	$L_w = 100 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nel cls:	$L_c = 42 \text{ mm}$
Resistenze per solai a semplice orditura con "assito continuo"	
Resistenza caratteristica connessione	$R_d = 17245 \text{ N}$
Rigidezza di servizio per unioni legno-cls	$K_{\text{ser}} = 11852 \text{ N/mm}$
Rigidezza ultima per unioni legno-cls	$K_u = 7901 \text{ N/mm}$



1 Normativa di riferimento: D.M. 14/01/2008

Coefficiente Sicurezza Carichi Permanenti	$y_G = 1,30$
Coefficiente Sicurezza Carichi Variabili	$y_Q = 1,50$
Coefficiente Sicurezza Legno LAMELLARE	$y_M = 1,45$
Coefficiente Sicurezza Calcestruzzo	$y_{cls} = 1,50$

2 Dati di progetto:

2.1 Caratteristiche geometriche:

Spessore della soletta	$s = 50 \text{ mm}$
Spessore assito (gap)	$t = 25 \text{ mm}$
base della sezione di legno	$b = 140 \text{ mm}$
altezza sezione di legno	$h = 200 \text{ mm}$
interasse travi di legno	$i = 550 \text{ mm}$
luce di calcolo	$L = 4200 \text{ mm}$
diametro dei connettori	$\varphi = 16 \text{ mm}$
passo dei connettori alle estremità	$i_e = 250 \text{ mm}$
passo dei connettori in mezzzeria	$i_m = 350 \text{ mm}$
passo efficace connettori	$i_{\text{eff.}} = 275 \text{ mm}$

2.2 Caratteristiche materiali:

Legno:

	LAMELLARE GL24h
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. a traz. parall. fibratura	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_v,k = 2,7 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elast. medio parall. alla fibra	$E_{0,\text{mean}} = 11600 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica media	$\rho_{0,m} = 0 \text{ KN/m}^3$
Massa volumica caratteristica	$\rho_{0,k} = 3,8 \text{ KN/m}^3$
Fattore di deformazione	$K_{\text{def}} = 0,6$
Coeff. Mod. azioni accidentali	$K_{\text{mod}} = 0,8$

Calcestruzzo:

	Rck30 - C25/30
Resist. caratt. Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. Cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Res. Media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Res. caratt. Traz.	$f_{ct,k} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
Modulo el. medio secante	$E_{c,m} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica	$\rho_{CLS} = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Coefficiente di Viscosità	$\Phi_{\text{vis. to}} = 2$

2.3 Carichi e combinazione delle azioni:

Peso specifico dei travi e dell'assito impiegato unicamente per determinare il peso proprio	$p_L = p_A = 6,00 \text{ KN/m}^3$
Totale Carichi Permanenti Strutturali	$G_{k,1} = 1,71 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti non Strutturali	$G_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti	$G_k = 3,71 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Variabili	$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto Md/ Kmod

Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa

Nome della combinazione

Momento sollecitante in mezzera della combinazione più severa

Taglio sollecitante in mezzera della combinazione più severa

	II
	PERMANENTI + ACCIDENTALI
M,d =	13,12 kN m
T,d =	12,49 kN

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,03	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	0,67	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		3,30	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,47	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	8934	≤	17245	N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-4,02	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	1,25	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,70	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,49	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	9073	≤	17245	N

4 Verifiche di deformazione:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio:

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{g,ist} + \psi_{21} * u_{q,ist}$

Teatri, chiese

$\psi_{21} =$	0,60
$u_{tot,ist} =$	5,29 mm
L/	794

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q,fin} + \psi_{21} * u_{q,fin}$

$\psi_{21} =$	0,60
$u_{tot,fin} =$	9,02 mm
L/	466

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

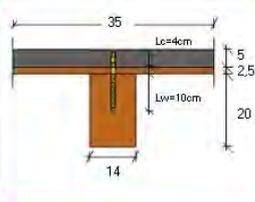
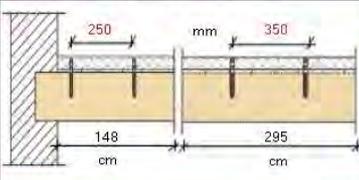
- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

