

Regione Piemonte  
Provincia di Cuneo

K

Comune di

**SOMMARIVA DEL BOSCO**

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

**Doc VVS P**

*PROGETTO DI FATTIBILITA'  
TECNICA ED ECONOMICA*

SCALA: -

DATA: **06/2020**

COM. AS\_2006

REV. \_\_\_\_\_

FILE: \_\_\_\_\_

**VALUTAZIONE DELLA  
VULNERABILITA' SISMICA  
EDIFICIO PALESTRA**

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 della palestra scolastica sita 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

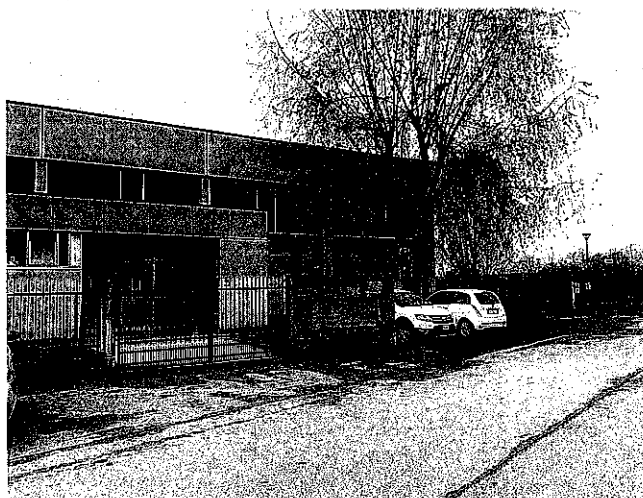
L'edificio è attualmente in uso per attività scolastiche di vario livello (l'edificio è sede dell'Istituto Comprensivo Giovanni Arpino), si sviluppa sul solo piano terreno con un corpo attività sportiva e un corpo servizi aventi diversa altezza.



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 della palestra

L'edificio si sviluppa su un solo piano fuori terra con altezze diverse, la parte con altezza maggiore è destinata all'attività sportiva mentre quella bassa è destinata ai servizi.

La struttura portante è costituita da:

- elementi verticali (pilastri) ed orizzontali (travi) in calcestruzzo armato prefabbricato ad armatura ordinaria per il corpo palestra, con elementi in c.a.p. a "Y" per la formazione dell'impalcato di copertura;
- struttura in c.a. gettato in opera per il corpo dei servizi, con soletta in latero-cemento, pilastri in c.a. sul perimetro esterno e muratura di laterizio semipieno in corrispondenza dell'interfaccia con la struttura della palestra, che funge da appoggio per il solaio;
- muri di tamponamento del corpo palestra eseguiti in c.a. prefabbricato con accoppiamento maschio-femmina e collegamento ai pilastri;
- tramezze divisorie in laterizio forato nel corpo servizi;

L'edificio è stato realizzato in una sola soluzione e non vi sono discontinuità temporali nella sua esecuzione. Non sono presenti giunti strutturali.

## 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:

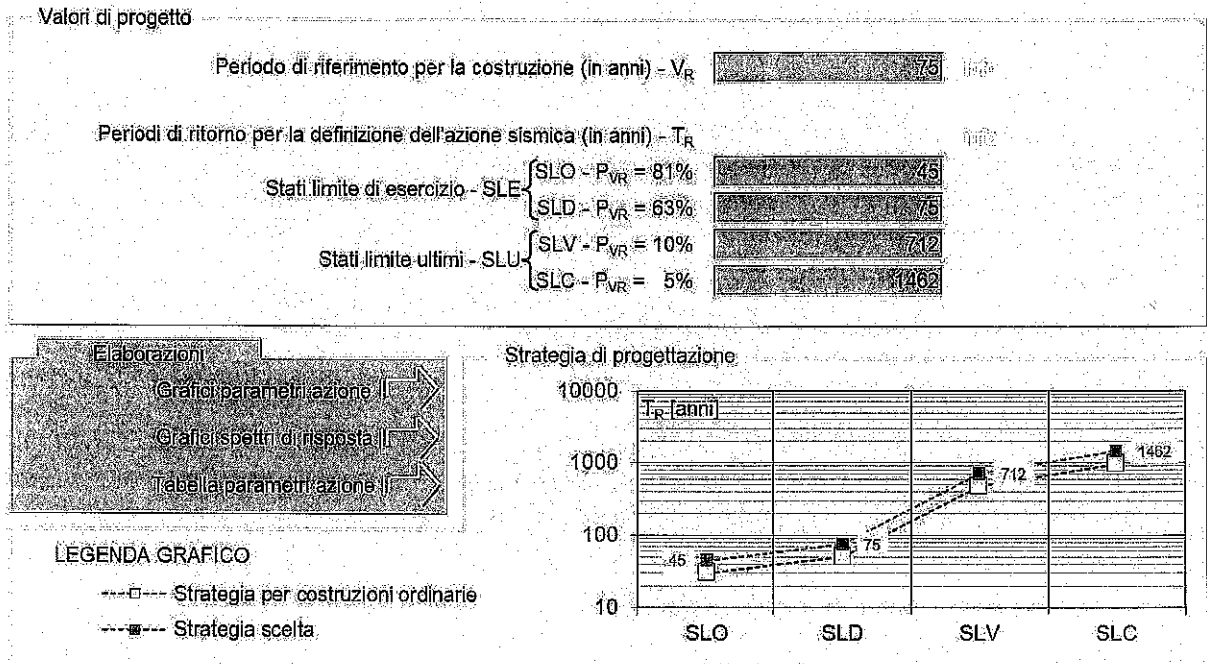
TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE
1	Opere provvisorie, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie e opere infrastrutturali normali	$\geq 50$
3	Grandi opere e opere infrastrutturali di importanza strategica	$\geq 100$

La vita nominale è stabilita, in accordo con il Committente, in funzione delle caratteristiche dell'opera e della destinazione d'uso della medesima.

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 relativi ai particolari costruttivi delle armature. Tuttavia, sono stati reperiti atti relativi alla sua costruzione/edificazione.

L'edificio è stato realizzato nella prima metà degli anni '80 del secolo scorso su progetto del 1982 dell'Arch. Dario Gallo con studio in Piobesi d'Alba.

