

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO
CITTA' DI SUSÀ



**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA AI SENSI DELL' O.P.C.M N°3274
DEL 02/02/2003 IN CONFORMITÀ AL D.M. 14/01/2008 E SS.MM.II.**

SCUOLA PRIMARIA DI CORSO COUVERT, 24
SUSÀ (TO)

Torino, 28 novembre 2017

Il tecnico incaricato
Ing. Alessio Camelliti
Studio Tecnico Associato AS32

INDICE

1. Oggetto – Relazione metodologica	3
2. Analisi storico-critica e descrizione generale dell’edificio	3
3. Rilievo strutturale ed indagini specialistiche sulle strutture	13
4. Normativa, caratterizzazione dei materiali ed azioni di progetto	25
5. Modellazione dell’edificio.....	39
6. Combinazioni di carico	50
7. Risultati delle analisi	53
8. Criterio utilizzato per l’analisi e verifiche sui principali elementi strutturali.....	63
9. Sintesi dei risultati di analisi di vulnerabilità sismica.....	68
10. Considerazioni conclusive.....	68
11. Proposta di miglioramento sismico per la progettazione preliminare.....	68

1. Oggetto – Relazione metodologica

La presente relazione tecnica è relativa alla valutazione della vulnerabilità sismica con riferimento al D.M. 14.01.2008 Cap. 8 e Circolare esplicativa n. 617 del 02.02.2009 dell'edificio scolastico sito corso Couvert n. 24 a Susa (TO), condotta attraverso i criteri metodologici riportati di seguito.

La valutazione di vulnerabilità è stata condotta in relazione all'incarico conferito con determinazione dirigenziale n° 53 del 22/09/2017.

Nella fattispecie il presente documento riassume entrambe le fasi previste all'Art. 2 "Oggetto dell'Incarico". La verifica documentale preliminare all'acquisizione dei documenti, i sopralluoghi iniziali e la definizione del numero e della tipologia delle prove sono riassunti nei paragrafi che seguono.

La valutazione approfondita è stata condotta attraverso i seguenti passaggi:

- 1) Acquisizione dei documenti per la corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione, mediante la ricostruzione dell'originario processo di realizzazione e le successive modificazioni subite dal manufatto.
E' stata acquisita la documentazione disponibile presso gli archivi del Comune, risultata completa di progetto architettonico e strutturale dettagliato, con i disegni e la posizione delle armature;
- 2) Rilievo di verifica a campione per la validazione degli elaborati di progetto in termini di numero e tipologia delle armature, dimensione degli elementi strutturali e loro connessione;
- 3) Campagna di indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali, attraverso la definizione progressiva di un determinato numero di prove distruttive, di saggi geometrici e di prove non distruttive. Analogo criterio è stato utilizzato per la determinazione dei parametri di caratterizzazione del suolo di fondazione, attraverso l'esecuzione di prove penetrometriche e di prospezioni sismiche;
- 4) Modellazione strutturale agli elementi finiti e calcolo della risposta per i carichi previsti dalla normativa vigente all'epoca della costruzione e per i carichi (statici e sismici) previsti dall'attuale normativa (D.M. 14.01.2008).
- 5) Valutazione della sicurezza strutturale attraverso l'analisi dei risultati ottenuti, il coefficiente moltiplicativo dell'accelerazione sismica che determina il superamento dello stato limite e la conseguente determinazione dell'indice di vulnerabilità;
- 6) Proposta per intervento di miglioramento statico e sismico del fabbricato, con stima del miglioramento sismico atteso.

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

2.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio, di proprietà del Comune di Susa, ospita l'edificio scolastico di istruzione primaria è situato nel territorio comunale di Susa (TO), sul lato nord oltre la linea ferroviaria in una area pianeggiante posta tra la confluenza del torrente Cenischia con la Dora Riparia.



Localizzazione coordinate attraverso sito Arpa Piemonte

La georeferenziazione ha permesso di desumere le seguenti coordinate geografiche del sito e quelle del reticolo di riferimento

Latitudine	45.138700 [deg]
Longitudine	7.056400 [deg]
Ag (Tr=475anni, 50° perc.)	0.134 [g]
Vertici della maglia del reticolo di riferimento	
Vertice 1 (ID=13118)	d ₁ =2.93 [km]
Vertice 2 (ID=13119)	d ₂ =5.14 [km]
Vertice 3 (ID=13340)	d ₃ =3.11 [km]
Vertice 4 (ID=13341)	d ₄ =5.24 [km]

L'edificio sviluppa in un'area pianeggiante, nell'area urbana della cittadina a una quota s.l.m. di circa 500 m, risulta isolato e pertanto non vi sono interazioni con le strutture limitrofe.



Vista dell'ingresso del complesso scolastico da piazza A. Banda

L'edificio si sviluppa per due piani fuori terra e un piano seminterrato nel quale sono presenti alcuni locali tecnici, alcuni laboratori.

La struttura portante è costituita da:

- elementi verticali (pilastri) ed orizzontali (travi) in calcestruzzo armato;
- solai di calpestio latero cemento;
- struttura di copertura con telaio avente orditura in c.a.;
- muri di tamponamento con muratura a cassa vuota e intonaco;
- tramezze divisorie in laterizio forato;

L'edificio è stato realizzato in due lotti successivi. Ad esclusione di piccole variazioni tra i tramezzi riportati nei disegni e quelli riscontrati in opera, non vi sono ulteriori discontinuità temporali nell'esecuzione delle strutture.

La forma del fabbricato è piuttosto variegata, con elevata irregolarità in pianta e in elevazione.

La palestra scolastica è costituita da portali in c.a. a sezione costante con aste diversamente inclinate, come evidenziato nella foto che segue. Dai disegni del progetto esecutivo, risulta essere presente un tirante alla base dei piedritti per l'assorbimento delle forze orizzontali.



Interno palestra

Esistono spazi interni con notevoli luci, come il locale mensa e le aule interciclo:



Interno aule interciclo



Interno mensa

Sono presenti travi a diverso spessore in relazione alle luci. Molte sono ribassate in corrispondenza degli elementi di spina.



Travi ribassate locale mensa

Sono presenti, sul perimetro del fabbricato, delle strutture di copertura di alcuni camminamenti, costituite da una prosecuzione delle falde del tetto, realizzate in sezione di calcestruzzo pieno e appoggiate a profili metallici piuttosto sottili (HEB100):



Strutture di copertura esterne

In molti casi è stato possibile rilevare le strutture a vista, come nei locali seminterrati e nel sottotetto:



Pilastro - trave - seminterrato



Trave di colmo - sottotetto

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

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

Nel caso in esame si assumono i parametri in base alla destinazione d'uso del fabbricato:

Tipologia: Opera di tipo ordinaria

Vita nominale V_N (anni) 50

(L'edificio in questione fu realizzato in due lotti ultimati rispettivamente nel 1978 e nel 1979. Risultano agli atti i disegni delle opere strutturali depositate al Genio e il collaudo delle strutture del primo e del secondo lotto, depositati rispettivamente il 07.09.1978 e il 11.09.1979)

Classi d'uso

Le costruzioni sono suddivise in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dovute agli effetti dell'azione sismica.

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n° 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C se appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

--	--

Per la costruzione in esame si assume classe d'uso III

Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, con la seguente formula in funzione del coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come di seguito

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

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:

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività (SLO)	45	0.050	2.418	0.223
Danno (SLD)	75	0.064	2.428	0.234
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.153	2.478	0.269
Prevenzione Collasso (SLC)	1462	0.189	2.515	0.278

2.3 Analisi storico-critica

L'edificio, come si desume dalle ricerche condotte dal settore LL.PP. del Comune di Susa e messe a disposizione dello scrivente, fu costruito in due lotti.

Il primo è stato denunciato (ai sensi della legge 1086 del 1971) il 13.07.1977, denuncia n. 35765. Il progettista architettonico delle opere risultava essere l'Ing. Italo Chiarle con studio in via Alfano n. 1 a Torino, il progettista delle strutture l'Ing. Lazzaro Tessore con studio in via Cibrario n. 4 a Torino, il costruttore era la s.n.c. S. Leonardo dei f.lli Rigoni con sede in corso Adriatico n. 26 a Torino.

Il collaudo del primo lotto è stato redatto dall'Ing. Mina Natale Diego con studio in via Roma n. 10 a Condove (TO), ed è stato depositato il 7 settembre del 1978.