DIMENSIONAMENTO DI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER SECONDO IL METODO AGLI STATI LIMITE "SOLAI A SEMPLICE ORDITURA CON SOLO ASSITO"									
NR: 1	DATA: 13/11/2013	RIFERIMENTO:	PROGETTISTA:						
FASE 1: SCELTA NORMATIVA D.M. 14/01/2008 Coeff. Sic. C. Permanenti γ_G 1,30 Coeff. Sic. C. Variabili γ_Q 1,50 Coeff. Sic. legno Massiccio $\gamma_{M,M}$ 1,50 Coeff. Sic. legno Lamellare $\gamma_{M,L}$ 1,45 Coeff. Sic. Calcestruzzo γ_{CIS} 1,50		FASE 3: COEFF. CORRETTIVI CLASSE SERVIZIO 1 $\rightarrow t=20^\circ$ Umana < 65% K_{def} 0,6 Classe di durata dei carichi C. Permanente C. Accidentale peso proprio > 10 anni media durata K_{mod} 0,6 K_{mod} 0,8							
FASE 2: SCELTA GEOMETRIA Sezione Resistente Legno e CIs Spessore CLS s 5 cm Spessore assito gap 2,5 cm Base travi b 14 cm Altezza travi h 20 cm Interasse travi i 35 cm Luce travi L 590 cm Connessione Diametro Conn. ϕ 16 mm Int. Estremità i_e 250 mm Int. Mezzzeria i_m 350 mm Int. Efficace i_{eff} 275 mm Luci estremi $L_{estremi}$ 148 cm Luci centro L_{centro} 295 cm		FASE 5: MATERIALI Calcestruzzo Classe Rck30 - C25/30 Modulo Elastico E_d 31476 N/mm ² Viscosità $\phi_{oo,to}$ 2 Legno Classe LAMELLARE GL24h Res. trazione $f_{m,k}$ 24 N/mm ² Res. taglio $f_{v,k}$ 2,7 N/mm ² Modulo el. $E_{0,m}$ 11600 N/mm ² Massa ρ_k 380 Kg/m ³ Connettore a secco AL-FER Rigid. Ultima K_u 7901 N/mm Rigid. Servizio K_{SER} 11852 N/mm Resist. Rottura $f_{u,k}$ 874 N/mm ²							
FASE 4: AZIONI Permanenti Peso proprio $Q_{k,1}$ 188 Kg/m ² Non strutturali $Q_{k,2}$ 200 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 388 Kg/m ² Accidentali Destinazione d'uso Teatri, chiese Variabile $Q_{k,1}$ 400 Kg/m ² Utente $Q_{k,2}$ 0 Kg/m ² Totale $Q_{k,tot}$ 400 Kg/m ² ψ_{21} 0,6 Valore del carico di progetto Perm. + Acc II $q_{d,II}$ 3,87 Kg/m ² Solo Perm. I $q_{d,I}$ 1,77 Kg/m ² Combinaz. + gravosa Perm. + Acc		FASE 7: DATI PROGETTUALI OTTENUTI   <table border="1"> <tr><td>N° travi</td><td>1</td></tr> <tr><td>N° connettori/trave</td><td>20</td></tr> <tr><td>N° connettori/mq</td><td>10</td></tr> </table>		N° travi	1	N° connettori/trave	20	N° connettori/mq	10
N° travi	1								
N° connettori/trave	20								
N° connettori/mq	10								
FASE 6: VERIFICHE tempo zero $t=0$ cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -8,45 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ 1,27 N/mm ² ≤ 1,20 rete 6/20x20 Legno <i>tensoflessione</i> 0,79 ≤ 1 VERIFICATO Legno <i>taglio</i> $\tau_{l,max}$ 0,42 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore <i>taglio</i> $F_{conn,max}$ 10643 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione <i>freccia</i> $U_{tot,ist}$ 10,98 mm ≤ L/ 537 tempo infinito $t=\infty$ cls, Estradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -6,30 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO cls, Intradosso cappa $\sigma_{cls,max}$ -0,70 N/mm ² ≤ -14,17 VERIFICATO Legno <i>tensoflessione</i> 0,82 ≤ 1 VERIFICATO Legno <i>taglio</i> $\tau_{l,max}$ 0,43 N/mm ² ≤ 1,49 VERIFICATO Connettore <i>taglio</i> $F_{conn,max}$ 10378 N ≤ 17245 VERIFICATO Deformazione <i>freccia</i> $U_{tot,fin}$ 19,36 mm ≤ L/ 305									

