

Regione Piemonte
Provincia di Cuneo

J

Comune di

SOMMARIVA DEL BOSCO

**ADEGUAMENTO STATICO DEL
COMPLESSO SCOLASTICO
"GIOVANNI ARPINO"**

Doc VVS S

*PROGETTO DI FATTIBILITA'
TECNICA ED ECONOMICA*

SCALA: -

DATA: **06/2020**

COM. AS_2006

REV. _____

FILE: _____

**VALUTAZIONE DELLA
VULNERABILITA' SISMICA
EDIFICIO SCOLASTICO**

Progetto:



Studio Tecnico Associato

Arch. A. Vergnano - Ing. A. Camelliti - Arch. A. Di Gregorio - Arch. S. Arena

Corso Peschiera 136, 10138 Torino

Tel 011 0361986

Fax 011 0361987

e-mail studio.as32@gmail.com

Responsabile Unico del Procedimento: **Geom. Aldo G. Pugnetti**

1. Oggetto

La presente relazione tecnica è relativa alla valutazione della vulnerabilità sismica con riferimento al D.M. 17.01.2018 Cap. 8 e Circolare C.S.LL.PP n. 7/2019 dell'edificio sito in via Giansana n 37 a Sommariva del Bosco (CN), condotta per conto del Comune di Sommariva del Bosco.

2. Analisi storico-critica e descrizione generale dell'edificio

2.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio è attualmente in uso per attività scolastiche di vario livello (l'edificio è sede dell'Istituto Comprensivo Giovanni Arpino), si sviluppa su tre piani fuori terra e un piano interrato e presenta struttura a telaio in c.a..



Immagine aerea Google Earth

La georeferenziazione ha permesso di desumere le seguenti coordinate geografiche del sito attraverso l'applicativo GIS di ARPA Piemonte:

L'edificio si sviluppa in un'area posta nella zona periferica residenziale del paese ad una quota s.l.m. di circa 261 m, risultando isolato e non interagente con le strutture limitrofe.



Vista dell'ingresso del complesso scolastico

L'edificio si sviluppa per tre piani fuori terra e un piano interrato ove sono presenti diversi locali non utilizzati, la mensa ed aree destinate ad archivio/deposito.

La struttura portante è costituita da:

- elementi verticali (pilastri) ed orizzontali (travi) in calcestruzzo armato;
- solai di calpestio latero cemento;
- struttura di copertura diversificata, con porzioni realizzate con telaio in c.a. e solaio in latero-cemento e porzioni realizzate recentemente con orditura in legno lamellare incollato su elementi verticali costituiti dai pilastri in c.a.;
- muri di tamponamento con muratura a cassa vuota e finitura diversificata, con porzioni a faccia vista e porzioni ad intonaco tinteggiato;
- tramezze divisorie in laterizio forato;
- scala esterna di emergenza realizzata in c.a. successivamente alla edificazione del fabbricato.

Ad esclusione della scala esterna e delle porzioni di tetto ricostruite, l'edificio è stato realizzato in unica soluzione. Non vi sono discontinuità temporali e sono presenti giunti strutturali di dilatazione posti nella manica lunga del fabbricato.

2.2 Condizioni d'uso e livello di sicurezza della costruzione

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo per la quale è stata progettata.

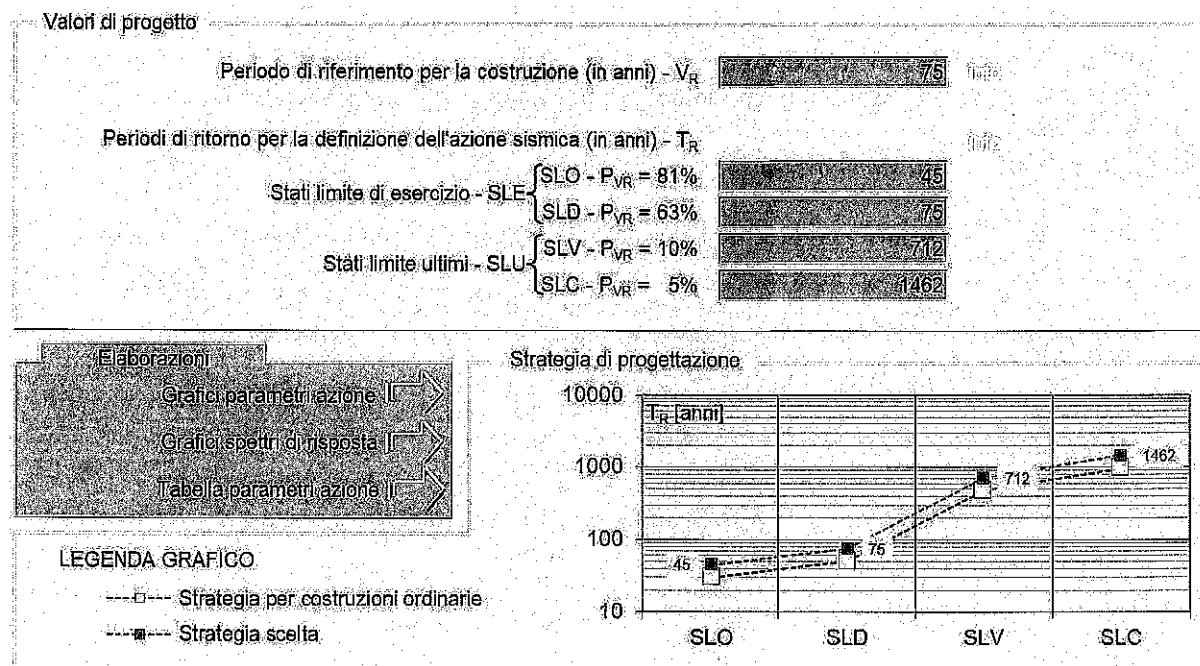
La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella seguente tabella:

	TIPO DI COSTRUZIONE	VITA NOMINALE
1	Opere provvisorie, strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie e opere infrastrutturali normali	≥ 50
3	Grandi opere e opere infrastrutturali di importanza strategica	≥ 100

Si ottiene pertanto:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

Che corrisponde ad un tempo di ritorno agli stati limite considerati pari a quelli riportati nella seguente tabella, con evidenziata la strategia di progettazione in confronto a costruzioni di tipo ordinario:



2.3 Analisi storico-critica

Sull'edificio non sono stati reperiti documenti e/o atti relativi alla sua costruzione/edificazione. Sulla base delle informazioni fornite dalla S.A., tutti i documenti depositati presso gli uffici provinciali sono andati persi per eventi calamitosi.

Dai pochi documenti rinvenuti è emerso che l'edificio è stato costruito nei primi anni 60 del secolo scorso come sede del seminario dei Padri Giuseppini.

Analisi della documentazione

La documentazione disponibile utilizzabile nella valutazione di vulnerabilità sismica risulta costituita da:

- Elaborati grafici architettonici forniti dall'Ufficio Tecnico del Comune;
- Certificato di Collaudo Statico del 07.09.1988 a firma dell'Ing. Piero Rittà relativo alla realizzazione del vano ascensore, di due rampe di scale per l'accesso al secondo piano da primo piano e la costruzione di una vasca di raccolta acqua realizzati su progetto (e direzione lavori) dell'Ing. Giuseppe Oddenino e realizzate dalla ditta SO.GE.A. S.r.l. di Palermo;
- Verifica statica dell'Ing. Fabio Pedrinola del 31.08.2004 a seguito di prova di carico su solaio eseguita dalla ditta 4EMME S.p.A. di Bolzano (rapporto di prova prot. 2398/TO). In tale occasione, l'Ing. Pedrinola rilevava criticità sul solaio di copertura in travetti

Per l'edificio in esame non è disponibile il progetto strutturale del fabbricato. Non è esatto possibile disporre degli schemi di armatura e delle carpenterie di dettaglio.

Sulla base della documentazione disponibile ed in funzione della campagna di indagini e di rilievi condotti in situ, si ricade nel livello di conoscenza accurata LC1 secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 e dalla Circolare n. 7/19.

I dati richiesti per raggiungere il livello di conoscenza LC1 sono definiti in Tab. (1.26), estratta dalla Circolare n. 7/19.

Per l'edificio in oggetto caratterizzato da una struttura portante in c.a., la stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza, verranno considerate le indicazioni, relative alle costruzioni esistenti in cemento armato.