Il secondo lotto è stato denunciato il 15.11.1978, denuncia n. 5088. Il progettista architettonico e strutturale risultava essere l'Ing. Italo Chiarle con studio in via Alfano n. 1 a Torino, il costruttore era la s.n.c. S. Leonardo dei f.lli Rigoni con sede in corso Adriatico n. 26 a Torino.

Il collaudo del secondo lotto è stato redatto dall'Arch. Claudio Brezzo con studio in via Montello n. 12 a Susa (TO), ed è stato depositato il 11 settembre 1979.

Analisi della documentazione

La documentazione disponibile, utile ai fini della valutazione di vulnerabilità sismica, risulta essere costituita da:

- Elaborati grafici architettonici e strutturali forniti dall'Ufficio Tecnico del Comune e disponibili per entrambi i lotti dai quali risultano i carichi di progetto, le caratteristiche meccaniche dei materiali, la geometria di tutti gli elementi strutturali con forme e dimensioni, le carpenterie esecutive della maggior parte degli elementi strutturali (armature e particolari costruttivi);
- Il certificato di collaudo statico del primo lotto fa riferimento ai seguenti certificati di prova:
 - prot. 1857, cert. 3997 del 22.06.1977, prot. 3273, cert. 225 del 18.11.1977, prot. 1712, cert. 3403 del 12.05.1977; prot. 2140, cert. 4090 del 05.07.1977 per barre di acciaio emesso dal Politecnico di Milano;
 - prot. 3695, cert. 7/2933/32 del 04.04.1978 per cubetti di calcestruzzo emessi dal Politecnico di Torino;
- Il certificato di collaudo statico del secondo lotto fa riferimento ai seguenti certificati di prova:
 - cert. 724/364, del 16.01.1979, per barre di acciaio emesso dal Politecnico di Milano;
 - prot. 10997, cert. 8/0643/32 del 09.02.1979 per cubetti di calcestruzzo emessi dal Politecnico di Milano;

2.4 Esito dell'analisi storico-critica

Sulla scorta di cui sopra si è prevenuti ad un elevato livello di inquadramento di carattere storico critico. Il livello di progettazione esecutiva del complesso scolastico è di tipo medio-alto, con dettagliati particolari costruttivi e realizzativi.

Dalle evidenze storico-documentali non emergono particolari modifiche o significativi cambi di destinazioni d'uso.

2.5 Rilievo geometrico

Al fine di poter eseguire una coerente valutazione di vulnerabilità sismica del fabbricato è stato eseguito un rilievo geometrico, architettonico e strutturale.

L'esecuzione del rilievo è stata preceduta da sopralluoghi al fabbricato, necessari per conoscerne struttura, distribuzione plano-altimetrica e per stabilire le migliori tecniche per eseguire le varie misurazioni.

E' stata verificata la congruenza degli elementi strutturali riportati nelle tavole progettuali con quanto riscontrato sul manufatto al fine di poterne appurare la validità.

La verifica è stata condotta sia sul sito (verificando con misuratore laser le distanze tra i pilastri e la geometria degli stessi) che sui documenti cartacei.

Finite le fasi di verifica, è stato definito il modello tridimensionale corretto del fabbricato, tenendo criticamente conto degli elementi che influiscono a vantaggio di sicurezza nelle analisi se omessi o trascurati per il loro contributo. Nella fattispecie, le incertezze sulle dimensioni e il posizionamento degli elementi strutturali sono state colmate a vantaggio di sicurezza con l'ottica di affinarne successivamente l'approfondimento in funzione del margine di verifica risultante dai calcoli.

3. Rilievo strutturale ed indagini specialistiche sulle strutture

3.1 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Concetto di conoscenza degli edifici esistenti

La conoscenza di un edificio esistente risente di questi aspetti fondamentali:

- il “progetto” (o meglio la costruzione) riflette lo stato delle conoscenze (regola d'arte) al tempo della loro edificazione e può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione che non sono direttamente visibili o evidenziabili;
- gli edifici esistenti possono aver già sopportato in passato terremoti (più o meno violenti) o altre azioni accidentali, i cui effetti possono essere più o meno manifesti;
- gli edifici esistenti presentano situazioni concrete che possono essere le più diverse (e a volte imprevedibili).

Nel caso in esame risulta disponibile il progetto strutturale del fabbricato, in tutte le sue parti (geometria, fili fissi, particolari costruttivi, carpenteria delle armature).

Sulla base della documentazione ed in funzione degli stanziamenti disponibili per l'esecuzione della campagna di indagini e di rilievi condotti in situ, si ricade nel livello di conoscenza accurata LC3 secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 e dalla Circolare n. 617/09.

I dati richiesti per raggiungere il **livello di conoscenza LC3** sono definiti in Tab. (1.26), estratta dalla Circolare n. 617/09.

Per l'edificio in oggetto, caratterizzato da una struttura portante in c.a., per la stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza, verranno considerate le indicazioni, previste dal D.M. 14/01/2008 e dalla Circolare n. 617/09, relative alle costruzioni esistenti in cemento armato.

Tabella C8A.1.2 – 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	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

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.

Per gli elementi in c.a. dalla normativa:

"LC3: Conoscenza accurata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare"

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

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

3.2 Progetto della campagna di indagini

Coerentemente con il livello di conoscenza che si è scelto di raggiungere e, con le informazioni disponibili, la campagna di indagini è stata progettata con i criteri di sotto riportati.

Si segnala che l'esito della campagna di indagini sui materiali è riportato in allegato alla presente relazione.

Geometria

- rilievo geometrico a campione della struttura mediante verifica della rispondenza di quanto in situ con quanto previsto nel progetto simulato;

Dettagli costruttivi e proprietà dei materiali

- rilievi visivi sugli elementi strutturali accessibili e direttamente misurabili;
- n. 10 estrazioni di saggi cilindrici di calcestruzzo e successiva prova di compressione in Laboratorio, con valutazione dello stato di carbonatazione del calcestruzzo;
- n. 2 prelievi di barre d'armatura e successiva prova di trazione in laboratorio;
- n. 11 rilievi della posizione delle barre d'armatura, del loro diametro e valutazione del copriferro mediante asportazione del copriferro e pachometro;
- 8 indagini a ultrasuoni per la misura non distruttiva della resistenza del calcestruzzo;
- misure sclerometriche;

Terreno di fondazione

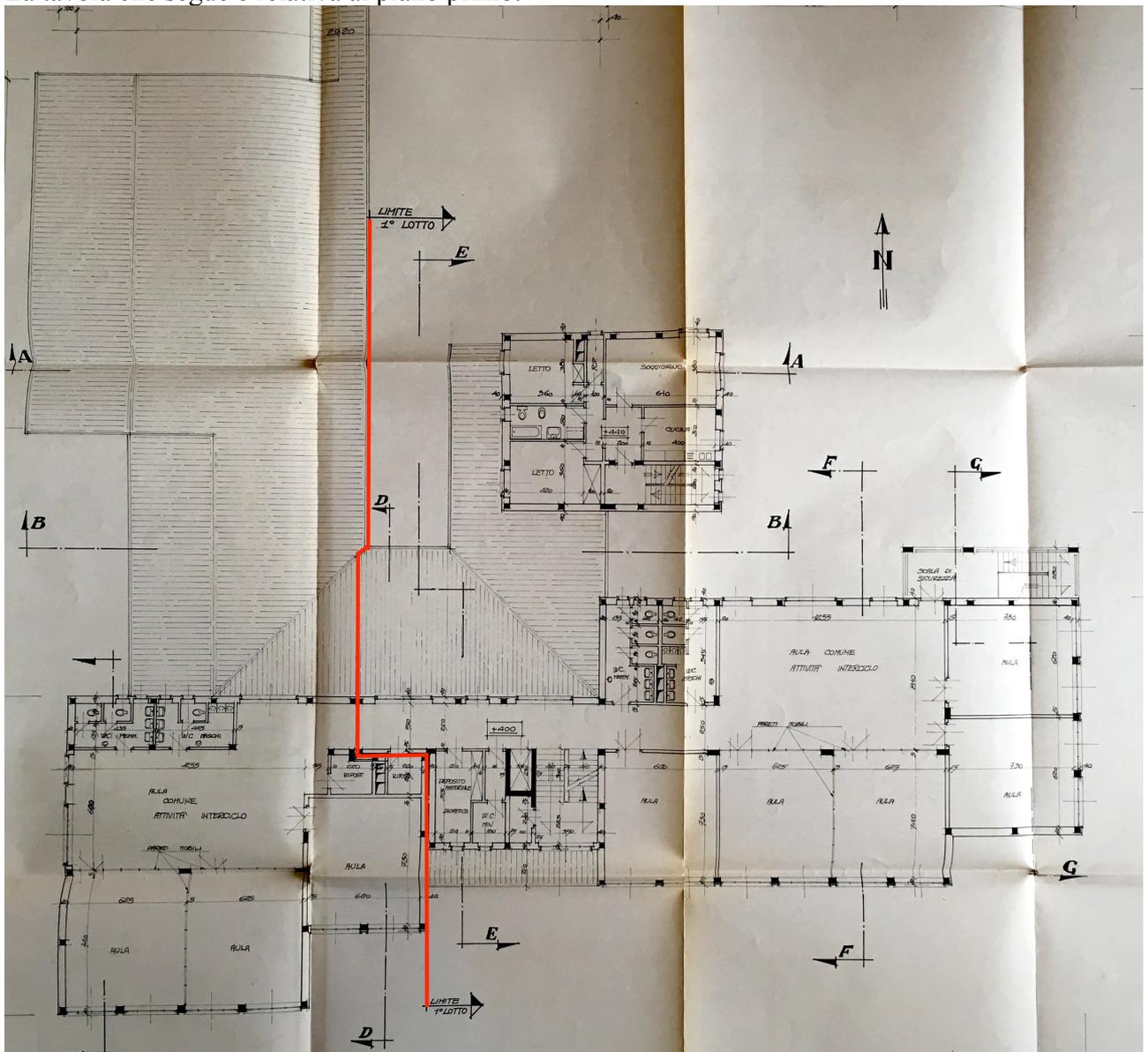
La caratterizzazione geologica e geotecnica è stata effettuata dal Dott. Geol. Fabrizio Gola, con la seguente campagna di indagini (la cui relazione è allegata alla presente):