POSIZIONAMENTO CONNETTORI A SECCO AL-FER

SOLAI: S35

GEOMETRIA DELLA TRAVE

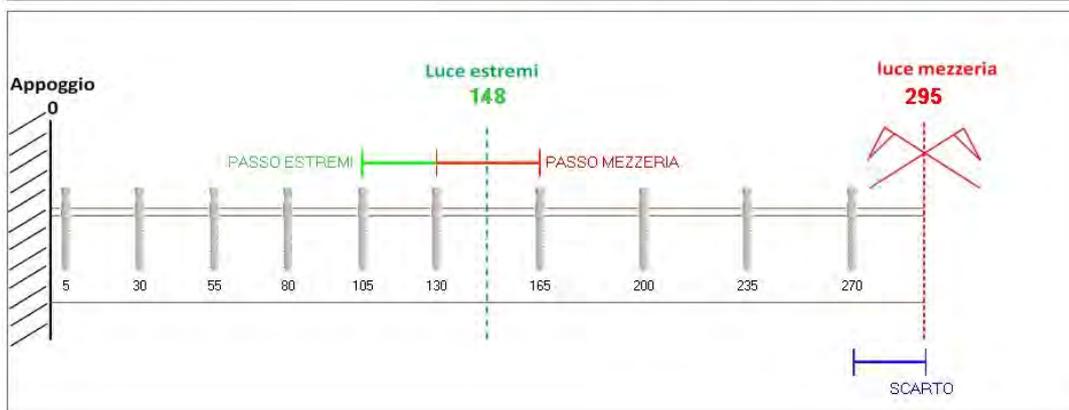
BASE = 14 cm
 ALTEZZA = 20 cm
 INTERASSE = 35 cm
 LUCE TRAVE = 590 cm
 LUCE ESTREMI = 148 cm
 LUCE MEZZERIA = 295 cm

PASSO CONNETTORI AGLI ESTREMI = 25 cm

PASSO CONNETTORI IN MEZZERIA = 35 cm

SCARTO = 25,0 cm

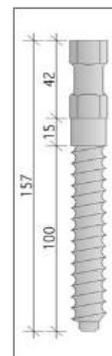
N° CONNETTORI ESTREMI = 12
 N° CONNETTORI MEZZERIA = 8
 N° CONNETTORI / TRAVE = 20
 N° CONNETTORI / mq. = 10



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE SOLAI MISTI LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI A SECCO AL-FER	SIGLA SOLAIO:
	S35

Caratteristiche della connessione: Connettore a secco AL-FER "standard"

Materiale base del connettore:	Acciaio tipo 9sMnPb36
Res. Caratt. allo snervamento (Su connettore)	$f_{y,k} = 851 \text{ N/mm}^2$
Res. Caratt. di rottura (Su connettore)	$f_{u,k} = 874 \text{ N/mm}^2$
Diametro del connettore:	$\varphi = 16 \text{ mm}$
Lunghezza connettore:	$L_{conn.} = 157 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nella trave:	$L_w = 100 \text{ mm}$
Lunghezza di infissione nel cls:	$L_c = 42 \text{ mm}$



Resistenze per solai a semplice orditura con "assito continuo"

Resistenza caratteristica connessione	$R_d = 17245 \text{ N}$
Rigidezza di servizio per unioni legno-cls	$K_{ser} = 11852 \text{ N/mm}$
Rigidezza ultima per unioni legno-cls	$K_u = 7901 \text{ N/mm}$

1 Normativa di riferimento: D.M. 14/01/2008

Coefficiente Sicurezza Carichi Permanenti	$\gamma_G = 1,30$
Coefficiente Sicurezza Carichi Variabili	$\gamma_Q = 1,50$
Coefficiente Sicurezza Legno LAMELLARE	$\gamma_M = 1,45$
Coefficiente Sicurezza Calcestruzzo	$\gamma_{cls} = 1,50$

2 Dati di progetto:

2.1 Caratteristiche geometriche:

Spessore della soletta	$s = 50 \text{ mm}$
Spessore assito (gap)	$t = 25 \text{ mm}$
base della sezione di legno	$b = 140 \text{ mm}$
altezza sezione di legno	$h = 200 \text{ mm}$
interasse travi di legno	$i = 350 \text{ mm}$
luce di calcolo	$L = 5900 \text{ mm}$
diametro dei connettori	$\varphi = 16 \text{ mm}$
passo dei connettori alle estremità	$i_e = 250 \text{ mm}$
passo dei connettori in mezzera	$i_m = 350 \text{ mm}$
passo efficace connettori	$i_{eff.} = 275 \text{ mm}$