#### Analisi della documentazione

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

- Elaborati grafici architettonici forniti dall'Ufficio Tecnico del Comune e costituiti da tavole grafiche, particolari costruttivi e realizzativi architettonici dell'opera a firma Arch. Gallo;
- Relazione tecnica a firma Arch. Gallo;

L'opera nelle sue componenti prefabbricate è stata realizzata dalla Prefabbricati Peruzzi S.p.A., non si hanno indicazioni sulla realizzazione delle parti gettate in opera.

Alcuni componenti non strutturali, come il controsoffitto della palestra, non è stato indagato per inaccessibilità. Per esso, come per tutte le componenti appese (impianti e altri accessori sportivi) si rimanda ad attività di manutenzione e controllo eseguite/da eseguire da parte della S.A.

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 due corpi di fabbrica principali:

- il primo, costituente il corpo palestra ove viene svolta l'attività sportiva, ha altezza interna pari a 8 m e telaio portante verticale e orizzontale in calcestruzzo armato preabbricato. In pianta, ha dimensione di circa 23x33 m, con una maglia di pilastri 60x60 cm disposti a interasse di circa 6.3 m sul lato lungo e di 7.5 m sul lato corto. Complessivamente si hanno 6 pilastri sul lato lungo e 4 su quello corto. In testa ai pilastri prefabbricati sono disposte, in semplice appoggio, travi di sostegno 60x70 cm degli elementi in c.a.p. di copertura (elementi a Y), disposti anch'essi in semplice appoggio sulle suddette travi e con luce di circa 23m. I pilastri sono calati in bicchieri prefabbricati di fondazione aventi impronta 160x160 cm;
- il secondo corpo è realizzato in aderenza al fabbricato principale ed è costituito dal blocco servizi della palestra (spogliatoi, servizi igienici, centrale termica, ecc.). E' realizzato in opera con elementi verticali costituiti da pilastri in c.a. disposti lungo il lato esterno e muratura con bassa percentuale di foratura sul lato interno. Il solaio, gettato in opera e posto ad una altezza di circa 3 m, è realizzato con struttura in latero cemento 20+4.

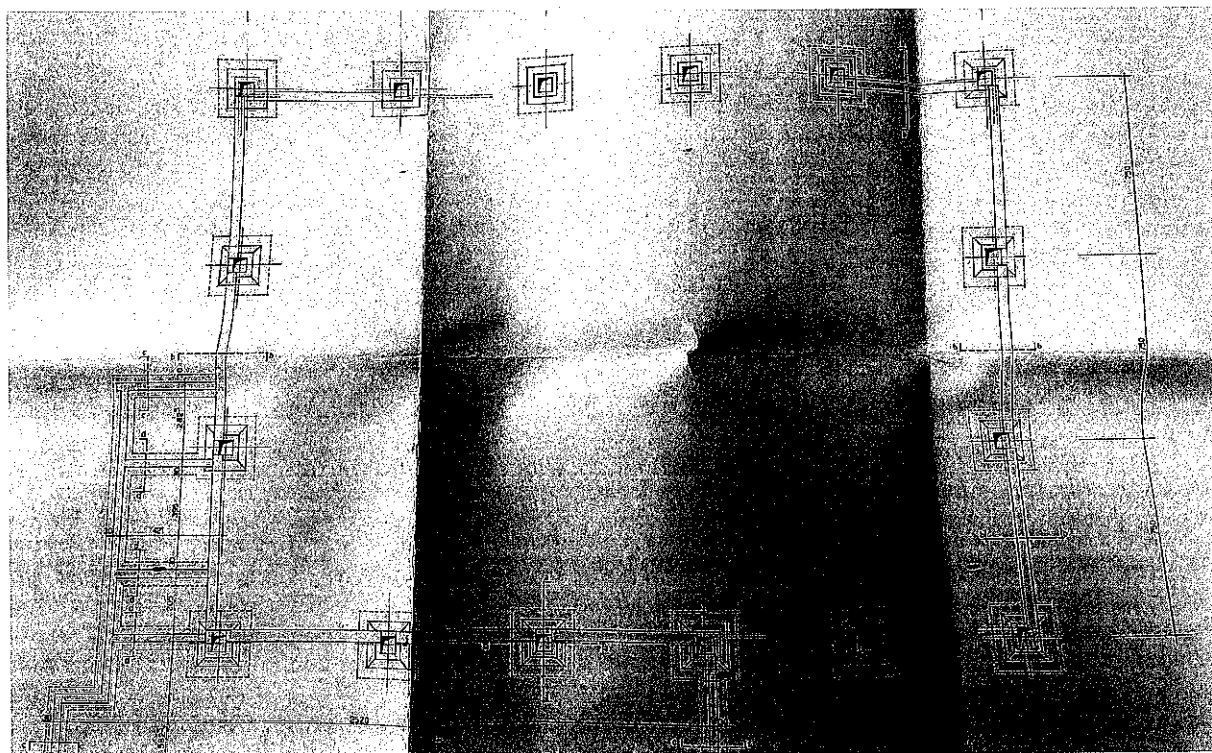


Foto 1 – Pianta bicchieri di fondazione corpo principale

### *3.5 Strutture di fondazione*

La verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si è fatto riferimento:

- alla documentazione disponibile e alle prove geotecniche condotte, oltre ad aver accertato in sito la presenza di fenomeni di dissesto attribuibili al sistema di fondazione;
- all'assenza di condizioni morfologiche sfavorevoli, nonché all'assenza di modifiche del profilo del terreno in prossimità delle fondazioni;
- all'assenza di possibili fenomeni di liquefazione dei terreni, come anche evidente dalla relazione geologica-geotecnica allegata alla presente;

Da rilevare che, la presenza di plinti di fondazione in una struttura che non ha collegamenti al piano fondale necessita un approfondimento dello studio in fondazione, quantomeno per accertare la capacità portante dei plinti sotto l'effetto dell'azione sismica.

In ogni caso, ai fini delle valutazioni condotte e a vantaggio di sicurezza, il piano di azione sismica viene fatto coincidere con il piano di posa delle fondazioni.

### *3.6 Strutture verticali in cemento armato (pilastri e setti)*

La struttura verticale dell'edificio è costituita da una maglia di pilastri in calcestruzzo armato le cui dimensioni sono state desunte da un attento rilievo geometrico dell'edificio, alla sola presenza di elaborati architettonici.