- prova penetrometrica dinamica;
- prova MASW;

che ha permesso di determinare le caratteristiche del terreno di sottosuolo, la velocità delle onde di taglio Vs30 e la presenza di falde.

Se sul piano prettamente statico, la forma e le caratteristiche del fabbricato non dimostrano particolari evidenze di criticità, in termini sismici si evidenzia una marcata irregolarità, sia in pianta che in elevazione.

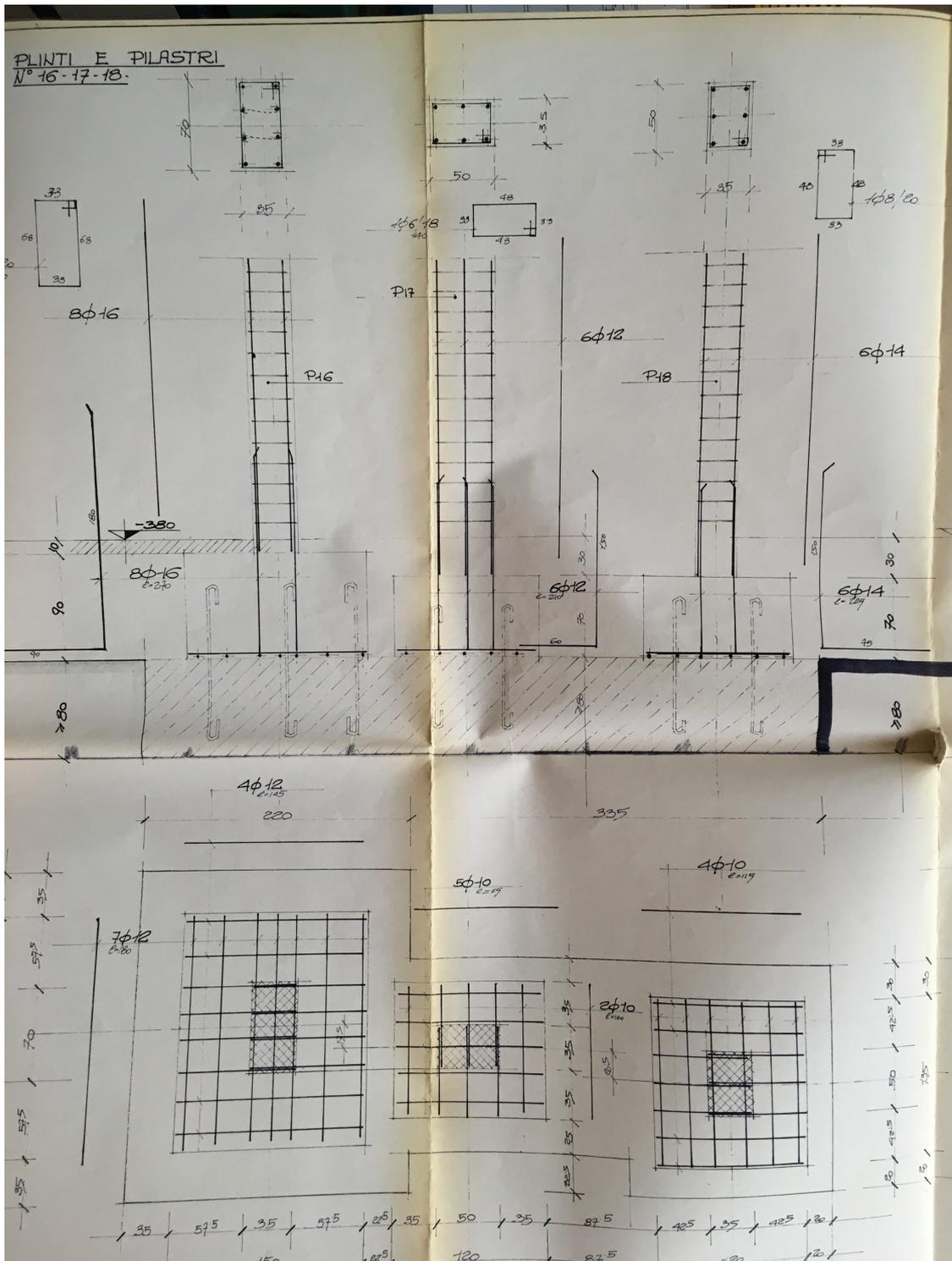
La tavola che segue è relativa al piano primo:



Si evince come la zona palestra e la zona atrio abbiano una altezza diversa rispetto al resto del fabbricato, che si sviluppa anche al piano superiore.

Inoltre, il fabbricato che ospita l'ex alloggio custode è, in elevazione, separato dal resto del contesto strutturale.

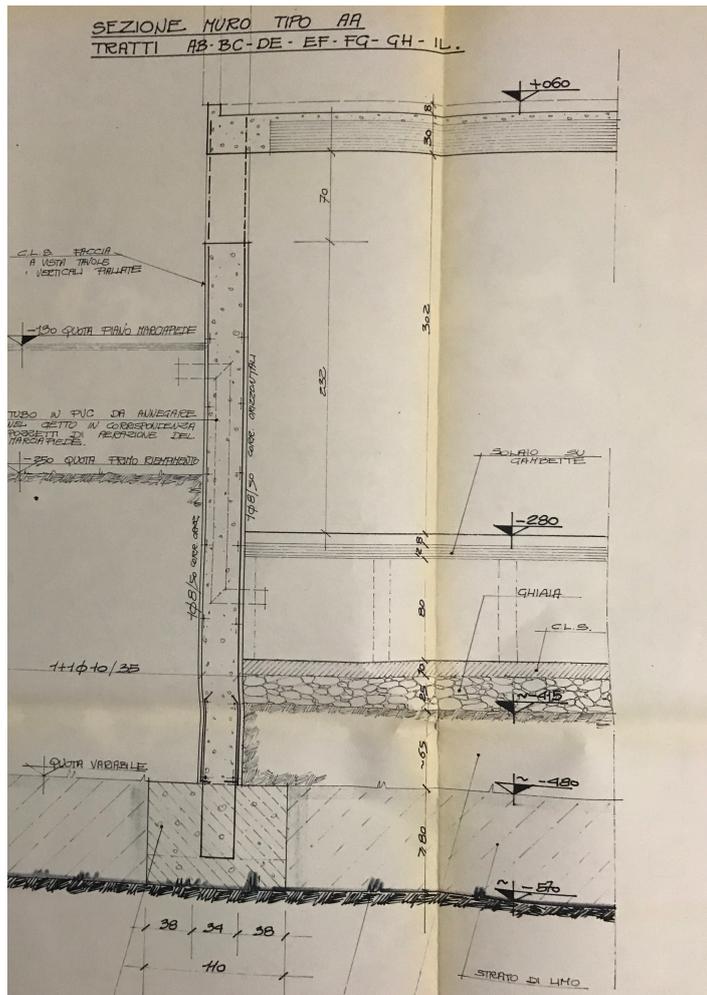
In tutto ciò, è da evidenziare come la costruzione di due lotti differenti, provochi una separazione anche planimetrica indicata con la linea rossa di demarcazione nelle figure precedenti.