Tabella C8.5.IV - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato

Coerentemente con le indicazioni normative è stata progettata una campagna di indagini sugli elementi strutturali sismo-resistenti in grado di soddisfare i suddetti requisiti. La mancanza di elaborati progettuali da cui sia possibile estrapolare dettagli costruttivi non consente il raggiungimento di livelli di conoscenza superiori a LC1

Di conseguenza, per gli elementi in c.a. dalla normativa:

“LC1: Conoscenza accurata

LC1: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, poiché non si dispone dei disegni costruttivi i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un progetto simulato (con riferimento al § C8.5.2) e con indagini limitate in-situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (i dati raccolti devono essere tali da consentire verifiche locali di resistenza), poiché non si dispone di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (provenienti dai disegni costruttivi o dai certificati di prova) si siano adottati i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da prove limitate in-situ sugli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$. La valutazione della sicurezza è, in genere, eseguita mediante analisi lineare, statica o dinamica; le informazioni raccolte devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo

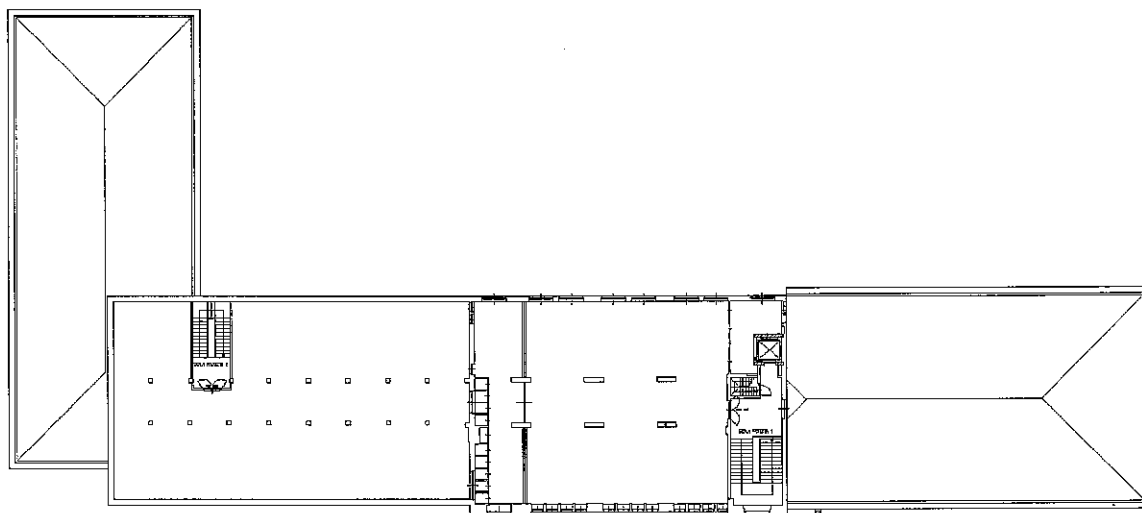
Si riporta l'estratto dalla normativa che definisce orientativamente il numero delle prove da effettuarsi per i vari livelli di conoscenza nel caso di strutture in c.a.:

3.3 Stima del livello di conoscenza e del fattore di confidenza

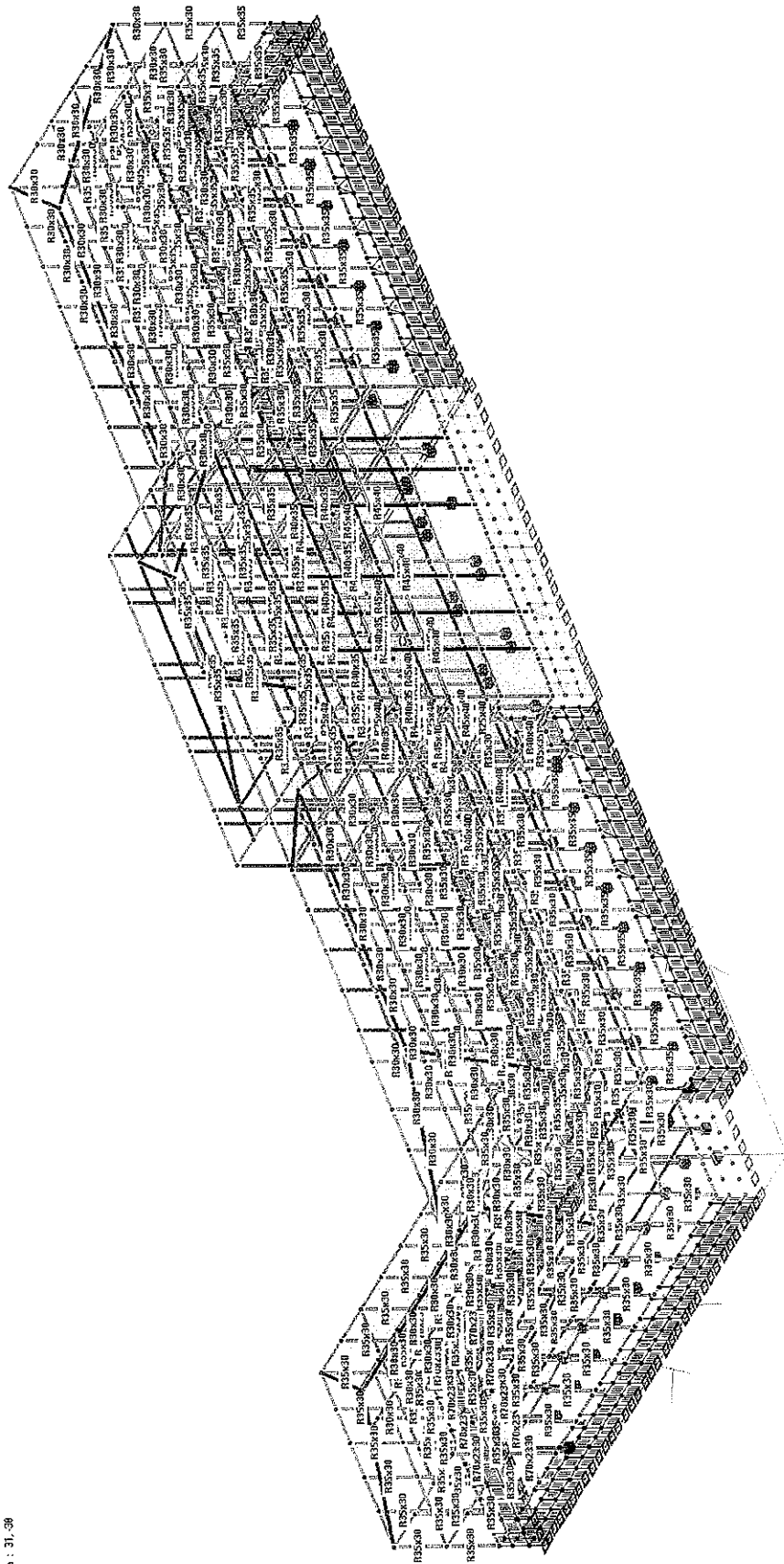
Sulla base delle indagini effettuate ed in base alla documentazione disponibile è possibile assumere un livello di conoscenza accurato pari a LC1 corrispondente ad un fattore di confidenza sui materiali pari a $FC=1.35$.

3.4 Descrizione strutturale dell'edificio

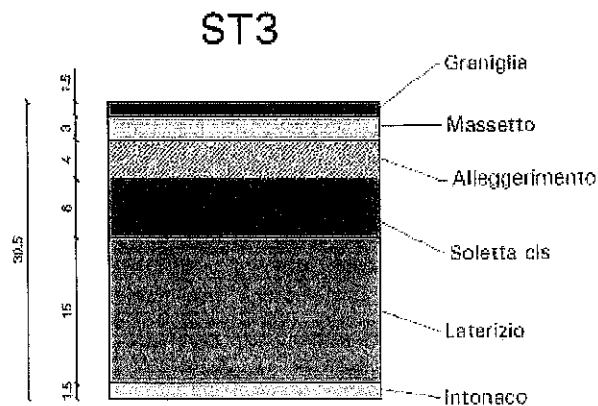
L'edificio risulta costituito da una struttura con ossatura portante verticale e orizzontale in calcestruzzo armato, solai di calpestio in latero cemento, coperture diversificate per aree con presenza di porzioni realizzate con telaio in c.a. e solaio in latero-cemento con rinforzi in acciaio, telaio e solaio in latero-cemento e orditure di nuova realizzazione in legno lamellare. Ha una forma a L con ed è racchiudibile in un rettangolo avente le dimensioni in pianta di circa 96x42 m con due corpi rettangolari aventi rispettivamente dimensioni in pianta di circa 42x16 e 80x19 m.