Non vi sono pareti (strutturali) a tutta altezza e la struttura è schematizzabile a telaio.

Nella immagine che segue è riportato il modello con l'indicazione della sezione dei pilastri:

### *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:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base ;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

#### *Rigidezza impalcati*

I solai presentano le caratteristiche per poter essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano stante la presenza di soletta collaborante in calcestruzzo armato per il solo solaio del fabbricato di servizio.

#### *Considerazioni finali relative alla regolarità*

Data la particolare configurazione geometrica dell'edificio non si ritengono soddisfatti i requisiti di regolarità in e in altezza.

Non è quindi possibile adottare i coefficienti riduttivi dell'azione sismica e del fattore di struttura consentiti dalla norma per la costruzioni regolari in pianta ed in alzato.



- $1 - (0.130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$  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.

#### Metodo Masi (2005)

Calibrata su provini di diametro pari a 100 mm, permette di tenere in conto la presenza di barre di armatura nel provino e dell'influenza della resistenza del calcestruzzo nel valutare il disturbo dovuto al prelievo del provino:

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

dove:

- $f_{core}$  : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $2 / (1.5 + D/l)$ ;
- $F_{dia}$  : 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;
- $F_a$  : correzione per armature incluse, variabile tra:
  - 1.03 per barre di piccolo diametro ( $\phi$  10);
  - 1.13 per barre di diametro elevato ( $\phi$  20);
- $F_d$  : correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a:
  - 1.20 per  $f_{core} < 20$  MPa;
  - 1.10 per  $f_{core} > 20$  MPa

#### British Standard

L'espressione proposta dalle British Standard applica un unico coefficiente correttivo alla resistenza misurata sul provino:

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

dove:

- $f_{core}$  : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a  $0.92 + 0.08 \cdot (l/D - 1)$ .

#### Metodo Concrete Society (1987)

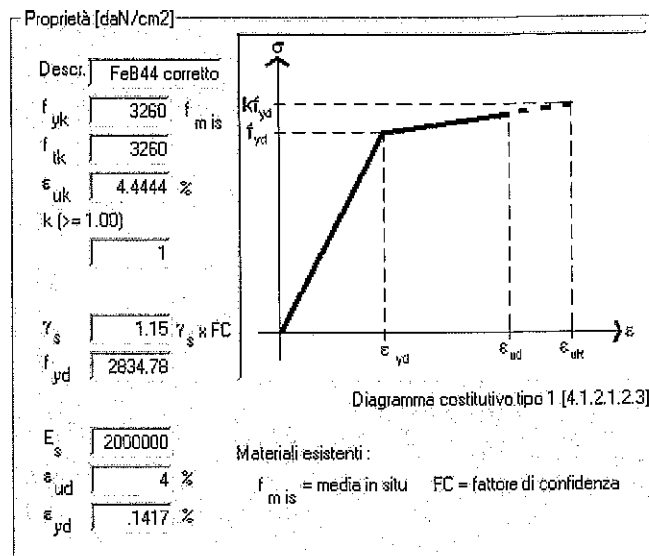
L'espressione proposta dalla Concrete Society tiene conto del disturbo, della forma della carota e della presenza di armature incluse con la seguente espressione:

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

dove:

- $f_{core}$  : è la resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione;
- $F_{l/d}$  : correzione per snellezza del provino, pari a:  $2 / (1.50 \cdot D/l)$ ;
- $F_a$  : correzione per presenza di armature, pari a:  $1 + 1.5 \cdot (\phi/D \cdot d/l)$ , dove:
  - $d$  è la distanza della barra dalla base del provino più vicina;
  - $\phi$  è il diametro della barra.

N	Dimensioni		Rapporto H/D	Massa Volumica (kg/mc)	Resistenza Max Unitaria (MPa)	Resistenza cilindrica corretta				Soreb			
	diametro (mm)	altezza (mm)				A.C.I.	MAS	British Standard	Concrete Society	Ritem	Giacchetti	Di Leo	Gasparik
						MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
1	74	75	1.01	2380	65.6	62.65	63.31	60.42	115.24	78.40	65.10	71.20	66.70
2	74	70	0.95	2300	58.1	54.40	54.53	53.20	95.26	42.60	35.40	40.20	43.30
3										32.10	26.70	30.80	35.30
4										42.00	34.90	40.00	42.40
5										60.20	50.00	55.60	55.20
6										72.40	60.10	66.20	63.00
valore medio						58.52	58.92	56.81	105.25	54.62	45.37	50.67	50.98
scarto quadratico						4.12	4.39	3.61	9.99	16.95	14.06	14.75	11.46
RESISTENZA CARATTERISTICA fck						52.42	52.42	51.47	90.47	29.53	24.57	28.84	34.02
						52.42	52.42	51.47	90.47	29.53	24.57	28.84	34.02
						VALORI ASSUNTI				52.42	52.42	51.47	90.47
VALORE fck (fck medio / FC=1.35)						33.68 MPa							
VALORE Rck (=fck/0.83)						40.58 MPa							

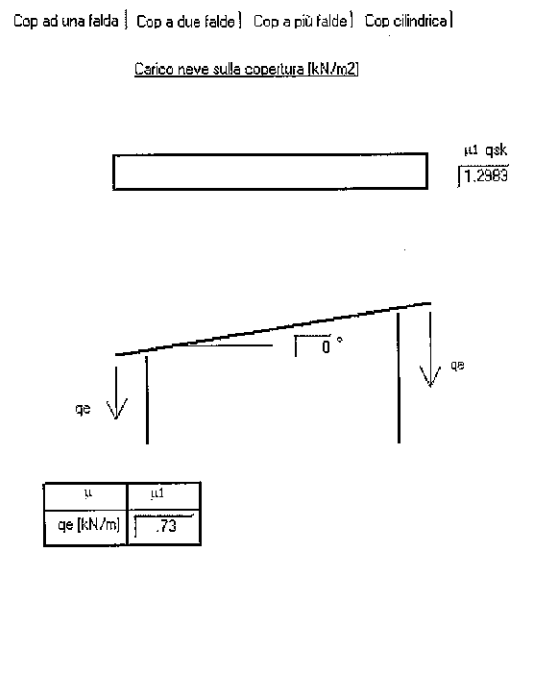


### 4.3 Analisi delle azioni e dei carichi agenti sulla struttura

Nei paragrafi seguenti vengono illustrati i criteri seguiti per la determinazione delle azioni di progetto agenti nel fabbricato in esame valutate in accordo ai criteri espressi dalle normative vigenti.