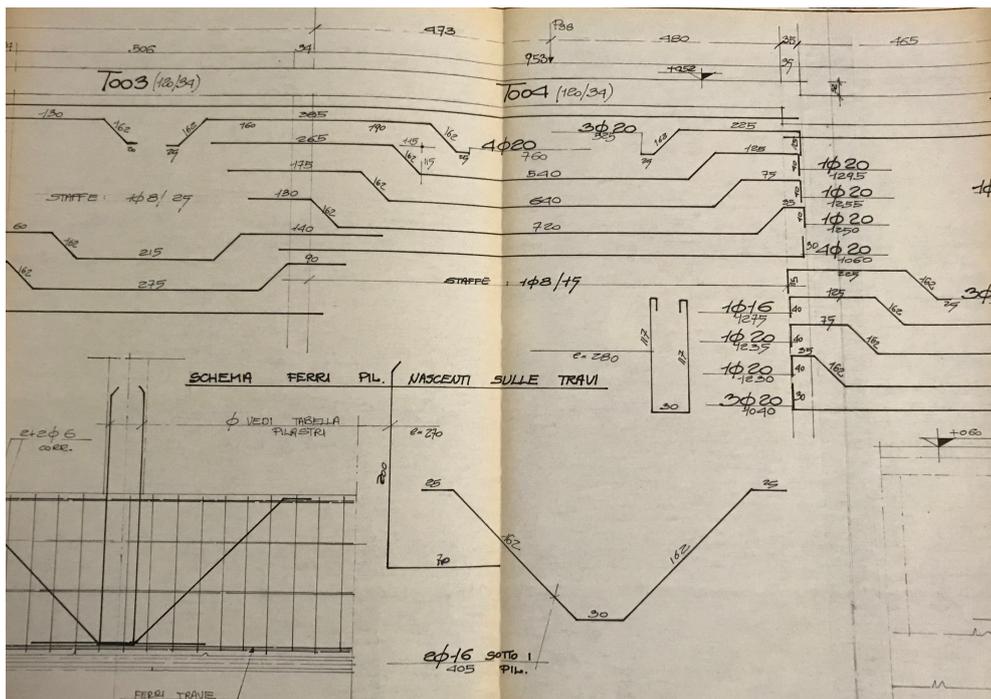
Si denota una particolare attenzione alla disposizione delle armature, con la presenza di uncini di collegamento delle barre longitudinali.

La staffatura nelle zone critiche risulta uguale a quella delle zone non critiche e insufficiente a soddisfare i criteri odierni per la progettazione in zona sismica.

Nelle zone perimetrali i pilastri sono calati all'interno del muro in conglomerato come riportato nella figura che segue:



Le armature delle travi continue di fondazione sono disponibili in maniera particolareggiata, come evidente dall'estratto seguente:



3.6 Strutture verticali in cemento armato (pilastri)

La struttura verticale dell'edificio è costituita da una maglia di pilastri in calcestruzzo armato le cui dimensioni sono state desunte dagli elaborati progettuali disponibili.

Le dimensioni dei pilastri sono estremamente variabili e totalmente ricavabili dalla "tabella ferri" del progetto esecutivo, di cui si riporta un estratto:

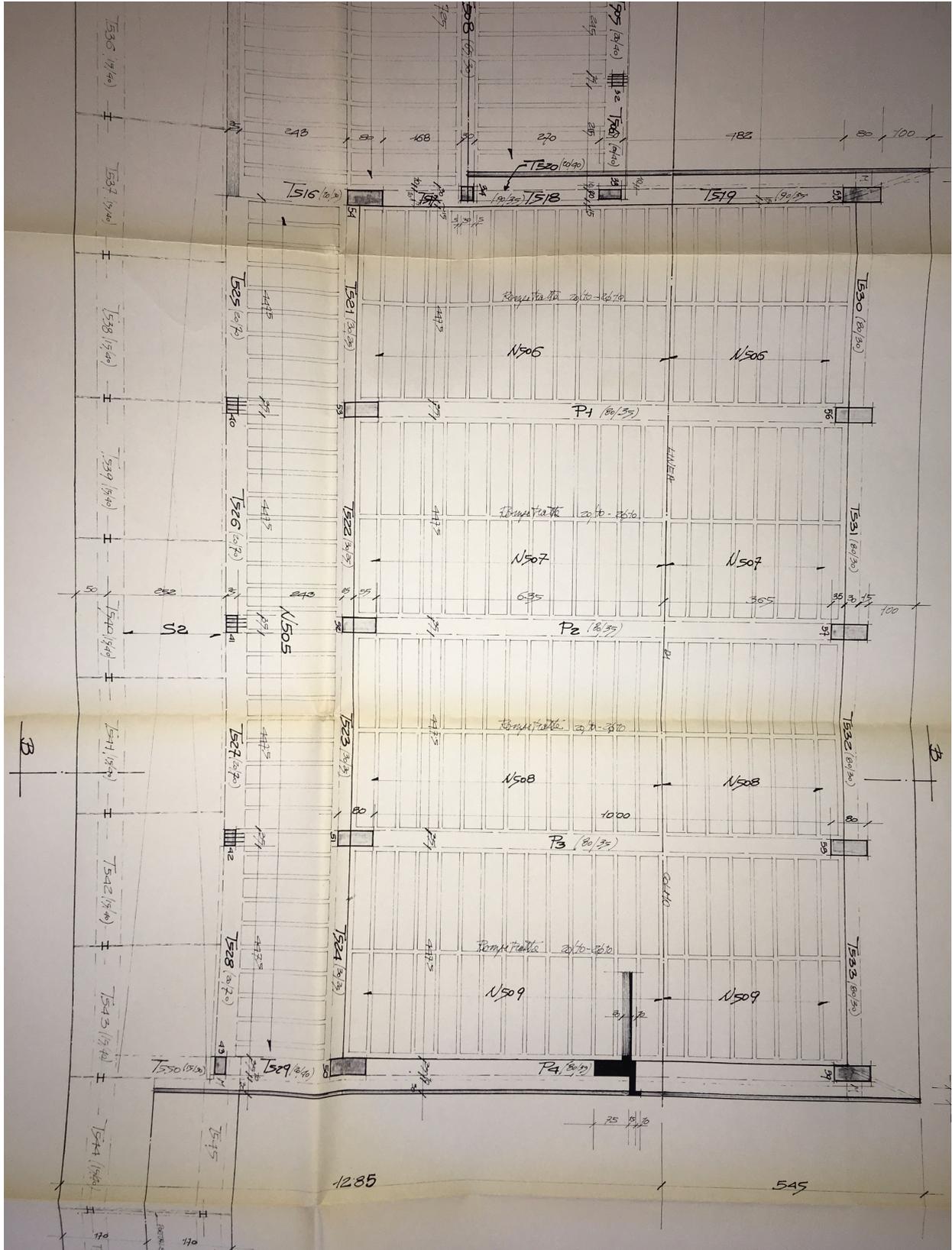
N° PIL.	PIANO INTERRATO			PIANO TERRA			SOTTOTETTO		
	DIMEN- SIONI	Ø	STAFFE	DIMEN- SIONI	Ø	STAFFE	DIMEN- SIONI	Ø	STAFFE
28	/	/	/	25/25	4φ12	1φ6/18	25/25	4φ12	1φ6/18
29	/	/	/	25/25	4φ12	1φ6/18	25/25	4φ12	1φ6/18
30	34/34	4φ18	1φ8/20	25/25	4φ12	1φ6/18	25/25	4φ12	1φ6/18
31	/	/	/	25/25	4φ12	1φ6/18	25/25	4φ12	1φ6/18
32	/	/	/	25/25	4φ12	1φ6/18	25/25	4φ12	1φ6/18
33	59/45	6φ14	1φ8/20	30/50	6φ14	1φ8/20	30/50 (20/50)	6φ12	1φ6/18
34	45/40	4φ14	1φ8/20	30/40	6φ12	1φ6/18	30/30	4φ12	1φ6/18
35	30/50	8φ12	1φ8/18	30/30	4φ16	1φ8/20	30/30	4φ14	1φ8/18
36	34/34	4φ18	1φ8/20	25/25	4φ14	1φ8/20	/	/	/
37	34/30	4φ14	1φ8/20	25/25	4φ12	1φ6/18	/	/	/
38	/	/	/	25/30	4φ12	1φ6/18	/	/	/
39	34/35	4φ18	1φ8/20	35/25	4φ12	1φ6/18	35/25	4φ12	1φ6/18
40	/	/	/	35/25	4φ12	1φ6/18	35/25	4φ12	1φ6/18
41	34/35	4φ18	1φ8/20	35/25	4φ12	1φ6/18	35/25	4φ12	1φ6/18
42	/	/	/	35/25	4φ12	1φ6/18	35/25	4φ12	1φ6/18
43	34/57 ⁵	6φ12	1φ8/18	35/25	4φ12	1φ6/18	35/25	4φ12	1φ6/18
44	30/45	6φ12	1φ6/15	/	/	/	/	/	/
45	25/25	4φ14	1φ6/15	/	/	/	/	/	/
46	25/25	4φ14	1φ6/17	/	/	/	/	/	/
47	25/25	4φ14	1φ6/15	/	/	/	/	/	/
48	25/25	4φ14	1φ6/15	/	/	/	/	/	/
49	25/25	4φ14	1φ6/19	/	/	/	/	/	/
50/59	45/80	6φ14+ 2φ12	1φ8/20	/	/	/	/	/	/
51/52/ 53	35/80	6φ16	1φ8/20	/	/	/	/	/	/
54	35/80	6φ14	1φ8/20	35/80	6φ14	1φ8/20	35/80	6φ14	1φ8/20
55	45/80	6φ14 2φ12	1φ8/20	35/80	8φ14	1φ8/20	/	/	/