2.2 Caratteristiche materiali:

<u>Legno:</u>	<u>LAMELLARE GL24h</u>	<u>Calcestruzzo:</u>	<u>Rck30 - C25/30</u>
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$	Resist. caratt. Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratt. a traz. parall. fibratura	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$	Resist. caratt. Cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$	Res. Media a trazione	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elast. medio parall. alla fibra	$E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$	Res. caratt. Traz.	$f_{ct,k} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica media	$\rho_{0,m} = 0 \text{ KN/m}^3$	Modulo el. medio secante	$E_{c,m} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica caratteristica	$\rho_{0,k} = 3,8 \text{ KN/m}^3$	Massa volumica	$\rho_{CLS} = 25,00 \text{ KN/m}^3$
Fattore di deformazione	$K_{def} = 0,6$	Coefficiente di Viscosità	$\Phi^{\infty, to} = 2$
Coeff. Mod. azioni accidentali	$K_{mod} = 0,8$		

2.3 Carichi e combinazione delle azioni:

Peso specifico dei travi e dell'assito impiegato unicamente per determinare il peso proprio	$p_L = p_A = 6,00 \text{ KN/m}^3$
Totale Carichi Permanenti Strutturali	$G_{k,1} = 1,88 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti non Strutturali	$G_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Permanenti	$G_k = 3,88 \text{ kN/m}^2$
Totale carichi Variabili	$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

STUDIO D'INGEGNERIA Dott.Ing. GIOVANNI BATTISTA SCOLARI

24035 Curno (Bg) - Via R.Ruffilli, 2

Tel. 035463983 , Fax. 035460404, e-mail: studioscolari@studioscolari.net

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto M_d / K_{mod}

Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa

Nome della combinazione

Momento sollecitante in mezzera della combinazione più severa

Taglio sollecitante in mezzera della combinazione più severa

II
PERMANENTI + ACCIDENTALI
M,d = 16,82 kN m
T,d = 11,40 kN

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-8,45	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	0,79	≤	1,20	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		1,27	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,42	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	10643	≤	17245	N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,30	≤	-14,17	N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	-0,70	≤	-14,17	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,82	≤	1,00	
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,43	≤	1,49	N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	10378	≤	17245	N

4 Verifiche di deformazione:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio:

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q,ist} + \psi_{21} * u_{q,ist}$

Teatri, chiese

$\psi_{21} =$ 0,60
 $u_{tot,ist} =$ 10,98 mm
L/ 537

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente = $u_{q,fin} + \psi_{21} * u_{q,fin}$

$\psi_{21} =$ 0,60
 $u_{tot,fin} =$ **19,36** mm
L/ 305

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

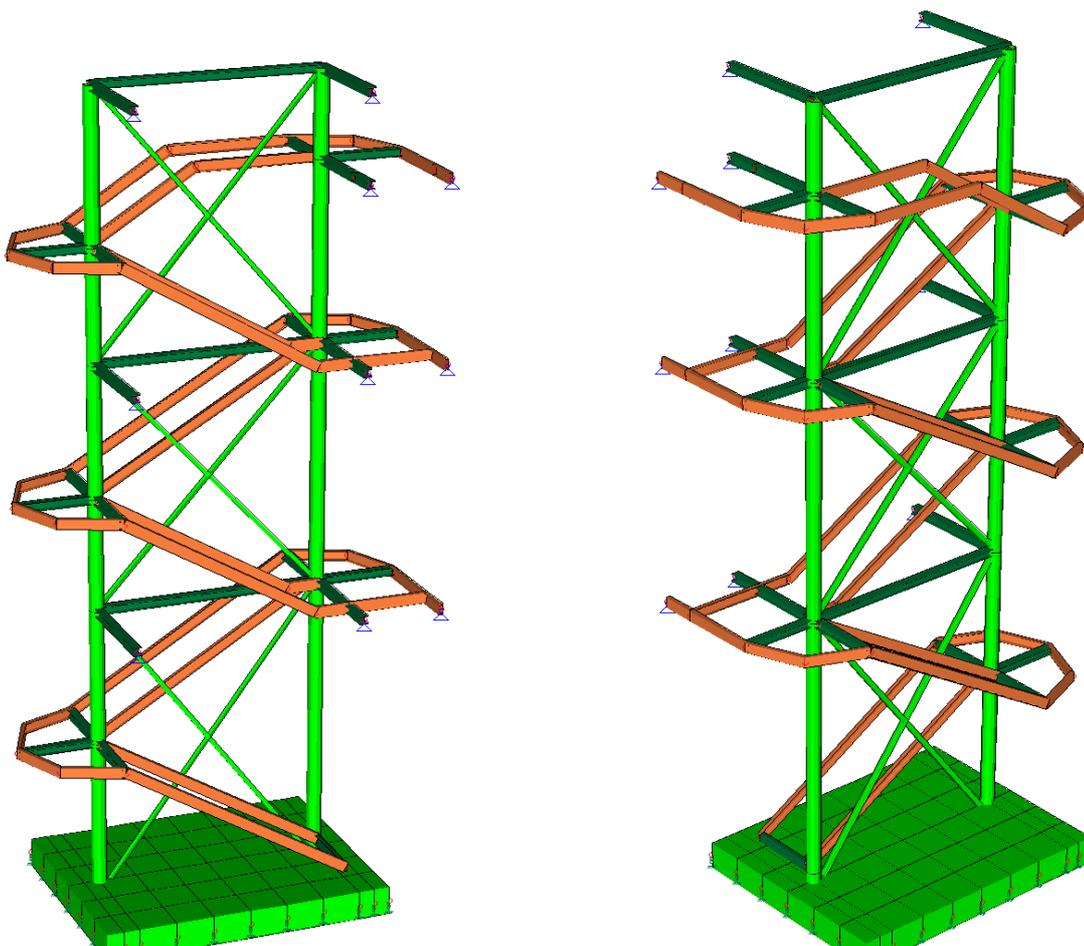
- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