#### 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.



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

### 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.

<input type="radio"/>	<b>A</b> -	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
<input type="radio"/>	<b>B</b> -	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fine molto consistenti
<input checked="" type="radio"/>	<b>C</b> -	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti
<input type="radio"/>	<b>D</b> -	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti
<input type="radio"/>	<b>E</b> -	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.3.2V \_ 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*

I solai dell'avancorpo sono costituiti da travetti con pignatte di alleggerimento e soletta superiore di completamento. E' possibile determinare i seguenti valori medi da impiegare per il calcolo dei carichi permanenti derivanti dai solai:

Per i solai del tipo 20+4, si assume un valore di carico pari a **2.70 kN/m<sup>2</sup>**, composto da:

- 4 cm calcestruzzo: 1 kN/m<sup>2</sup>;
- Travetti 0.10x0.20: 1 kN/m<sup>2</sup>;
- Pignatte: 0.7 kN/m<sup>2</sup>.

Non avendo piani intermedi, non sono presenti carichi diversi da quelli incidenti sulle coperture, per le quali si è fatto riferimento alla categoria H1 (coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione).

### *Carichi sugli impalcati*

Per i solai vengono in sintesi considerati i seguenti carichi:

#### Peso proprio:

Peso proprio dei solai in latero cemento:  $G_1 = 2.7 \text{ kN/m}^2$   
Peso proprio della copertura palestra (elementi Y):  $G_1 = 4.5 \text{ kN/m}^2$

#### Permanenti:

Copertura spogliatoi:  $G_2 = 1.50 \text{ kN/m}^2$   
Intonaco estradossale (solo spogliatoi):  $G_2 = 0.3 \text{ kN/m}^2$   
Copertura palestra:  $G_2 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

#### Variabili:

Manutenzione:  $Q_v = 0.5 \text{ kN/m}^2$   
Neve:  $Q_n = 1.5 \text{ kN/m}^2$

## **5. Modellazione dell'edificio**

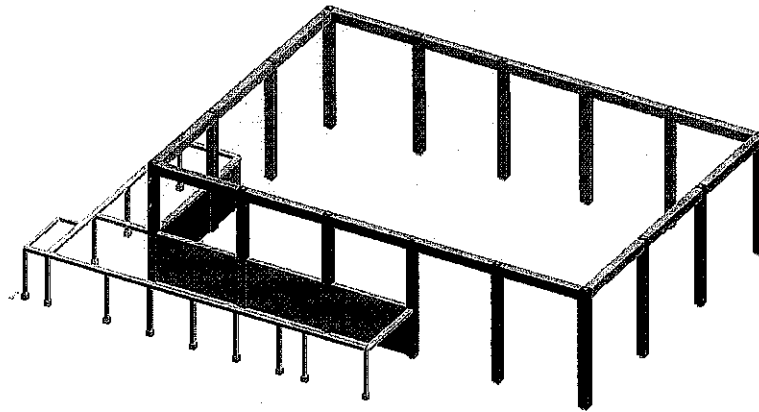
La Modellazione Numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti sono state condotte utilizzando il programma CDM DOLMEN realizzato dalla CDM di Torino.

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



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.

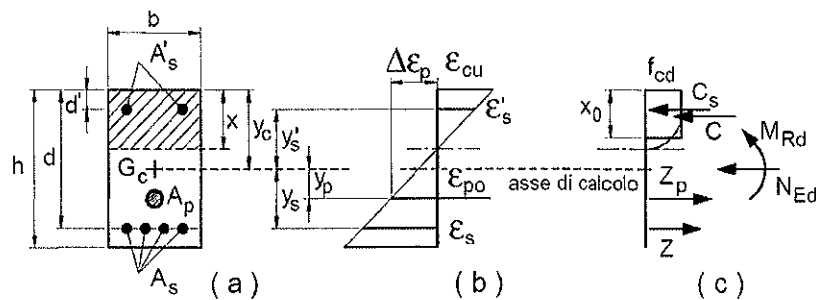
Per confrontare, nelle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni di progetto derivanti dalle analisi dei modelli 3D con le relative resistenze delle travi, dei pilastri in c.a. sono state utilizzate le formule indicate al Capitolo 4.1 del D.M. 17/01/18 e alla Circ. n.7/19.

#### Verifiche statiche degli elementi in c.a.

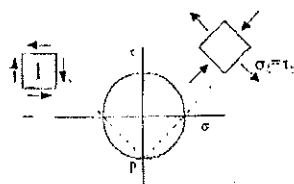
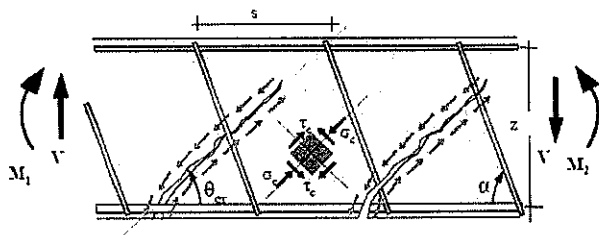
##### Verifiche a pressoflessione delle travi e dei pilastri in c.a.