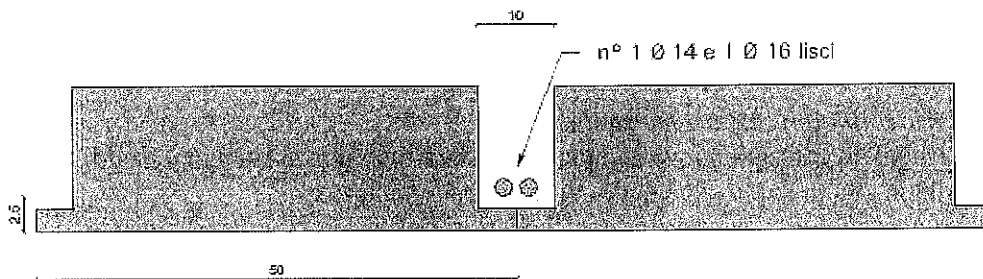
Non vi sono situazioni di particolare singolarità sul piano strutturale, l'architettura del fabbricato è piuttosto semplice e regolare. La maglia dei pilastri è strutturata con file perimetrali e doppia fila di pilastri di spina, determinando un certo infittimento. La sezione dei pilastri è sempre rettangolare con rastrematura su ogni piano. Le travi sono quasi tutte in spessore di solaio.



etudo : 31_09



Armatura dei travetti di ST1 - ST2 - ST3



Questa tipologia consente di definire gli impalcati “infinitamente rigidi”, con le conseguenti semplificazioni di calcolo.

L’interasse tra i travetti è pari a 50 cm e gli stessi hanno una larghezza di 10 cm.

3.9 Regolarità in pianta ed in alzato

Si procede effettuando una verifica di regolarità geometrica dell’edificio secondo il punto 7.2.1. del DM 2018.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

4.2 Caratterizzazione dei materiali

Le proprietà di progetto dei materiali sono state definite a partire dalle conoscenze ottenute dai documenti a disposizione, dalle prove sperimentali e dalle indagini in-situ effettuate.

Caratteristiche del calcestruzzo

E' stata determinata attraverso una campagna di indagini, riassunta al precedente paragrafo 3 e riportata dettagliatamente nell'allegato alla presente.

La campagna di indagini sul calcestruzzo è stata condotta attraverso:

- Estrazione di carote e prove di compressione;
- Misure ad ultrasuoni
- Misure sclerometriche

Queste ultime non sono state considerate ai fini della determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo ma sono risultate necessarie per l'elaborazione dei dati.

I valori risultanti delle prove su carote sono stati elaborati statisticamente mediante i seguenti criteri:

Metodo A.C.I. (American Concrete Institute) 214.4-R03

Calibrata su calcestruzzi di caratteristiche medie e carote di diametro pari a 100 mm, è una delle espressioni più complete disponibili in letteratura per la trasformazione della resistenza di carota in resistenza in opera:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d$$

dove:

- f_{core} : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione, espressa in MPa;
- $F_{l/d}$: correzione per forma e umidità del provino, pari a ($\alpha = 4.3 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^2/\text{N}$):
 - $1 - (0.130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per umidità del provino come prelevato;
 - $1 - (0.117 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per provino immerso per 48 h in acqua;
 - $1 - (0.144 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per provino conservato in aria secca;
- F_{dia} : correzione per diametro della carota, pari a:
 - 1.06 per diametro pari a 50 mm;
 - 1.00 per diametro pari a 100 mm;
 - 0.98 per diametro pari a 150 mm;
- F_{mc} : correzione per umidità, pari a:
 - 1.00 per umidità pari alla condizione di prelievo;
 - 1.09 per provino immersa 48 h in acqua;
 - 0.98 per provino conservato in aria secca;
- F_d : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1.06.

- f_{core} : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione;
- F_l/d : correzione per snellezza del provino, pari a: $0.83 + (1 - 0.83) (1 / D - 1)$
- F_d : correzione per il disturbo, pari a $1 / 0.85$.

Le diverse normative sopra indicate poi usano metodi diversi per passare dal valore medio al valore caratteristico.

I valori risultanti delle prove Sonreb sono state preventivamente elaborate dal laboratorio di analisi, con i criteri Rilem, Giacchetti, Di Leo e Gasparik.

La tabella riportata nella pagina seguente riporta e compara tutti i risultati delle prove, ricavando un valore caratteristico:

I valori utilizzati per il calcolo sono riportati di seguito:

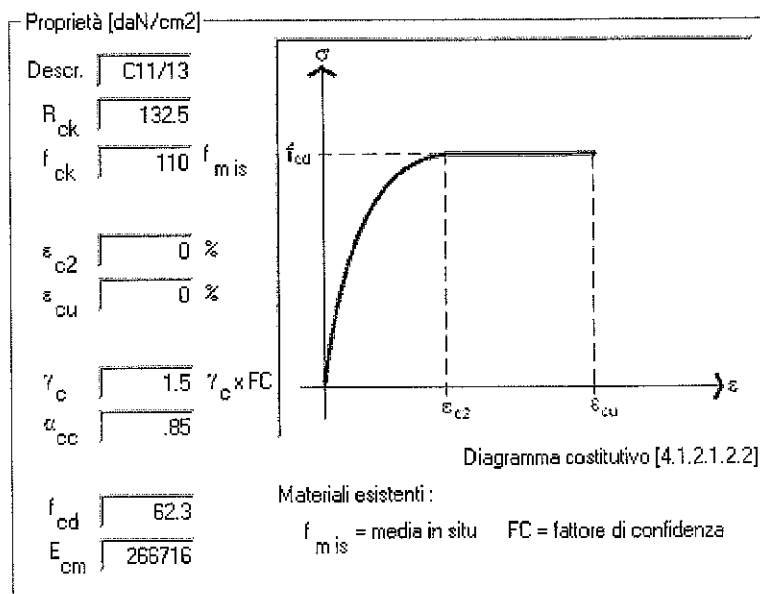
Calcestruzzo

Modulo di elasticità normale: $E = 30000 \text{ MPa}$
 Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 13 \text{ MPa}$
 Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 11 \text{ MPa}$

Avendo impiegato il fattore di confidenza $FC = 1.35$

Il fattore di sicurezza parziale relativo al calcestruzzo $\gamma_m = 1.5$ viene applicato per la determinazione del valore di resistenza di compressione di progetto f_{cd} .

Il legame costitutivo tensione-deformazione considerato è quello a parabola rettangolo riportato nella figura sottostante.



Legame costitutivo del calcestruzzo

Caratteristiche dell'acciaio

Dalle prove condotte sulle barre di armatura prelevate, si è potuto valutare valori caratteristici della tensione a snervamento e rottura dell'acciaio pari a 314 MPa e 432 MPa, come evidenziato nella tabella di fianco. L'applicazione del fattore di confidenza porta a impiegare rispettivamente valori di tensione di snervamento e rottura pari a 232 e 320 MPa

Si rimanda alla documentazione allegata per i dettagli sulle prove effettuate.

Acciaio	
f_y	f_t
MPa	MPa
303.00	413.00
410.00	584.00
401.00	586.00
419.00	600.00
383.25	545.75
46.77	76.89
314.03	431.95
232.62	319.96

La tabella che segue riporta l'evoluzione delle principali indicazioni normative intervenute nel tempo per la classificazione degli acciai d'armatura:

Azione della neve

Per la valutazione dell'azione di progetto statica della neve si è seguito il paragrafo 3.4.1 del D.M. 17.01.2018.

Neve - CDM DOLMEN e omnia IS 19 - c:\dolmen19\lavori\SOM_01

Carico neve al suolo

Regione: Piemonte

Provincia: Cuneo (Zona I Alpina)

Comune: SommarivaDelBosco

Altitudine di riferimento [m]: 298

Periodo di ritorno: 50 anni

Carico neve al suolo q_{sk} [kN/m²]: 1.6229

Coeff. di esposizione: 1.0

Coeff. termico: 1.0

Casi particolari

Crea relazione

kN, m

Chiudi Calcola

Cop ad una falda | Cop a due falde | Cop a più falde | Cop cilindrica

Carico neve sulla copertura [kN/m²]

$\mu_1(\alpha_1)$ q_{sk} : 1.2983

senza vento

$0.5\mu_1(\alpha_1)$ q_{sk} : .6492

con vento

$\mu_1(\alpha_1)$ q_{sk} : 1.2983

con vento

$\mu_1(\alpha_2)$ q_{sk} : 1.2983

$\mu_1(\alpha_2)$ q_{sk} : 1.2983

$0.5\mu_1(\alpha_2)$ q_{sk} : .6492

μ	μ_1	$0.5\mu_1$
$q_{e(A)}$ [kN/m]	.73	.091
$q_{e(B)}$ [kN/m]	.73	.091

Tuttavia, a vantaggio di sicurezza, si è assunto come valore di progetto un carico ripartito verticale pari a:

$$q_{neve} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Azione del sisma

Caratteristiche geomorfologiche

Per quanto riguarda la caratterizzazione Geologica-Fisica del terreno su cui è fondato l'edificio in oggetto, si è fatto riferimento ai risultati delle indagini condotte.

Tale documento riporta come categoria di sottosuolo quella indicata nel D.M. 17-01-2018 con la lettera C.