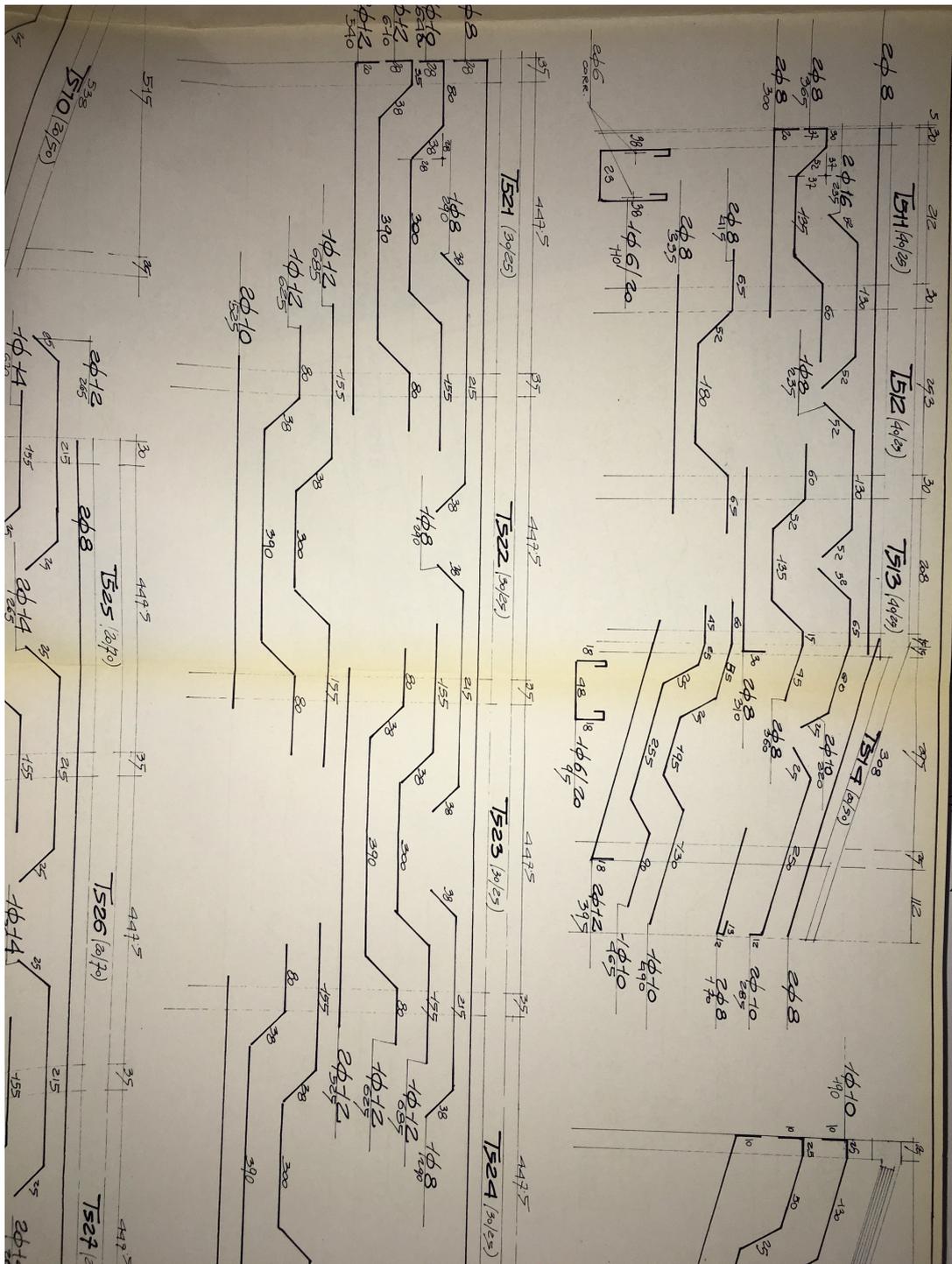
La filosofia progettuale è stata di creare pilastri a sezione maggiore al piano interrato per poi proseguire con una sezione costante nei piani superiori.

3.7 Strutture orizzontali in cemento armato (travi e solai)

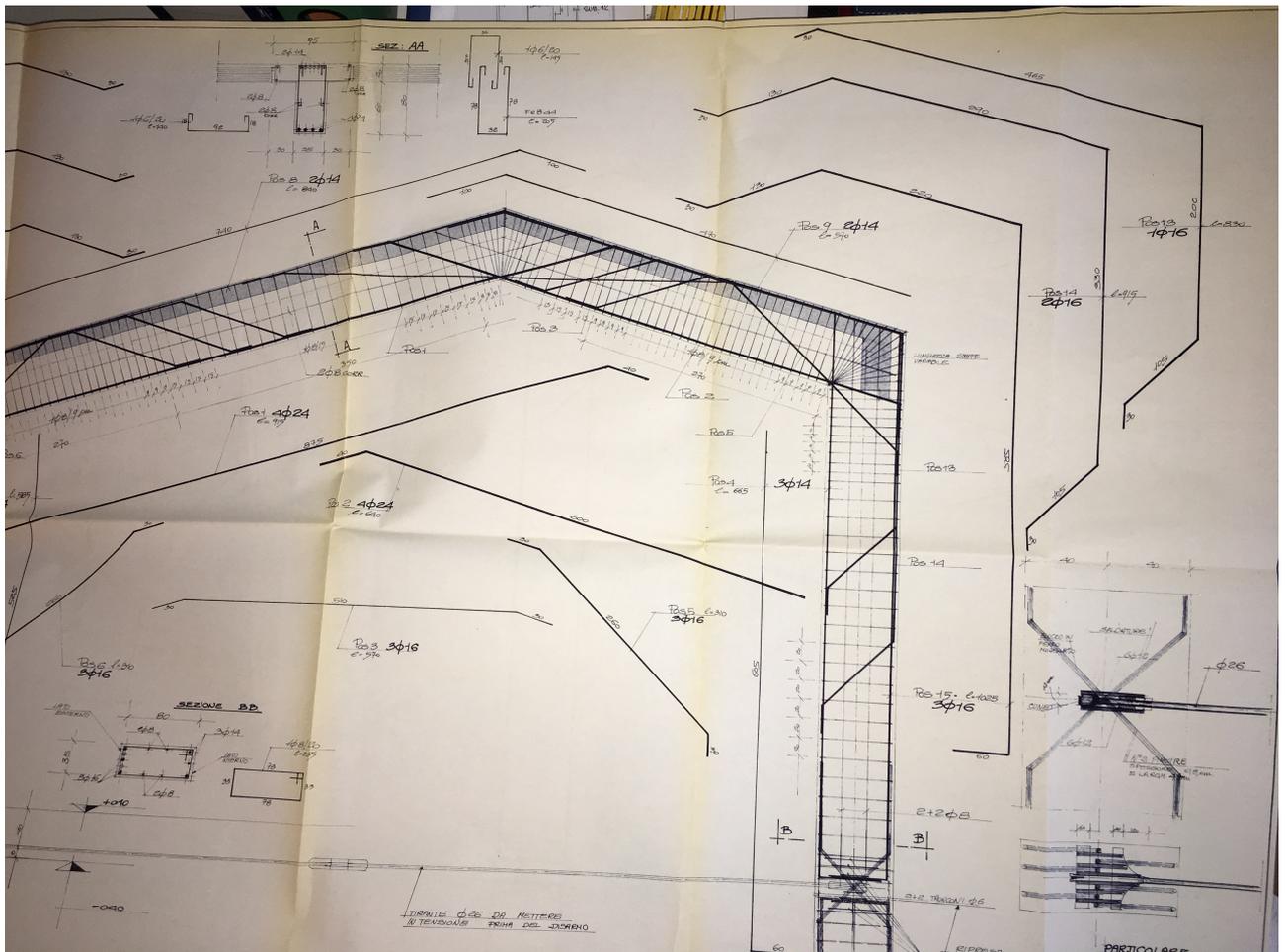
Le strutture orizzontali (travi) del complesso sono soventemente fuori spessore di solaio per tutti i piani, in ragione delle luci più o meno variabili.