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:

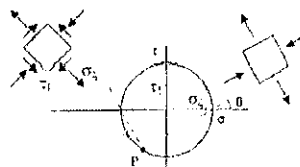
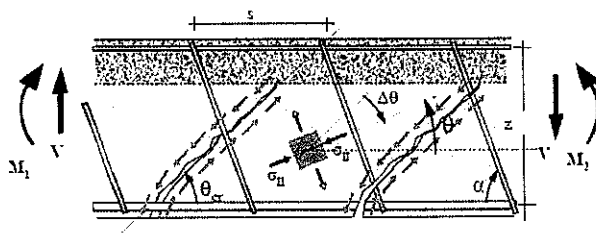
$$M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$



Metodo di valutazione del momento resistente di una sezione pressoinflessa

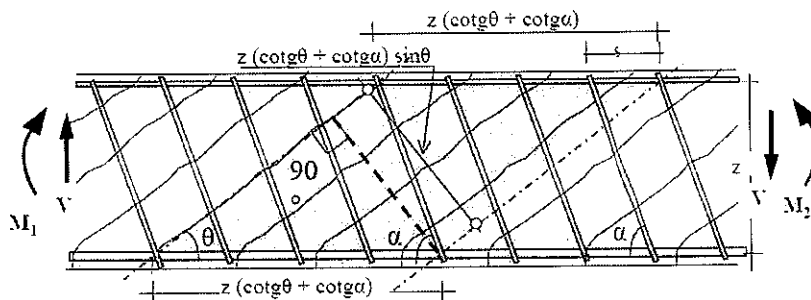


Cerchio di Mohr per le soie  $\tau$ , ovvero in assenza di azioni trasmesse tra le due facce della lesione



Cerchio di Mohr ottenuto considerando le azioni trasmesse tra le due facce (dovute in particolare all'ingranamento degli inerti)

Lo schema di calcolo si basa sulle ipotesi che intervengano a resistere a taglio il corrente superiore compresso di calcestruzzo, le armature longitudinali e quelle trasversali inclinate, il conglomerato fessurato di parete soggetto a campi di compressione inclinati di  $\theta$  generico (da cui traliccio generalizzato) e che ai nodi ci siano le cerniere (da cui traliccio isostatico)



Come indicato relativo paragrafo del D.M. 17/01/18, affinché la verifica a taglio sia soddisfatta occorre che sia  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , con  $V_{Ed}$  il massimo sforzo di taglio agente derivante dalle combinazioni statiche e  $V_{Rd}$  il minore tra il taglio resistente lato acciaio  $V_{Rsd}$  e il taglio resistente lato calcestruzzo  $V_{Rcd}$ .

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" lato acciaio si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \text{sen} \alpha$$

dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $A_{sw}$  è l'area di armatura trasversale, considerando sia i ferri piegati che le staffe,  $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,  $f_{yd}$  è la resistenza di snervamento di progetto dell'acciaio,  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, e  $\theta$  è l'inclinazione variabile del puntone di parete di calcestruzzo rispetto l'asse della trave che deve rispettare i limiti:  $1 < \text{ctg} \theta < 2,5$ .

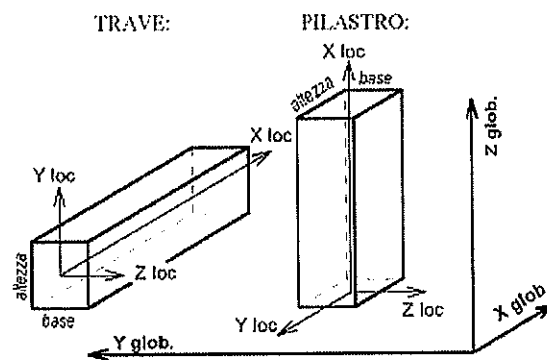
- 1) dall'analisi pushover del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base  $V_{bu}$
- 2) si individua lo spostamento  $d_{cu}$  corrispondente a tale taglio
- 3) se lo spostamento  $d_{max}$  relativo ad un dato Stato limite è minore di  $d_{cu}$ , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di  $d_{max}$
- 4) se  $d_{max} > d_{cu}$ , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di  $d_{cu}$ .

#### Verifiche sismiche degli elementi "fragili" in c.a.

Per eseguire le verifiche a taglio delle travi e dei pilastri, come indicato nella Circ. n. 7/19, la resistenza degli elementi in c.a. è stata valutata mediante le formule che si utilizzano nella progettazione degli edifici nuovi in cemento armato, esposte precedentemente.

#### 5.2 Modellazione degli elementi trave (aste)

Ogni asta ha un sistema di riferimento locale, la cui orientazione standard nello spazio è illustrata in figura. È possibile ruotare tale riferimento attorno all'asse X locale, variando così l'orientamento della sezione, che si trova normalmente con la base e l'altezza rispettivamente coincidenti con l'asse Z e l'asse Y.





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

## 6. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (essendo una verifica di costruzione esistente, viene condotta sola verifica a SLV):

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

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

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

### Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Si perviene alle combinazioni di carico riportate nella pagina che segue.

**Nella tabella, sono evidenziate le combinazioni più significative ai fini della valutazione della sicurezza:**

- **SLU: combinazione fondamentale da impiegare per la verifica statica;**
- **SLU con SISMA X e SISMA Y: combinazione da impiegare per le verifiche sismiche;**
- **RARA: combinazione utilizzata per la progettazione simulata secondo le normative e le consuetudini dell'epoca della costruzione (coefficienti unitari da associare a dimensionamento col metodo delle tensioni ammissibili).**

## 7. Risultati delle analisi

### *Analisi effettuate*

L'analisi di riferimento assunta per valutare le azioni indotte dal sisma è quella dinamica lineare. Si è scelto di procedere con tale analisi in quanto maggiormente rappresentativa del comportamento dell'edificio in questione..

Analisi più "raffinate", quali quelle non lineari di push-over, non sarebbero rappresentative per l'edificio in esame in quanto le strutture, per le modalità di progettazione ed esecuzione dell'epoca, non sono in grado di sviluppare meccanismi di tipo duttile, oltre al fatto che il livello di conoscenza raggiunto non consente analisi diverse da quelle statiche e dinamiche lineari.

Lo sviluppo di meccanismi di rottura di tipo duttile, caratteristici delle strutture antisismiche di progettazione moderna, consentono infatti la dissipazione di energia.

L'analisi lineare dinamica è stata effettuata secondo i seguenti passaggi fondamentali:

- Determinazione dei modi di vibrare naturali della costruzione
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica per ciascun modo di vibrare considerato
- Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare

Si precisa inoltre che sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante maggiore del 5% ed un numero di modi sufficiente a garantire un'eccitazione della massa totale superiore all'85%.