7. Fascicolo dei calcoli scala esterna in acciaio

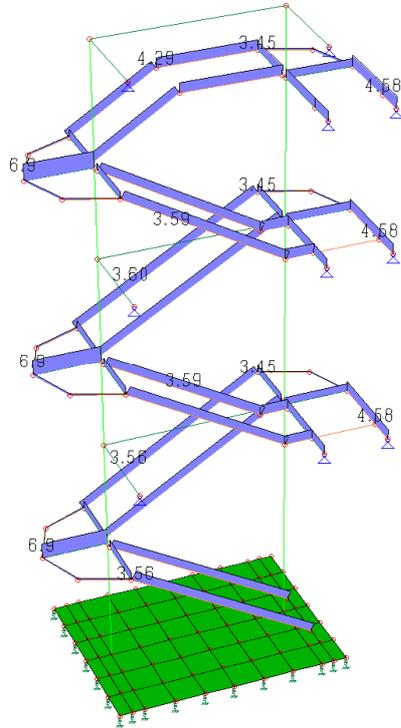
7.1 Sintesi dei risultati

Sulla base dell'analisi statica e sismica condotta si è verificata la rispondenza delle strutture alla normativa vigente, con sollecitazioni di calcolo sempre entro i limiti di resistenza delle membrature.

Si ha in particolare la seguente modellazione strutturale.