Si riportano di seguito uno stralcio di carpenteria solaio e di carpenteria esecutiva delle travi:





Come risulta dalle tavole, le armature sono disposte con barre sagomate. In condizioni sismiche si ha una differenza di risposta per l'inversione dei momenti che non è contemplata nel progetto. Nella palestra si ha un portale rigido realizzato con ferri sagomati e tirante alla base, di cui si allega stralcio:



3.8 Orizzontamenti in latero cemento armato (solai)

Gli impalcati sono costituiti da solai gettati in opera aventi mediamente spessore complessivo di 30 cm con 25 cm di pignatta in laterizio di alleggerimento e 5 cm di soletta superiore di completamento. Le coperture sono invece spesse complessivamente 20 cm (16 cm di pignatta e 4 cm di getto di completamento).

Nelle coperture esterne, prosecuzione delle falde dei tetti, si ha un getto pieno di calcestruzzo di spessore pari a 15 cm.

L'interasse tra i travetti è sempre pari a 50 cm e gli stessi hanno sempre 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 7.2.2. del DM 2008.

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 rigidità;
- 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 vari piani.

Considerazioni finali relative alla regolarità

Data la particolare configurazione geometrica dell'edificio non si ritengono soddisfatti i requisiti di regolarità in pianta e neanche quelli di regolarità in altezza (il blocco palestra presenta significativa variazione di rigidezza passando dal primo al secondo livello).

4. Normativa, caratterizzazione dei materiali ed azioni di progetto

4.1 Normativa di riferimento

- OPCM n. 3274 del 20/03/2003. Primi elementi di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 14-01-2008, Nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- Circ..Min. esplicativa n.617 del 02-02-2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008;
- DPCM 12-10-2007, Direttiva del Presidente del Consiglio dei ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni;
- Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009);
- UNI ENV 1996-1-1:2006. (Eurocodice 6). Progettazione di strutture in muratura. Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata;
- UNI ENV 1998-1-1:2005 (Eurocodice 8). Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1.
- D.G.R. Regione Piemonte n. 12.12.2011 n. 4-3084 e s.m.i. D.G.R. 21.05.2014 n. 65-7656 Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese

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.

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.

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;
- Fa : correzione per armature incluse, variabile tra:
 - 1.03 per barre di piccolo diametro (ϕ 10);
 - 1.13 per barre di diametro elevato (ϕ 20);
- Fd : 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;
 - ϕ è il diametro della barra.
- F_d : è la correzione per il disturbo, pari a 1.30.

Metodo Cestelli Guidi (1981)

Il metodo del prof. Cestelli Guidi risulta tra i primi metodi proposti.

L'espressione ha la particolarità di tenere in conto la direzione di perforazione rispetto alla direzione del getto:

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

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_{dir} : correzione per direzione della perforazione rispetto al getto, pari a:
 - 1 per direzione ortogonale;
 - 0.92 per direzione parallela;
- F_d : correzione per il disturbo, pari a 1.50.

NTC 08 – Metodo EN 13791 – Linee Guida C.S.LL.PP.

Sebbene le NTC non proponano un'espressione per la correzione dei dati sperimentali, trattando il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera sono ritenuti accettabili valori medi di resistenza fino all'85% della resistenza definita in fase di progetto, pertanto si può interpretare tale percentuale come un coefficiente di disturbo.

Per quanto riguarda la correzione per la snellezza del provino, il passaggio da resistenza cubica ($l/D = 1$) a cilindrica ($l/D = 2$) è effettuato moltiplicando per 0.83, da cui si può ricavare un'espressione linearmente variabile per snellezza compresa tra 1 e 2. Pertanto:

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

dove:

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

N	Dimensioni		Rapporto H/D	Massa Volumica (kg/mc)	Resistenza Max Unitaria (MPa)	Resistenza cilindrica corretta						Sonreb				
	diámetro (mm)	altezza (mm)				A.C.I.	MASI	British Standard	Concrete Society	Cestelli Guidi	Rilem	Giacchetti	Di Leo	Gasparik		
1	74	74	1,00	2294	28,8	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
2	74	74	1,00	2272	16,8	26,94	27,65	26,50	49,92	57,60						
3	74	74	1,00	2228	18,6	15,62	16,13	15,46	29,12	33,60						
4	74	74	1,00	2193	19,0	17,31	17,86	17,11	32,24	37,20						
5	74	75	1,01	2291	12,8	17,69	18,24	17,48	32,93	38,00						
6	74	74	1,00	2319	19,6	11,92	12,35	11,79	22,49	25,95						
7	74	74	1,00	2284	26,4	18,25	18,82	18,03	33,97	39,20						
8	74	74	1,00	2259	12,1	24,66	25,34	24,29	45,76	52,80						
9	74	74	1,00	2353	20,2	11,23	11,62	11,13	20,97	24,20						
10	74	74	1,00	2331	18,8	18,81	19,39	18,58	35,01	40,40						
						17,50	18,05	17,30	32,59	37,60						
						20,40	16,90	22,70								
						20,10	16,70	23,70								
						23,60	19,60	26,40								
						23,60	19,60	26,50								
						15,30	12,70	17,80								
						25,90	21,50	27,10								
						23,90	19,80	25,30								
						24,00	19,90	25,80								
						1	20,40	16,90	22,70							
						2	20,10	16,70	23,70							
						3	23,60	19,60	26,40							
						4	23,60	19,60	26,50							
						5	15,30	12,70	17,80							
						6	25,90	21,50	27,10							
						7	23,90	19,80	25,30							
						8	24,00	19,90	25,80							
						38,65	18,34	24,41	33,50	22,10	18,34	24,41	24,05	24,05	24,05	24,05
						4,63	4,72	4,53	8,50	3,14	2,61	2,86	3,02	3,02	3,02	3,02
						valore medio	17,99	18,54	17,77	33,50	22,10	18,34	24,41	24,05	24,05	24,05
						scarto quadratico	4,63	4,72	4,53	8,50	3,14	2,61	2,86	3,02	3,02	3,02
						NTC08	11,14	11,56	11,06	20,92	17,45	14,48	20,18	19,58	19,58	19,58
						C.S.LL.PP. E UNI13971	11,14	11,56	11,06	20,92	17,45	14,48	20,18	19,58	19,58	19,58
						VALORI ASSUNTI	11,14	11,56	11,06	20,92	17,45	14,48	20,18	19,58	19,58	19,58
						VALORE fck (fck medio / FC = 1.0)	16,72									
						VALORE Rck (=fck/0,83)	20,15									

I valori di **progetto** (utilizzati nelle calcolazioni) sono i seguenti

Calcestruzzo

Modulo di elasticità normale: $E = 30000 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

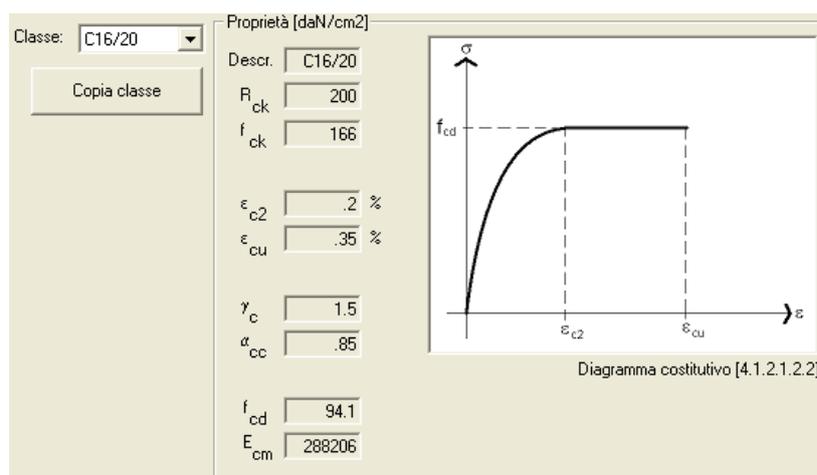
I valori ottenuti dalle prove di laboratorio sono i seguenti