### *Determinazione del fattore di struttura.*

Per edifici esistenti la Circolare n° 7 del 2019 al capitolo C8.5.5.2 consiglia l'adozione di un fattore di struttura compreso q:

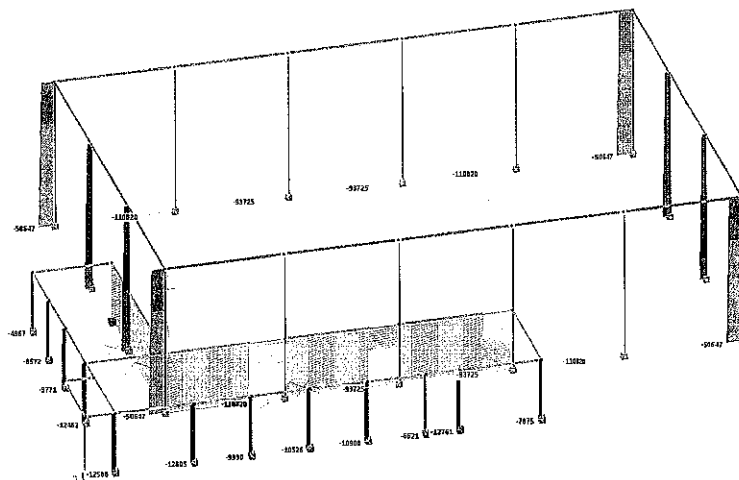
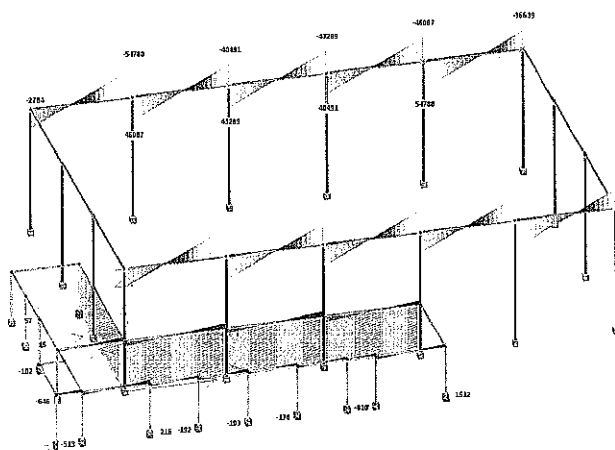
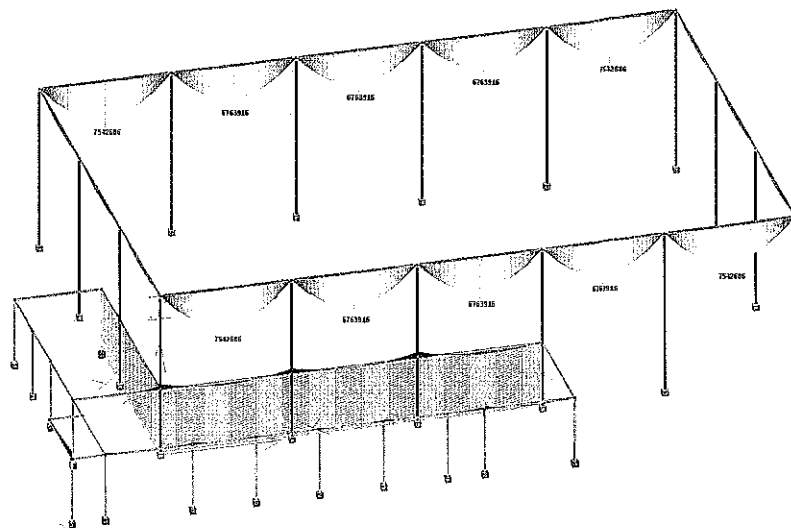
$$1,5 < q < 3,0$$

In considerazione della tipologia strutturale contraddistinta da nodi trave-pilastro di tipo non duttile si assume per il fattore di struttura in via ulteriormente cautelativa il valore più restrittivo:

**Valore utilizzato nell'analisi:      q = 1,50**

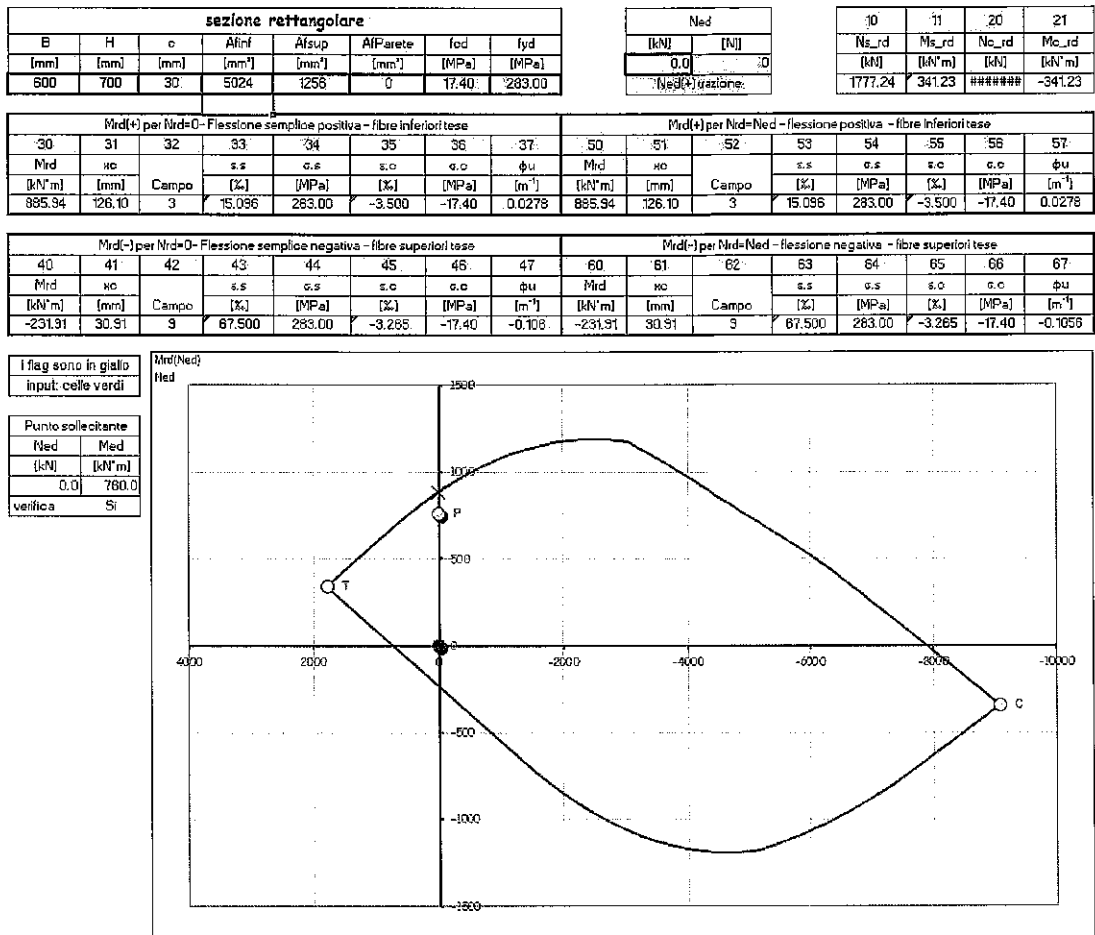
**Sollecitazioni nei principali elementi strutturali – COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU**