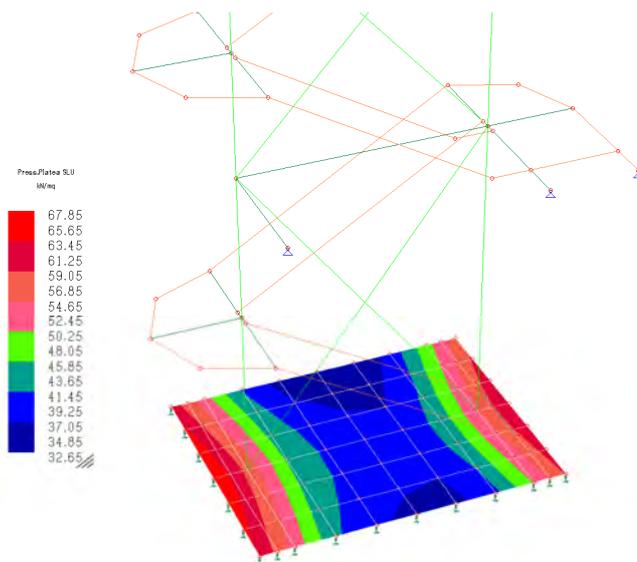


7.2 Carichi agenti

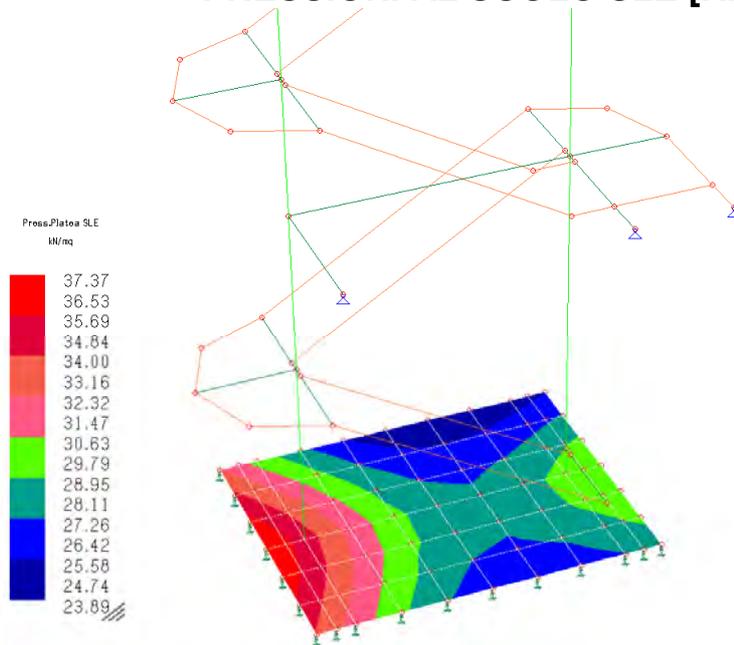


7.3 Pressioni in fondazione

PRESSIONI AL SUOLO SLU [KN/m²]

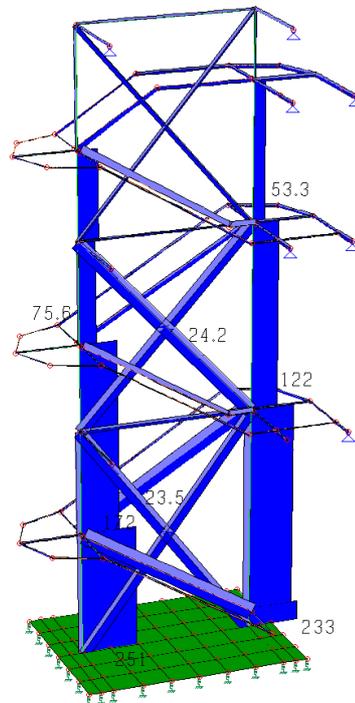


PRESSIONI AL SUOLO SLE [KN/m²]