C A -	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
C B -	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti
C C -	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti
C D -	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti
C E -	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m

Caratteristiche geomorfologiche

Essendo il sito posto su terreno pianeggiante, come anche risulta dalla relazione geologica, si assume una categoria topografica T1. (come indicato dal D.M. '18 nella tabella seguente)

Tab.3.2.V _ Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica

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

Analisi dei carichi derivanti dagli orizzontamenti

Tutti i solai sono costituiti da travetti con pignatte di alleggerimento e soletta superiore di completamento. Come evidenziato dalle stratigrafie analizzate in precedenti indagini, è possibile determinare i seguenti valori medi da impiegare per il calcolo dei carichi permanenti derivanti dai solai:

Per i solai del tipo 15+7 e 15+8, si assume un valore di carico pari a **3.55 kN/m²**, composto da:

- 8 cm calcestruzzo: 2 kN/m²;
- Travetti 0.10x0.15: 0.75 kN/m²;
- Pignatte: 0.8 kN/m².

Per quanto riguarda i carichi variabili e permanenti non strutturali riferiti agli elementi divisorii interni si è fatto riferimento alle tabelle contenute nel cap. 3 del D.M. 17/01/18 e di seguito riportate.

In particolare per i solai di interpiano si è preso il valore relativo alla categoria C1 (scuole) in quanto corrispondente alla destinazione d'uso della struttura.

Per il sottotetto si è fatto riferimento alla categoria H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione).

Per le scale ed i ballatoi si è fatto riferimento alla categoria C nel relativo campo di applicazione (ambienti suscettibili di affollamento quali balconi, ballatoi, scale comuni ecc....).

Per il peso degli elementi divisorii interni, facendo riferimento alla tabella riportata nel DM 2018, si è proceduto a calcolare l'effettiva incidenza dei tamponamenti distribuendola opportunamente sull'area di influenza del solaio. A valle di tale considerazione è emerso che tale incidenza è riconducibile al carico distribuito riportato in seconda riga della tabella 3.1.3.1. riportata in seguito.

Carico dei divisorii:

- | | |
|--|-------------------------------|
| - per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$; |
| - per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$. |

Carichi sugli impalcati

Per i solai di interpiano vengono in sintesi considerati i seguenti carichi:

Peso proprio:

Peso proprio dei solai in latero cemento: $G_1 = 2.8 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio della copertura in legno: $G_1 = 0.6 \text{ kN/m}^2$

Permanenti:

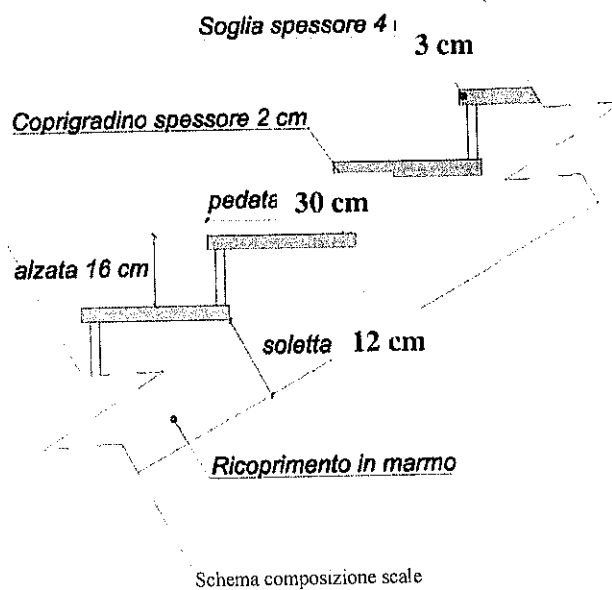
Massetto: $G_2 = 0.72 \text{ kN/m}^2$

Alleggerimento: $G_2 = 1.40 \text{ kN/m}^2$

Pavimentazione: $G_2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

Intonaco estradossale: $G_2 = 0.3 \text{ kN/m}^2$

Elementi divisorii uniformemente ripartiti: $G_2 = 1.6 \text{ kN/m}^2$



Peso proprio:

Peso proprio della scala:

$$G_1 = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

Permanenti:

Pavimentazione:

$$G_2 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

Variabili:

Scale:

$$Q_v = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

5. Modellazione dell'edificio

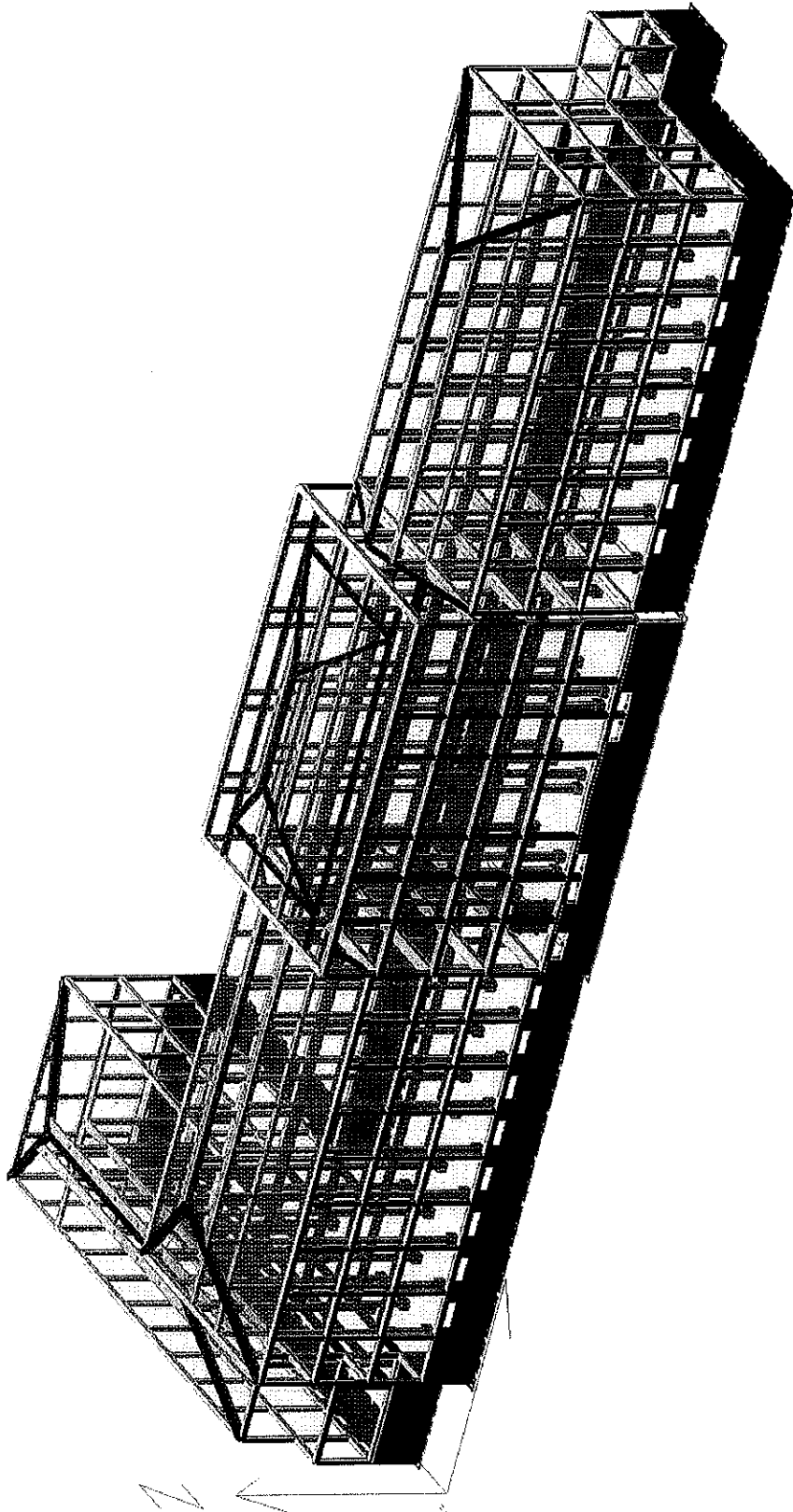
La Modellazione Numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti sono state condotte utilizzando il programma CDM DOLMEN realizzato dalla CDM di Torino.

Programma: CDM DOLMEN ver. 19

Chiave di licenza: ukBETbxC8721

Utente: Ing. Alessio Camelliti

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione; CDM ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).



Vista 1

5.1 Modellazione e verifica degli elementi in cemento armato

Gli elementi presenti in calcestruzzo armato sono stati schematizzati, attraverso un software commerciale ad elementi finiti, come elementi tipo beam a due nodi. Nelle analisi sismiche lo stato di fessurazione dovuto all'evento sismico degli elementi in c.a. e calcestruzzo è stato tenuto in conto dimezzandone la rigidezza.

Gli elementi sono stati verificati in funzione delle sollecitazioni derivanti dalle analisi mediante le usuali formule indicate in seguito.