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

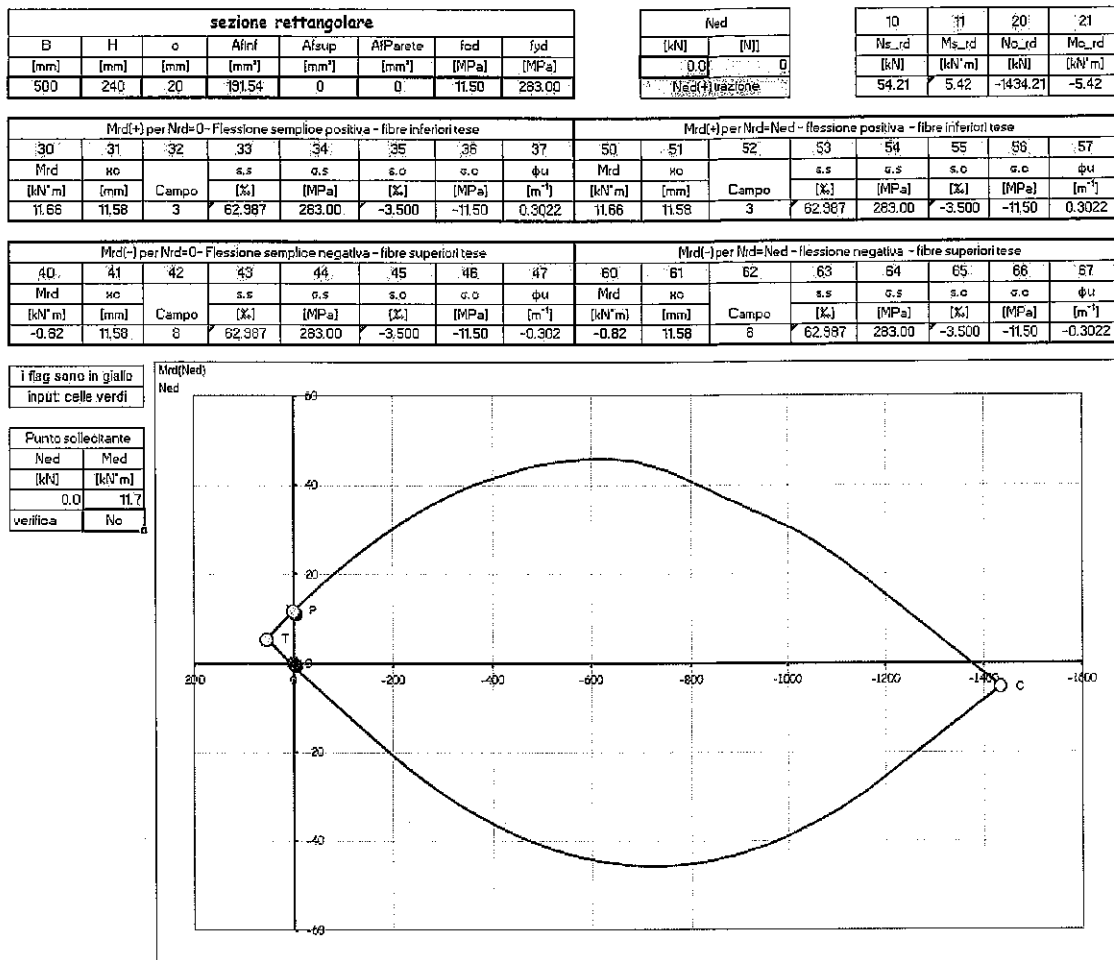


Si rileva che, in merito alle **azioni statiche**:

- le sollecitazioni di taglio e di momento flettente tendono ad assumere valori rilevanti (in relazione alle caratteristiche meccaniche rilevate per il calcestruzzo e l'acciaio), nelle combinazioni statiche, per tutte le travi longitudinali del fabbricato. Tali valori sono dell'ordine di **760 kNm** per le travi della palestra contro **valori di resistenza simulata a SLU di 885 kNm** (il calcolo è stato condotto ipotizzando di armare la trave con il metodo alle tensioni ammissibili, mantenendo valori di armatura inferiori a quelli massimi);



Analogamente per le travi del corpo servizi nelle combinazioni statiche, le sollecitazioni di flessione (positive e negative) sono dell'ordine di **-43.7 kNm** e **41.1 kNm** **valori di resistenza simulata a SLU di ±49 kNm** (il calcolo è stato condotto ipotizzando di armare la trave con il metodo alle tensioni ammissibili, mantenendo valori di armatura inferiori a quelli massimi);



Se pur al limite, la sezione può considerarsi verificata.