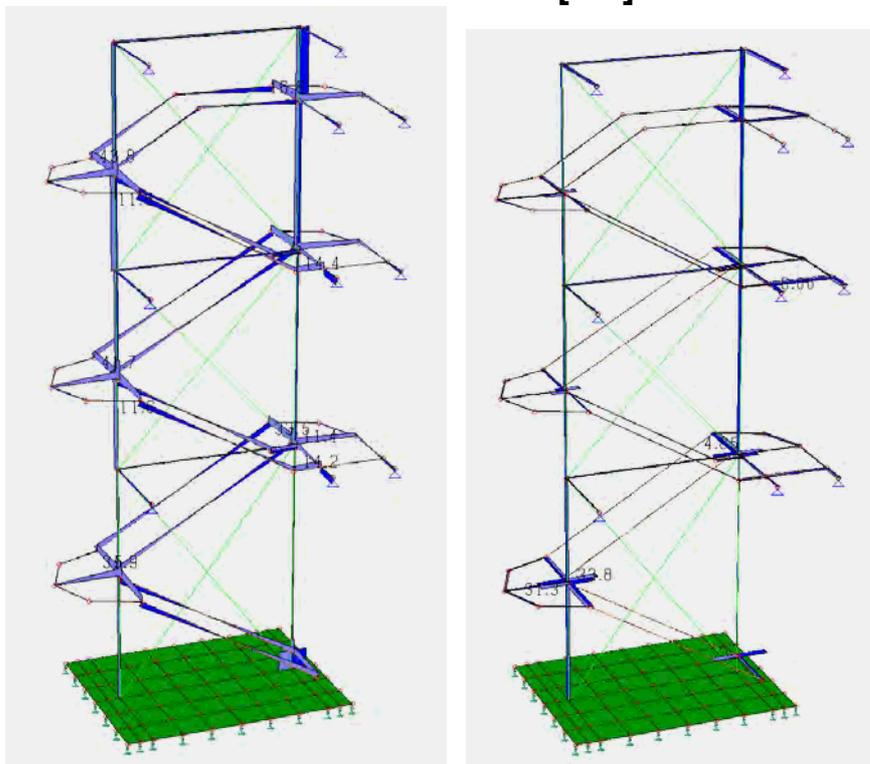


7.4 Sollecitazioni elementi in elevazione

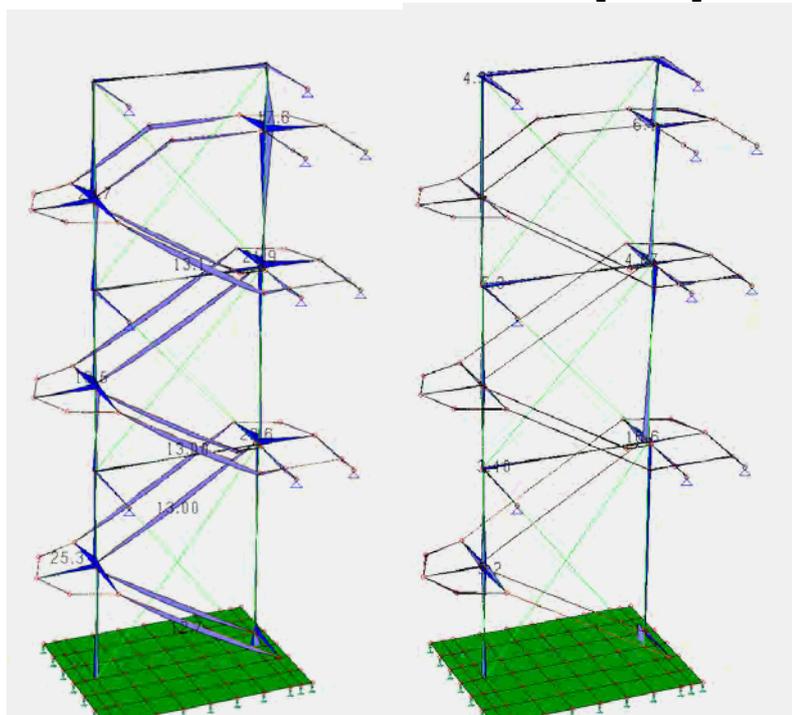
AZIONE ASSIALE AGENTE [KN]



TAGLIO AGENTE [KN]



MOMENTO SOLLECITANTE [KNm]



7.5 Verifiche di resistenza elementi in acciaio

Per gli elementi strutturali in acciaio della scala esterna, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

In generale, come si può vedere dalle immagini precedenti, le sollecitazioni agenti sulle travi in acciaio sono state elaborate considerando uno schema di semplice appoggio in favore di sicurezza. I tubolari in facciata sono considerati travi reticolari e pertanto sono soggetti solamente ad azione assiale; essi trasmettono reazioni direttamente al muro in C.A. sottostante inclinate e pertanto scomponibili in una componente verticale di compressione (o trazione) ed una orizzontale di taglio.

Inoltre sono state considerate le deformazioni, riscontrando la compatibilità delle stesse con la struttura del complesso all'SLE, in accordo con le NTC2008 al capitolo 4.2.4.2.

Il seguente diagramma rappresenta l'indice di utilizzo della struttura, cioè il margine con cui sono verificati i componenti strutturali.

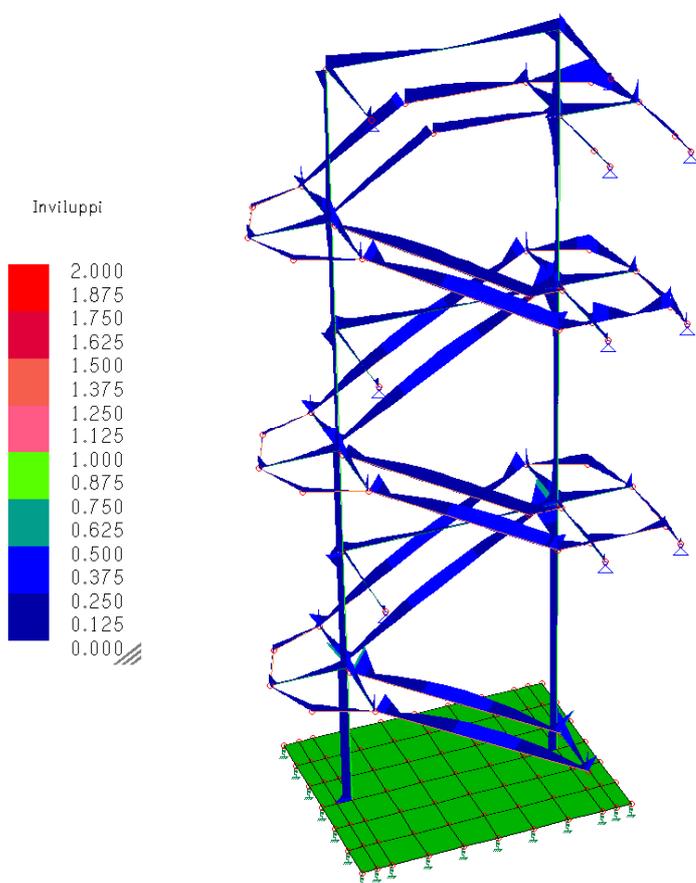
La verifica tiene in considerazione sia la resistenza che la stabilità: viene determinato l'indice di resistenza IR , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza di progetto, e viene determinato l'indice di stabilità IS , ottenuto come rapporto tra la sollecitazione agente esterna e la resistenza alla stabilità (euleriana e flesso torsionale). Gli involuppi di questi due indici rappresentano, appunto, l'involuppo dei due diagrammi di resistenza e stabilità offrendo una visione completa dell'accettabilità del calcolo dal lato delle verifiche.