Calcestruzzo

Modulo di elasticità normale: $E = 30000 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$

N.B. si sono assunti valori coerenti con un calcestruzzo classe C16/20, convalidato dall'esito delle indagini

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

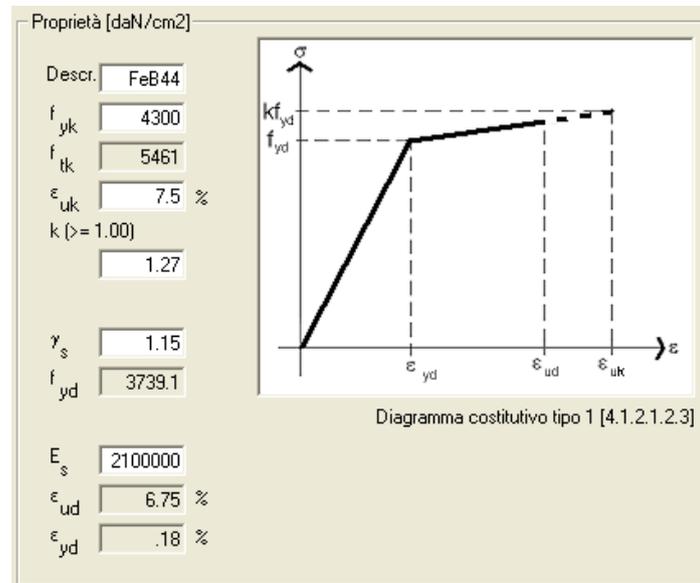
Dalle informazioni disponibili, è stato impiegato acciaio del tipo FeB44k ad aderenza migliorata non controllato in stabilimento. L'estrazione delle barre ha confermato tale tipologia di acciaio. Nelle staffe è stato invece impiegato acciaio FeB32k, con caratteristiche inferiori al precedente. La differenza di acciaio sarà tenuta in considerazione per le verifiche a taglio. Si rimanda alla documentazione allegata per i dettagli sulle prove effettuate.

I valori di calcolo sono riportati di seguito:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità normale: $E_s = 210000 \text{ MPa}$

Nelle analisi i valori di resistenza vengono non sono ridotti in quanto il fattore di confidenza è unitario. Vengono divisi, nelle analisi a SLU, per il fattore di sicurezza parziale relativo all'acciaio ($\gamma_m = 1.15$) per la determinazione di f_{yd} .

Per la caratterizzazione del comportamento meccanico dell'acciaio si è assunto il modello tensione-deformazione elastico-perfettamente plastico indefinito dove per f_{yd} si assume la resistenza a trazione di snervamento diviso per opportuni coefficienti di sicurezza, e per E_s il modulo di elasticità normale dell'acciaio (si veda al Paragrafo 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14/01/08).



Modello σ - ϵ dell'acciaio

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. 14.01.2008.

●	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

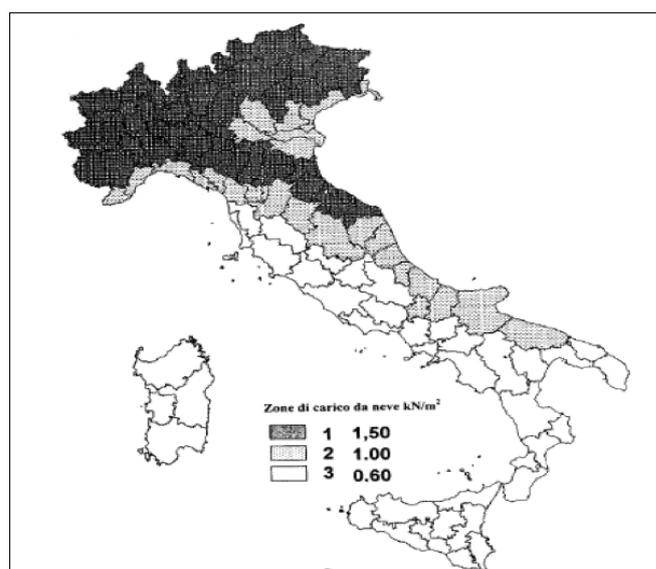
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	505
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	2,06

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

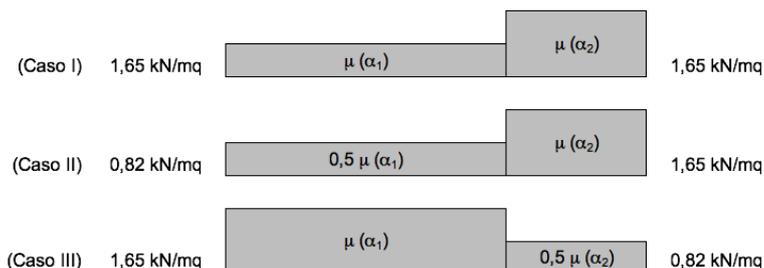


Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	30
α_2 (inclinazione falda [°])	30

$\mu(\alpha_1)$	0,8
-----------------	-----

$\mu(\alpha_2)$	0,8
-----------------	-----



$q_{neve} = 1.65 \text{ kN/m}^2$

Azione del vento

La valutazione della pressione del vento da applicare nelle verifiche statiche è stata effettuata in riferimento al paragrafo 3.3 del D.M. 14.01.2008.

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0,01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			505
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25,000
α_R (T_R)			1,02346
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25,586

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	409,17
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

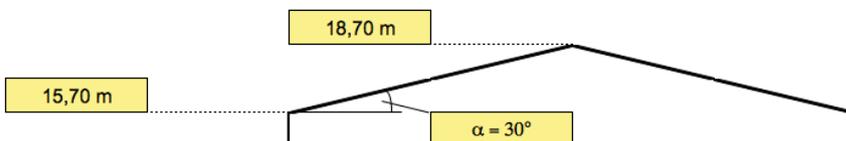
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	B	505

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _i
IV	0,22	0,3	8	1

z [m]	c _e
z ≤ 8	1,634
z = 15,7	2,099
z = 18,7	2,227

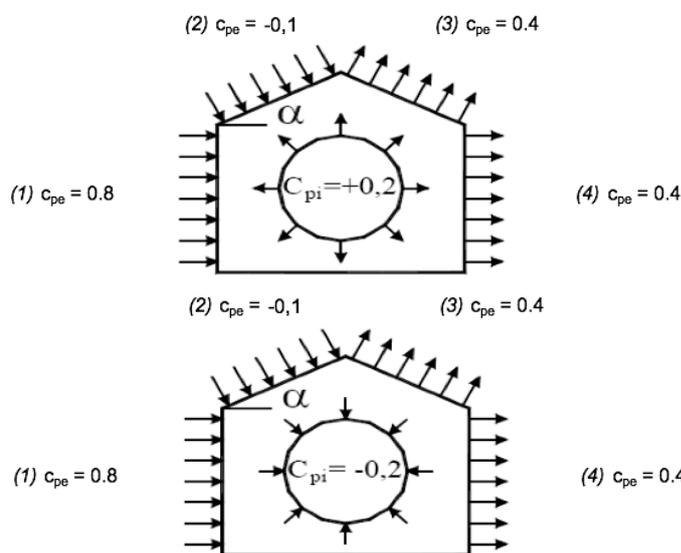


Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

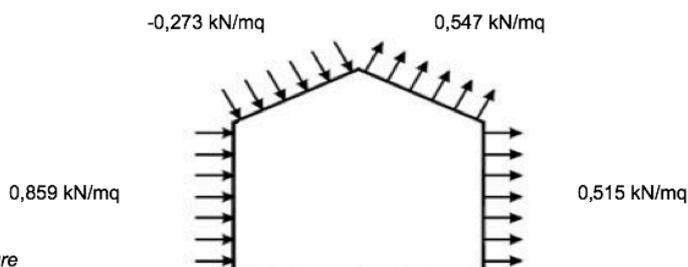
(1)	c _p	p [kN/mq]
	0,60	0,515
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0,30	-0,273
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0,60	0,547
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0,60	0,515

(1)	c _p	p [kN/mq]
	1,00	0,859
(2)	c _p	p [kN/mq]
	0,10	0,091
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0,20	0,182
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0,20	0,172



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,859
(2)	-0,273
(3)	0,547
(4)	0,515



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

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. 14-01- 2008 con la lettera E.