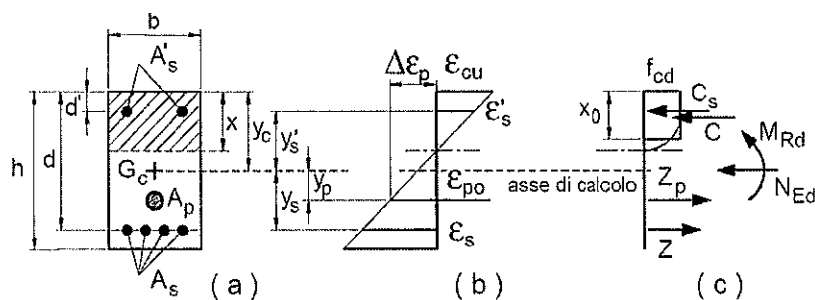
Per confrontare, nelle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni di progetto derivanti dalle analisi dei modelli 3D con le relative resistenze delle travi, dei pilastri in c.a. sono state utilizzate le formule indicate al Capitolo 4.1 del D.M. 17/01/18 e alla Circ. n.7/19.

Verifiche statiche degli elementi in c.a.

Verifiche a pressoflessione delle travi e dei pilastri in c.a.

Come prescritto al relativo paragrafo del D.M. 17/01/18, per la verifica sezionale dell'elemento pressoinflesso, noti le caratteristiche geometriche, i ferri longitudinali della sezione e i legami costitutivi dell'acciaio e del calcestruzzo, si valuta il momento resistente M_{Rd} funzione dello sforzo normale agente N_{Ed} e si confronta con il momento agente massimo derivante dall'analisi del modello 3D:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$



Metodo di valutazione del momento resistente di una sezione pressoinflessa

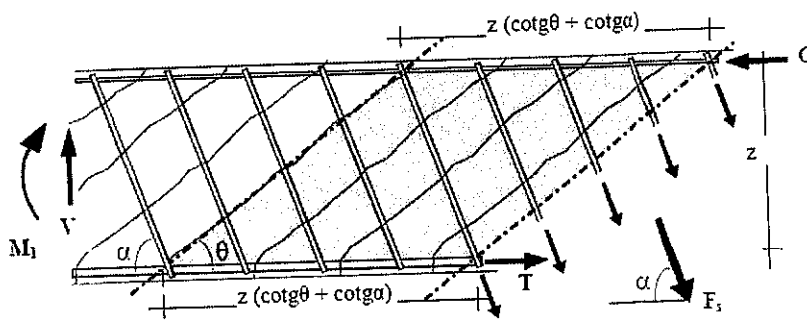
Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si assume sempre almeno una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

I pilastri, soggetti ad elevati sforzi normali di compressione, devono anche essere verificati a compressione. Deve essere verificato: $N_{Rd} \geq N_{Ed}$, dove N_{Rd} si ottiene moltiplicando la resistenza a compressione di progetto f_{cd} per l'area della sezione compresso A_c .

Verifiche a taglio delle travi e dei pilastri in c.a.

Per la valutazione della resistenza a taglio di un elemento in c.a., la Normativa assume il modello non lineare a "traliccio isostatico generalizzato" a inclinazione variabile. Infatti, dalle prove a rottura per taglio condotte su travi si osserva che l'inclinazione delle isostatiche di compressione rispetto all'asse della trave evolve verso una direzione inclinata di θ minore di quello iniziale ($\theta < \theta_{cr}$) dopo lo snervamento dell'armatura a taglio, a causa degli scorrimenti lungo le lesioni taglio.

Si notifica che θ_{cr} rappresenta l'inclinazione della fessurazione primaria rispetto all'asse longitudinale della trave.

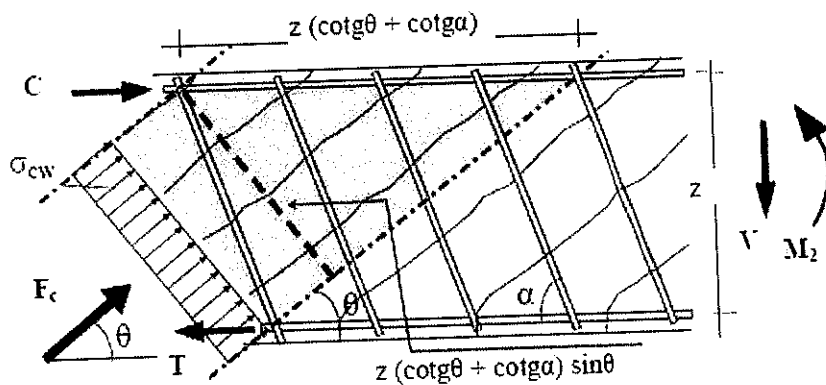


La resistenza di calcolo a “taglio compressione”, con riferimento al calcestruzzo d’anima, si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Dove b_w è la lunghezza minima della base della sezione trasversale, f'_{cd} è la resistenza del calcestruzzo d’anima ridotta della metà, α_c sforzo di compressione pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$



Verifiche sismiche degli elementi in c.a.

La Circ. n. 7/19 prescrive di eseguire differenti verifiche agli elementi/meccanismi resistenti “duttili” (flessione e pressoflessione nelle travi e nei pilastri) e a quelli “fragili” (taglio nelle travi e nei pilastri). La verifica degli elementi “duttili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione.

La verifica degli elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

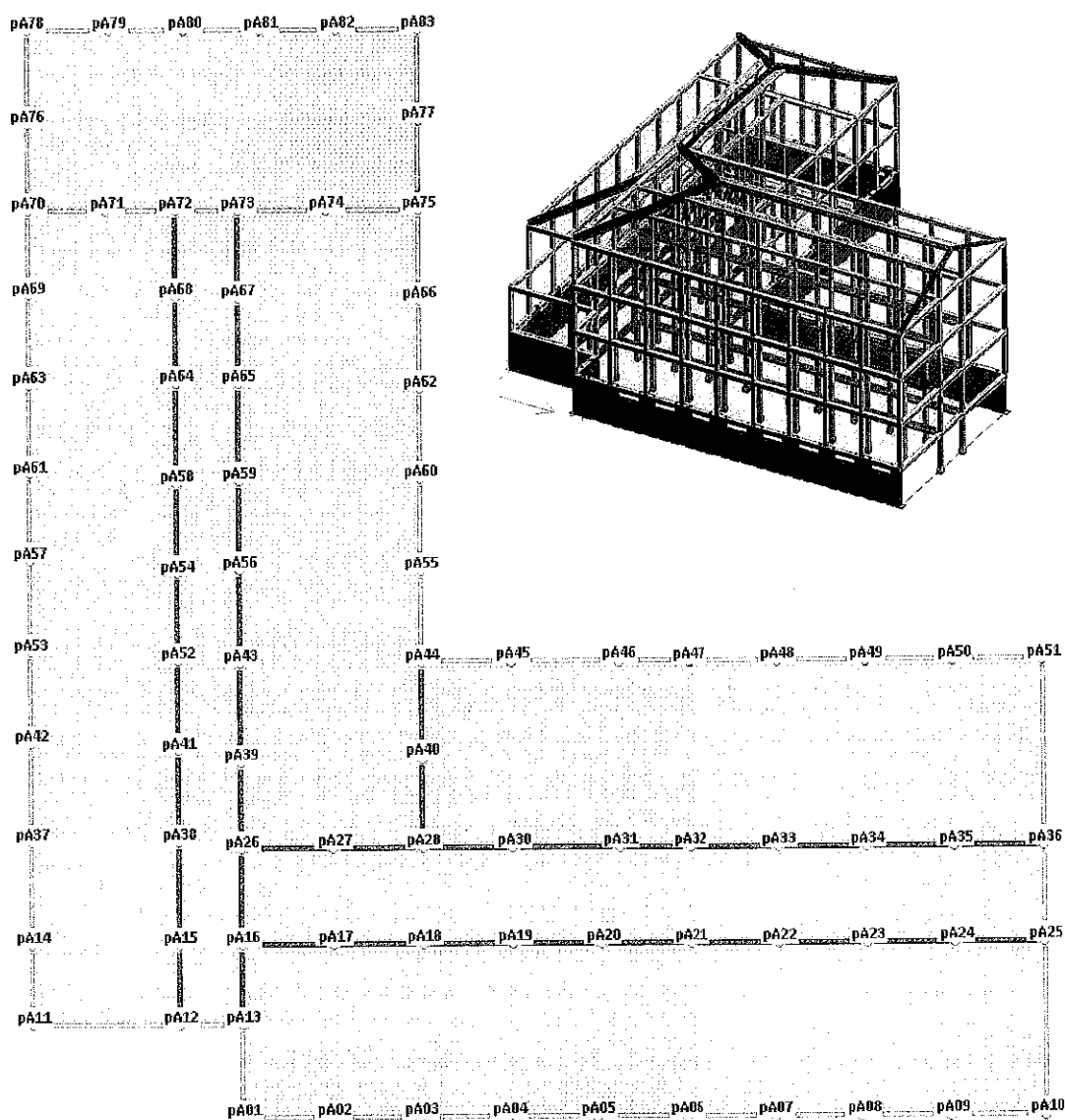
Nel caso di analisi pushover con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:

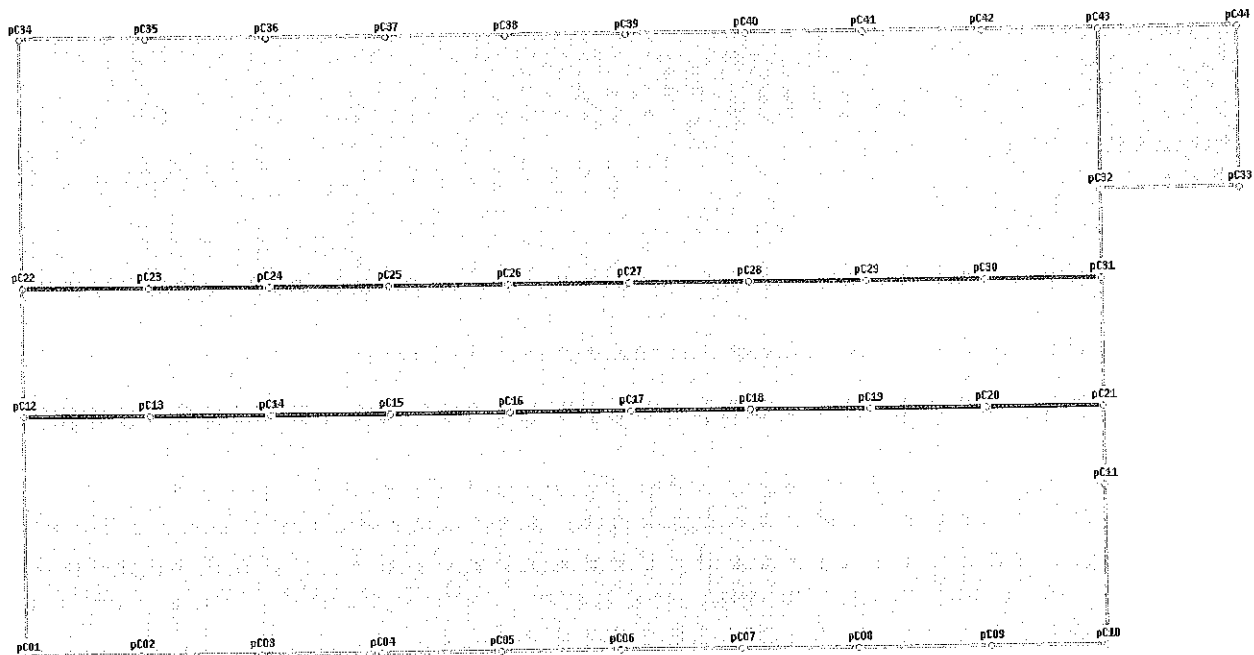
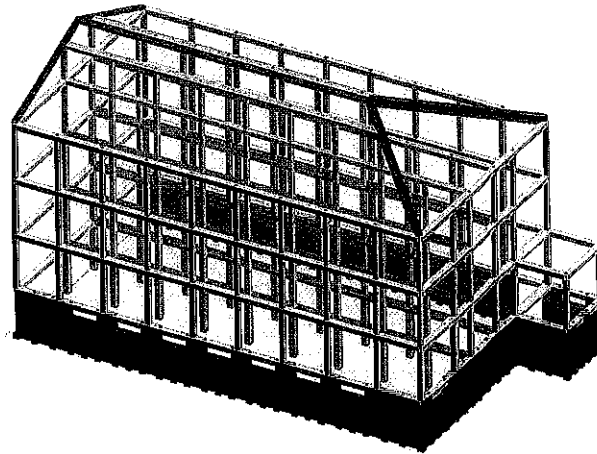
Numerazione degli elementi del modello

La numerazione degli elementi non sarebbe di facile lettura dal disegno in quanto i nodi e gli elementi sono in numero tale da non avere la possibilità di definirli chiaramente in un grafico tridimensionale da contenere su questo formato.

Si riporta invece la numerazione degli elementi "continui" più significativi, pilastri e aste, direttamente poi connessa con le verifiche puntuali:



Numerazione pilastri e visualizzazione unità strutturale A



Numerazione pilastri e visualizzazione unità strutturale C

La numerazione usata viene poi impiegata nei tabulati di calcolo.
 Si ritiene superfluo riportare la numerazione dei nodi e delle coordinate degli elementi.

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	quadr.		
				7	1.000	quadr.		
				9	1.000	quadr.		
				11	1.000	quadr.		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	quadr.		
				8	1.000	quadr.		
				10	1.000	quadr.		
				12	1.000	quadr.		
				14	1.000	quadr.		
				16	1.000	quadr.		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	0.600	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.600	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	1.500
				2	1.000	+	3	0.450
				3	0.600	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	1.500
				2	1.000	+	2	0.450
				3	0.600	+		
8	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.700	+		
				4	0.200	+		
10	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.600	+		

Le condizioni di carico cui si riferisce la tabella sono riportati nella tabella che segue. Gli autovettori sono quelli corrispondenti ad autovalori che producono una partecipazione di massa superiore al 5%. I numeri identificativi dei carichi dal n. 5 in avanti, sono relativi agli autovettori.

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018
001)	Peso proprio	1	1050	Peso proprio
002)	Permanente	1	44	Permanente
003)	A:Var_scuole	1	7	C1:Osp,Rist,Banc,Scuole
004)	Neve (<1000m sim)	1	7	Neve (<1000m sim)
005)	Autovett_001_(X)	1	146	Modo proprio X
006)	Autovett_001_(Y)	1	184	Modo proprio Y
007)	Autovett_002_(X)	1	184	Modo proprio X

Unità strutturale A

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località Sommariva del Bosco (long. 7.783 lat. 44.766700)

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento VR = 75.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 711

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.638 [g/10]

Fo 2.790

TC* 0.289

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.500

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	2845683.5
2.	1.000	1407945.7
3.	0.600	423965.6

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	1.243618	0.476	34.369	0.000	0.106	0.028	0.008	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
2	0.933221	55.678	1.792	0.000	0.108	0.017	0.007	0.006	0.003	0.003	0.003	0.000
3	0.701741	2.882	20.202	0.000	0.048	0.016	0.013	0.006	0.005	0.005	0.000	0.000
4	0.452708	0.581	6.436	0.000	0.091	0.061	0.019	0.014	0.013	0.001	0.000	
5	0.331018	5.089	0.106	0.000	0.650	0.068	0.041	0.035	0.001	0.000		
6	0.307600	0.552	2.742	0.000	0.104	0.057	0.047	0.001	0.001			
7	0.229900	2.881	0.042	0.000	0.452	0.311	0.002	0.001				
8	0.205992	0.170	2.520	0.000	0.870	0.002	0.001					
9	0.198173	0.509	1.041	0.000	0.002	0.001						
10	0.038091	0.427	20.769	0.000	0.057							
11	0.025578	27.758	1.980	0.000								
MASSA TOTALE		97.003	91.998	0.000								

Unità strutturale C

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località Sommariva del Bosco (long. 7.783 lat. 44.766700)

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento VR = 75.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 711

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.638 [g/10]

Fo 2.790

TC* 0.289

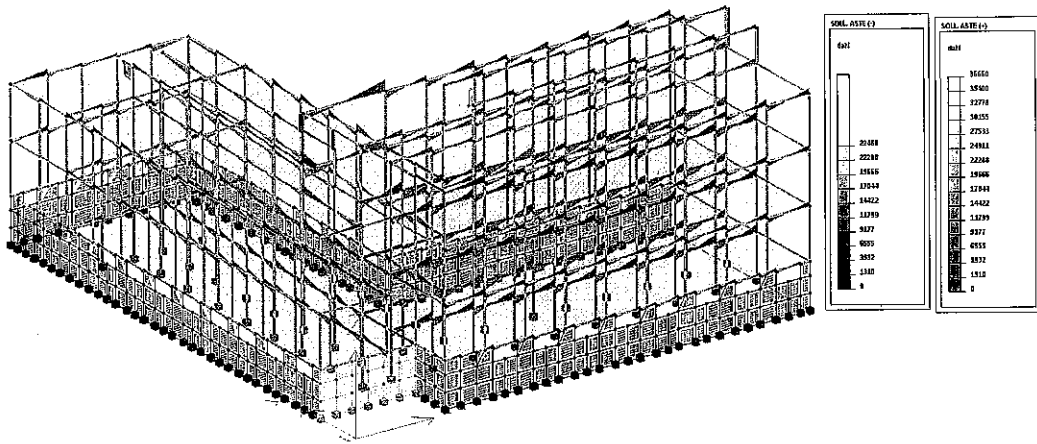
Fattore di comportamento $q = 1.500$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.500