Tali indici rappresentano quindi il rapporto tra le sollecitazioni agenti e la resistenza di progetto offerta dalla struttura: se l'indice risulta minore di 1 (rappresentazione con colori freddi) la struttura è verificata ed è tanto più sovradimensionata quanto più l'indice è basso; se l'indice risultasse maggiore di 1 (rappresentazione con colori caldi) la struttura non è verificata e sarebbe tanto più sottodimensionata quanto più l'indice è alto. Sono perciò accettabili tutte le situazioni che risultano non superiori a 1.

In particolare nelle verifiche di resistenza e stabilità espresse da questo indice, sono stati controllati i dati per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dalle azioni assiali, flettenti e di taglio, nelle combinazioni possibili, in termini di resistenza e di stabilità, in accordo con le procedure previste dalle NTC2008 al capitolo 4.2.4.1.

Come si nota dai diagrammi seguenti tutti gli elementi risultano verificati.

Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità scala



8. Informazioni sull'analisi svolta con l'ausilio del software MASTERSAP

8.1 Tipo di analisi svolta e combinazioni di carico

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Intestazione del lavoro	EDIFICIO MUNICIPALE - Azzano San Paolo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Azzano san Paolo
ag/g	0.1495
F0	2.46
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	8%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	30
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.25
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo del codice di calcolo: MasterSap;

Autore, produttore e distributore: AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go);

Versione: MasterSap 2012 s.p.1.2

Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso: Concesso in licenza a Scolari Giovanni Battista; numero di licenza 29863

8.3 Affidabilità del codice di calcolo

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di

grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidità elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidità geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da

MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.

8.4 Validazione dei codici di calcolo

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

8.5 Presentazione dei risultati

Questa parte richiede di precisare una serie di proprietà che possono essere ricavate in forma grafica direttamente da MasterSap. In particolare:

- Deformazioni (statiche e dinamiche)
- Deformazioni relative
- Frecce
- Sollecitazioni
- Pressioni sul suolo
- Effetti II ordine
- Masse eccitare
- Modi propri di vibrazione

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

I METODI DI CALCOLO

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il

contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato). Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo. Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involucri viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F*L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F*L$);
- U_Z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F*L/L$);

- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

Il programma calcola le tensioni (F/L2) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S11;
- S22;
- S33 (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S12;
- Smax;
- Smin;
- Angolo.

La tensione S33 è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni Smax e Smin rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di Smax. In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S11, S22, S33, S12 nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

PLINTI

La procedura calcola le rigidità del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X, Y, Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidità alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidità alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidità alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidità alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidità alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato,

che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

8.6 Informazioni generali sull'elaborazione

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MasterSap, prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). E' stato utilizzata un'analisi lineare statica e dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo ed esercizio secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Elaboratore utilizzato:

Computer	Intel® Core™ i7-3770 CPU @ 3.40GHz 3.40GHZ 8.00 Gb di RAM, Sistema operativo a 64 bit
Sistema	Microsoft Windows 7 Professional Versione 2009 Service Pack 1

8.7 Giudizio motivato sull'accettabilità dei calcoli

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso

sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Il progettista Dott. Ing. Giovanni Battista Scolari inoltre dichiara di aver provveduto a sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli eseguiti con semplici calcoli con metodi tradizionali, in particolare: e' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati. Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.