- alla base, i pilastri sono sottoposti (nella combinazione a SLU) a una sollecitazione di compressione di circa 970 kN. I valori di resistenza dei pilastri, a sezione 60x60, è di circa 6800 kN, di gran lunga superiore a quanto necessario. Risultano superflue ulteriori verifiche.

sezione rettangolare							
B	H	c	A <sub>inf</sub>	A <sub>sup</sub>	A <sub>Parete</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
600	600	30	803.84	803.84	401.92	17.40	283.00

Ned	
[kN]	[N]
0.0	0
Ned(+): trazione	

10	11	20	21
N <sub>e,rd</sub>	M <sub>s,rd</sub>	N <sub>o,rd</sub>	M <sub>o,rd</sub>
[kN]	[kN'm]	[kN]	[kN'm]
563.72	0.00	-6632.72	0.00

Sulla base dei rilievi e delle indagini condotte:

- l'edificio appare in buono stato di conservazione sul piano strutturale, non si rilevano fenomeni di dissesto o di affaticamento strutturali;
- 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 ottime e le verifiche statiche positive;**
- 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;

La massima pressoflessione dei pilastri è data dalla combinazione di un momento flettente di **276.5 kNm** e uno sforzo normale di **645 kN**

A titolo esemplificativo si riporta la scheda di calcolo del momento resistente con diagramma a rosetta per i suddetti pilastri, sotto l'azione dello sforzo normale della relativa combinazione sismica:

sezione rettangolare							
B	H	c	A <sub>fini</sub>	A <sub>sup</sub>	A <sub>Parete</sub>	f <sub>od</sub>	f <sub>yd</sub>
[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
600	600	30	803.84	803.84	401.92	17.40	283.00

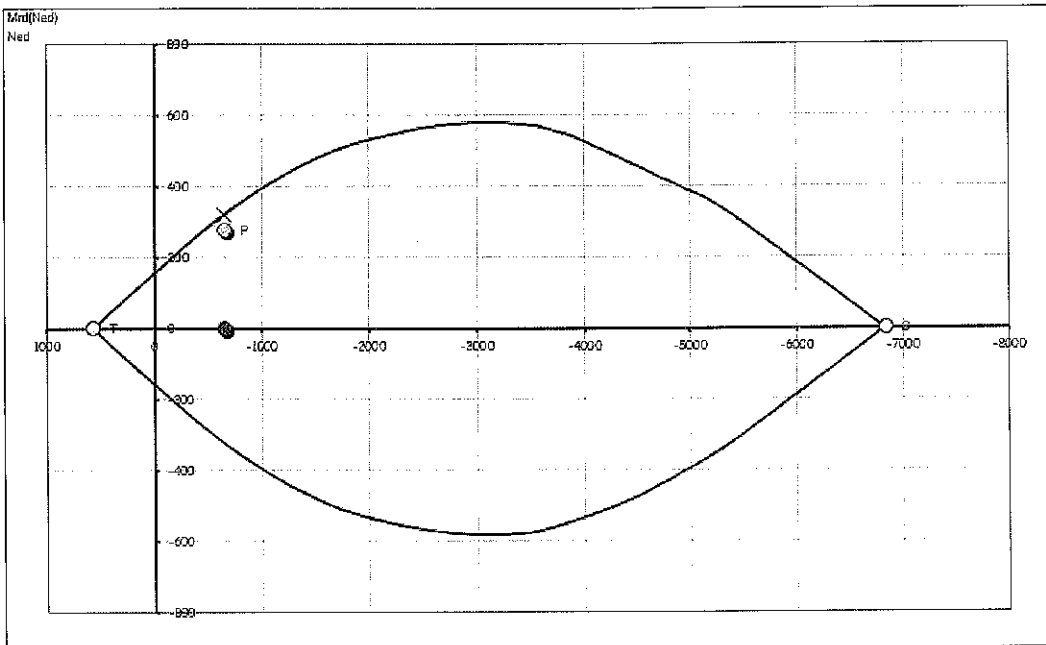
Ned	
[kN]	[N]
-645.0	-645000
Ned(3)azione	

30	31	32	31
N <sub>e,rd</sub>	M <sub>s,rd</sub>	N <sub>e,rd</sub>	M <sub>c,rd</sub>
[kN]	[kN·m]	[kN]	[kN·m]
588.72	0.00	-6832.72	0.00

Mrd(+) per Nrd=0 - Flessione semplice positiva - fibre inferiori tese								Mrd(+) per Nrd=Ned - flessione positiva - fibre inferiori tese							
30	31	32	33	34	35	36	37	50	51	52	53	54	55	56	57
Mrd	hc		s.s	s.s	s.c	s.c	φ <sub>u</sub>	Mrd	hc		s.s	s.s	s.c	s.c	φ <sub>u</sub>
[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m <sup>-1</sup> ]	[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m <sup>-1</sup> ]
156.09	33.43	3	56.163	283.00	-3.500	-17.40	0.1047	322.11	85.71	3	18.740	283.00	-3.500	-17.40	0.0390

Mrd(-) per Nrd=0 - Flessione semplice negativa - fibre superiori tese								Mrd(-) per Nrd=Ned - flessione negativa - fibre superiori tese							
40	41	42	43	44	45	46	47	60	61	62	63	64	65	66	67
Mrd	hc		s.s	s.s	s.c	s.c	φ <sub>u</sub>	Mrd	hc		s.s	s.s	s.c	s.c	φ <sub>u</sub>
[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m <sup>-1</sup> ]	[kN·m]	[mm]	Campo	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[m <sup>-1</sup> ]
-159.09	33.43	8	56.163	283.00	-3.500	-17.40	-0.105	-322.11	85.71	8	18.740	283.00	-3.500	-17.40	-0.0390

i flag sono in giallo	
input: celle verdi	
Punto sollecitante	
Ned	Med
[kN]	[kN·m]
-645.0	276.5
verifica	Si



Come si evince, la sollecitazione è contenuta nel dominio di resistenza del pilastro.

## 10. Considerazioni conclusive

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

- i valori caratteristici di resistenza a compressione del calcestruzzo sono adeguati o superiori 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 non presenta criticità nei suoi componenti strutturali e risultano soddisfatte le verifiche a SLU previste dalle attuali normative. Per il mantenimento delle condizioni di servizio si rammentano gli adempimenti e gli obblighi connessi alla corretta manutenzione.

Sul piano sismico la struttura ha adeguate capacità strutturali. Non sono necessari interventi di adeguamento sul telaio esistente, salvo degli accorgimenti costruttivi atti a garantire il collegamento dei vari elementi strutturali attualmente disposti in semplice appoggio, che possono consistere nell'applicazione di piastre (a "L", piane, ecc.) da fissare con ancoranti meccanici o chimici (tasselli).

**In considerazione di quanto sopra esposto l'uso del fabbricato può proseguire fermo restando la pianificazione nel breve periodo degli interventi testé descritti.**

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;