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	1720689.6
2.	1.000	879378.1
3.	0.600	276897.6

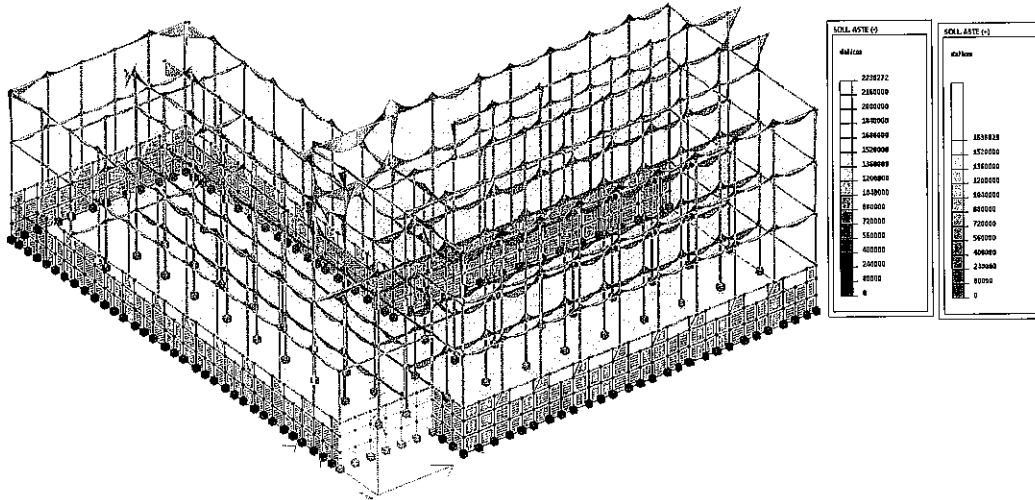
*** TABELLA AUTOVETTORI ***

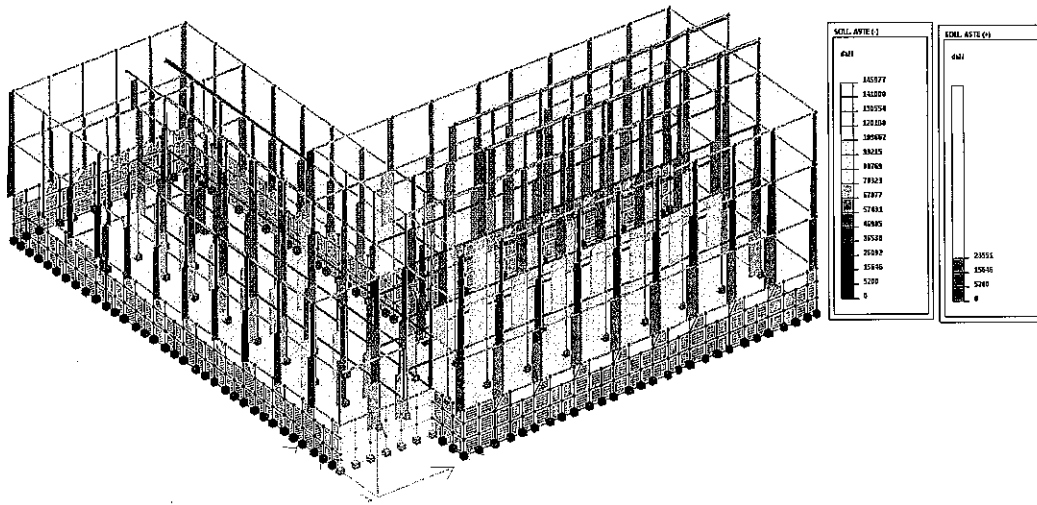
n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	1.676781	0.000	56.080	0.000	0.031	0.027	0.004	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001
2	0.974810	0.307	2.135	0.000	0.865	0.016	0.007	0.006	0.003	0.003	0.002	0.000
3	0.937134	60.741	0.008	0.000	0.018	0.007	0.007	0.003	0.003	0.002	0.000	0.000
4	0.462476	0.001	10.726	0.000	0.075	0.070	0.015	0.013	0.010	0.001	0.000	
5	0.326743	6.784	0.090	0.000	0.986	0.053	0.044	0.027	0.002	0.000		
6	0.322827	1.730	0.294	0.000	0.056	0.047	0.028	0.002	0.000			
7	0.215728	0.006	4.256	0.000	0.861	0.273	0.004	0.001				
8	0.207239	2.837	0.017	0.000	0.398	0.004	0.001					
9	0.183320	0.012	0.212	0.000	0.006	0.001						
10	0.057280	0.002	20.864	0.000	0.010							
11	0.022832	26.302	0.173	0.000								
MASSA TOTALE		98.722	94.855	0.000								



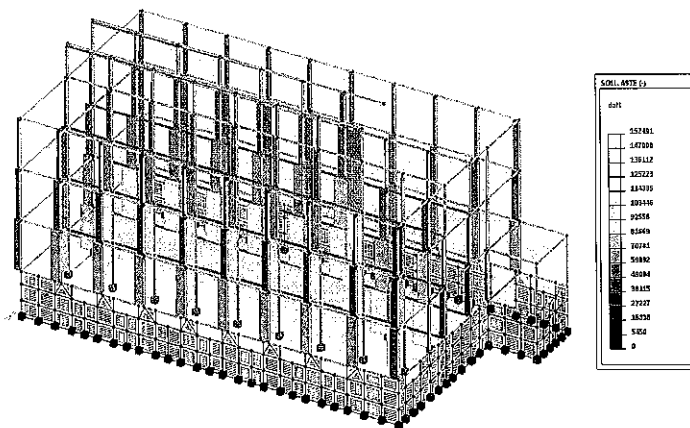
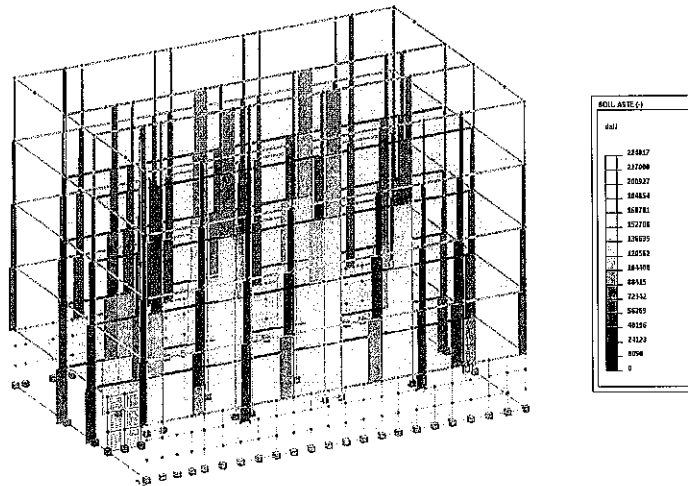
Sollecitazioni nei principali elementi strutturali – COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU

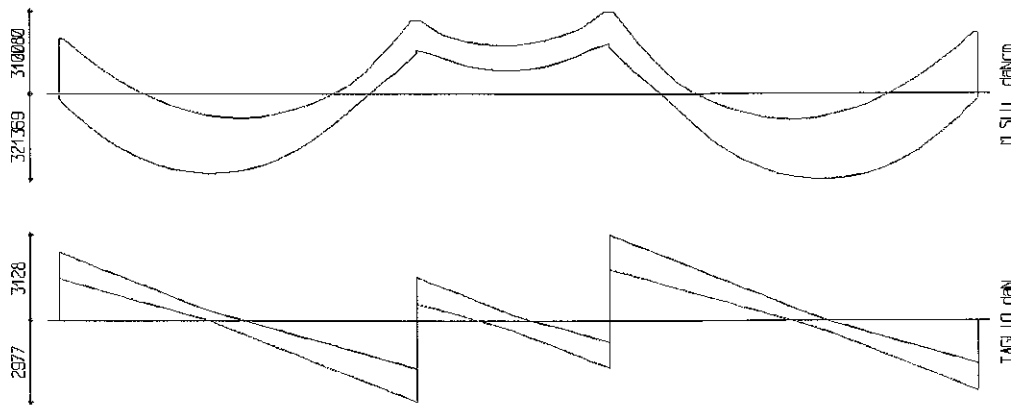
Per ragioni di sintesi di seguito si riportano, in forma grafica e rispettivamente per le unità strutturali A, B, C le sollecitazioni di momento flettente principale, taglio e sforzo normale impiegati per le verifiche in condizione statica:





Assemblage : 21_27



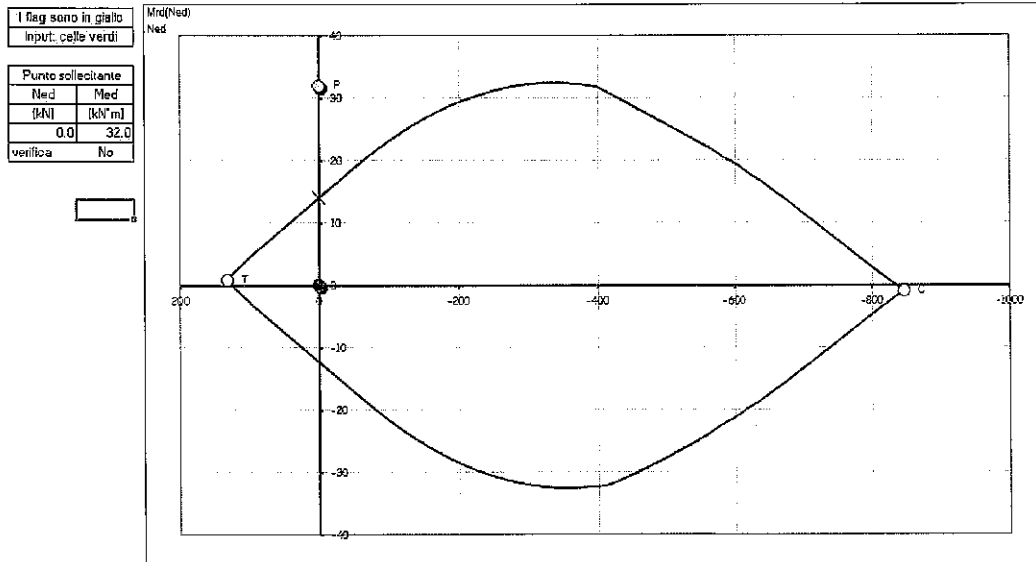


La sollecitazione flessionale è pari a 32 kNm contro una resistenza limite di 14 kNm, come riassunto nella scheda che segue:

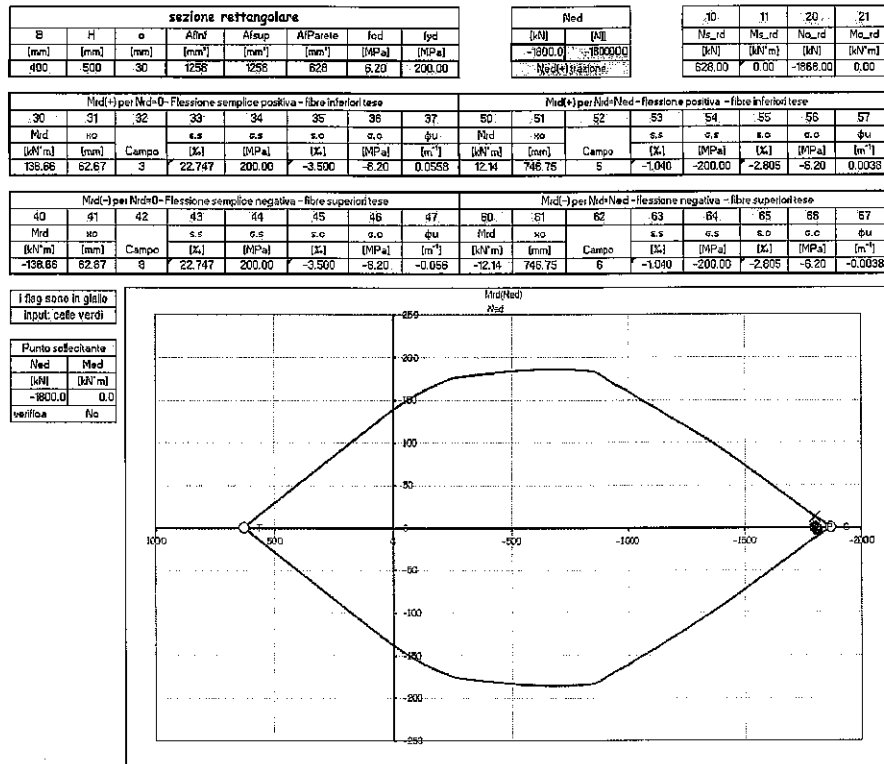
sezione rettangolare								Ned		10.	11	20	21
B	H	o	AInf	ASup	AIPanete	fyd	fyd	[kN]	[N]	Ns_rd	Ms_rd	Ns_rd	Ms_rd
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]			[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN·m]
500	230	20	354.82	307.72	0	6.20	200.00	0.0	0	132.51	0.89	-845.51	-0.89

Mrd(+) per Nid=0 - Flessione semplice positiva - fibre inferiori tese								Mrd(+) per Nid=Ned - flessione positiva - fibre inferiori tese							
30	31	32	33	34	35	36	37	50	51	52	53	54	55	56	57
Mrd	ho		s.s	c.s	s.o	c.o	φu	Mrd	ho		s.s	c.s	s.o	c.o	φu
[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m ²]	[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m ²]
14.08	21.61	3	30.514	200.00	-3.500	-6.20	0.1620	14.08	21.61	3	30.514	200.00	-3.500	-6.20	0.1620

Mrd(-) per Nid=0 - Flessione semplice negativa - fibre superiori tese								Mrd(-) per Nid=Ned - flessione negativa - fibre superiori tese							
40	41	42	43	44	45	46	47	60	61	62	63	64	65	66	67
Mrd	ho		s.s	c.s	s.o	c.o	φu	Mrd	ho		s.s	c.s	s.o	c.o	φu
[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m ²]	[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m ²]
-12.28	20.75	8	31.929	200.00	-3.500	-6.20	-0.169	-12.28	20.75	8	31.929	200.00	-3.500	-6.20	-0.1687



- alla base, i pilastri sono sottoposti (nella combinazione a SLU) a una sollecitazione di compressione molto elevata. Si riporta, a titolo esemplificativo una vista longitudinale delle sollecitazioni presenti nella fascia centrale dell'unità strutturale "B":



Sulla base dei rilievi e delle indagini condotte:

- l'edificio appare in buono stato di conservazione sul piano strutturale, eccetto l'espulsione del coprifermo per carbonatazione di alcuni pilastri sul lato cortile dovuta a dilavamento localizzato;
- non sono reperibili il collaudo statico e il progetto delle strutture;
- la verifica in oggetto prevede l'analisi della sicurezza anche per la combinazione statica oltre che per la combinazione sismica;
- **le resistenze dei materiali sono risultate mediocri**, in particolar modo il calcestruzzo;
- non appaiono evidenze di difetti di costruzione e non è possibile identificare errori di progettazione in assenza degli elaborati relativi;
- non sono intercorse modifiche sostanziali alla rigidità del fabbricato;

Ai fini della valutazione statica risulta superfluo estendere le verifiche a tutte le aste del fabbricato, vista l'esigua capacità resistente delle strutture orizzontali.

Si rileva che, in merito alle **azioni sismiche**:

- che il fabbricato è composto da diverse unità strutturali indipendenti giuntate per il solo fine di consentire le dilatazioni termiche. L'azione sismica produce per i tre fabbricati i seguenti spostamenti massimi:

Unità A

Spostamento massimo a SLU: 3.1 cm

Unità B

Spostamento massimo a SLU: 2.8 cm

Unità C

10. Considerazioni conclusive

L'esito della campagna di indagini sulle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle strutture portanti dell'edificio ha evidenziato quanto segue:

- valori caratteristici di resistenza a compressione del calcestruzzo inferiori alle richieste prestazionali dell'epoca della costruzione;
- valori caratteristici di resistenza a trazione dell'acciaio coerenti con le richieste prestazionali dell'epoca della costruzione.

Sul piano statico il fabbricato presenta elevate criticità dovute al mancato soddisfacimento delle verifiche a SLU previste dalle attuali normative. Le maggiori problematiche riguardano travi e solai e sono conseguenti alle scarse caratteristiche di resistenza del calcestruzzo.

Le verifiche sullo sfondellamento condotte dalla Stazione Appaltante precedentemente alle indagini di cui alla presente hanno evidenziato particolare vulnerabilità nei confronti del suddetto fenomeno. Sul piano sismico le maggiori criticità riguardano i giunti tra le varie unità strutturali e la necessità di dotare i tamponamenti esterni di idoneo collegamento tra i paramenti che lo costituiscono in maniera da garantire una risposta omogenea delle pareti.

Esulano dalla presente le considerazioni in merito alle modalità di adeguamento statico del fabbricato che richiedono un approfondimento progettuale specificatamente orientato all'ottenimento di tale scopo.

In merito agli aspetti sismici, la risposta del fabbricato è positiva e considerando la destinazione d'uso del fabbricato sarebbero sufficienti pochi accorgimenti per rientrare nelle tolleranze prescritte al capitolo 8 delle NTC.

In considerazione di quanto sopra esposto, l'uso del fabbricato non può proseguire.

Torino, 23 giugno 2020

Ing. Alessio Camelliti
Studio Tecnico Associato AS32

Allegati:

- Relazione geotecnica e geologica;
- Relazione e rapporti di prova della campagna di indagini;