Zona	Suolo	Topografia	Fattore di struttura q	Dati progetto
<p><input type="radio"/> A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</p> <p><input type="radio"/> B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti</p> <p><input type="radio"/> C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti</p> <p><input type="radio"/> D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</p> <p><input checked="" type="radio"/> E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</p>				

Caratteristiche geomorfologiche

Per la Tabella 3.2.IV(fig.seguente), essendo il sito posto sul fondo della collina di Moncalieri, si assume una categoria topografica T1. (come indicato dal D.M. '08 nella tabella seguente)

Coefficiente di amplificazione topografica

Tabella 2.2.VI - Valori massimi del coeff. di amplif. 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

Determinazione dello spettro di risposta

La valutazione dello spettro di risposta elastico di progetto nei confronti del solo SLV (stato limite di salvaguardia della vita) è stata effettuata mediante il programma "CDM DOLMEN", in accordo al Paragrafo 3.2 relativo all'azione sismica del D.M. 14/01/08, inserendo i seguenti parametri di calcolo relativi agli all'edificio in oggetto:

Longitudine e latitudine del sito costruttivo;

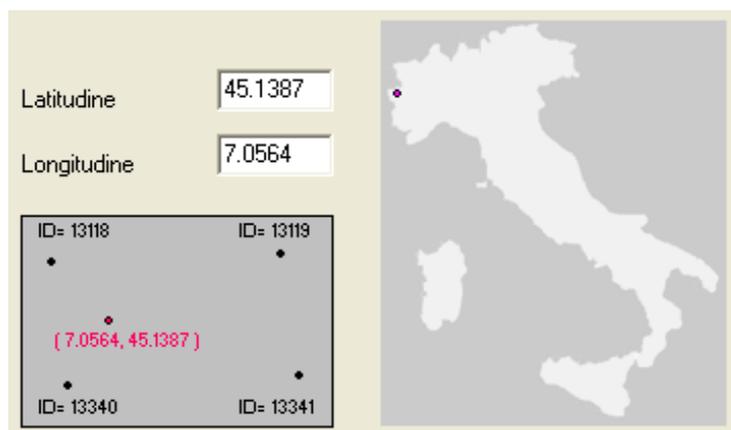
Vita nominale dell'edificio pari a 50 anni

Classe d'uso dell'edificio III;

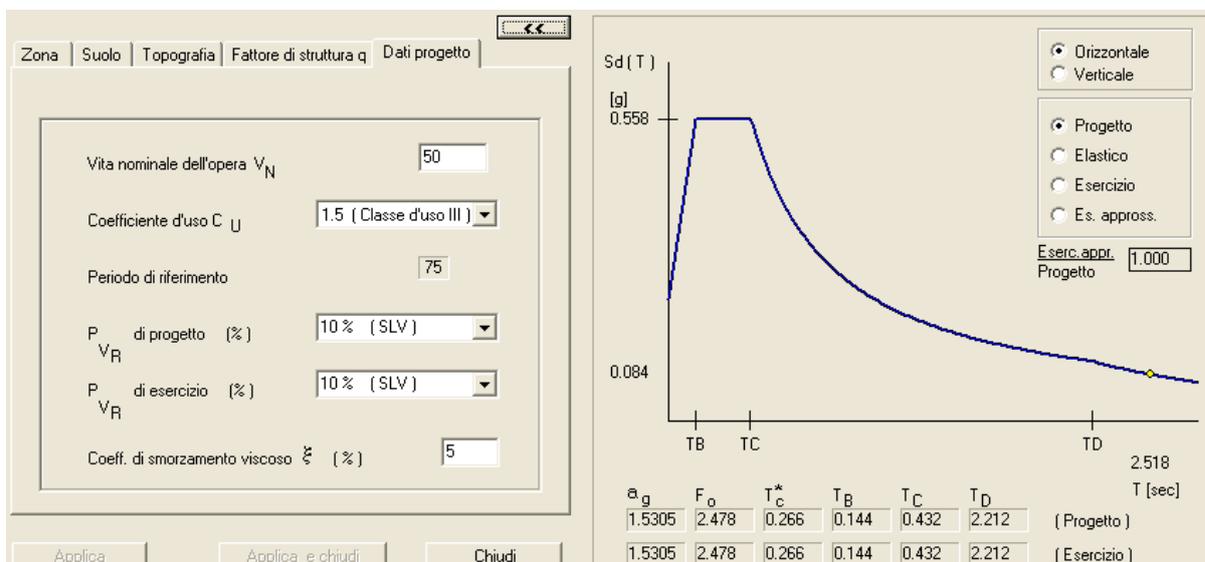
Categoria del suolo E;

Categoria topografica T1.

All'interno del reticolo di riferimento il sito è così individuato:



In seguito sono mostrate le risultanze grafiche dello spettro di risposta elastico allo SLV:



Analisi dei carichi derivanti dagli orizzontamenti

Tutti i solai sono costituiti da travetti con pignatte di alleggerimento e soletta superiore di completamento.

Per i solai del piano primo e terra, anche in virtù di quanto riportato nella relazione di calcolo allegata al progetto, si assume un valore di carico pari a 3.2 kN/m^2 .

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. 14/01/08 e di seguito riportate.

In particolare per i solai di interpiano si è preso il valore relativo alla categoria C1 (scuole) in quanto il più realistico per la 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 C2 (ambienti suscettibili di affollamento quali balconi, ballatoi, scale comuni ecc....).

Per il peso degli elementi divisorii interni, facendo riferimento alla tabella riportata nel DM 2008, 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.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Carico dei divisori:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori 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 del solaio in latero-cemento 25+5: $G_1 = 3.2 \text{ kN/m}^2$
Peso proprio del solaio in latero-cemento 16+4: $G_2 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Permanenti:

Massetto di allettamento: $G_2 = 2.4 \text{ kN/m}^2$
Pavimentazione: $G_2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
Intonaco estradossale: $G_2 = 0.2 \text{ kN/m}^2$
Elementi divisori uniformemente ripartiti: $G_2 = 1.6 \text{ kN/m}^2$

Variabili:

Scuole: $Q_v = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Per i solai di copertura valgono i seguenti carichi:

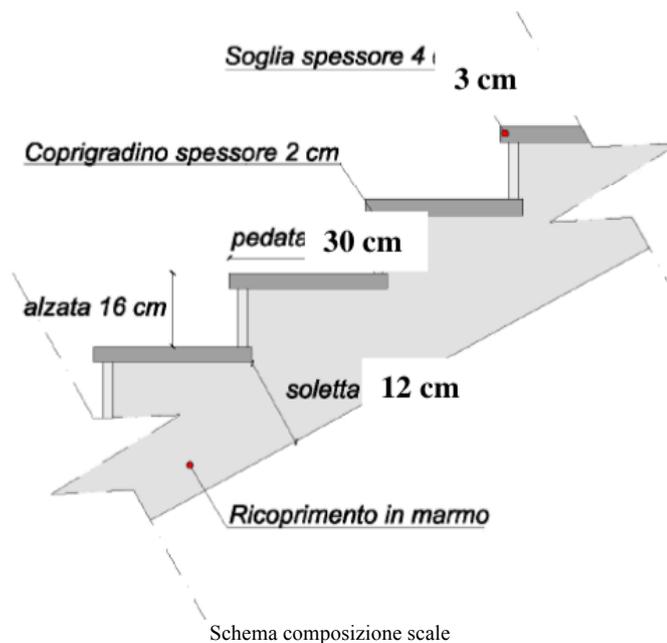
Variabili:

Manutenzione: $Q_v = 0.5 \text{ kN/m}^2$
Neve: $Q_n = 1.65 \text{ kN/m}^2$

Scale

La tipologia strutturale delle scale è a soletta in c.a. rampante a doppio ginocchio continua con la soletta di pianerottolo.

Il rivestimento delle pedate è in marmo di spessore circa 2 cm e largo 30 cm, l'allettamento delle pedate è di 2 cm. Anche l'alzata è in marmo ed è spessa 2 cm e alta circa 16 cm; il suo allettamento in malta è di 1 cm. I gradini sono in c.a. e la soletta in cemento è alta circa 12 cm.



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. 11

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).

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

$K * u = F$ dove K = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

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

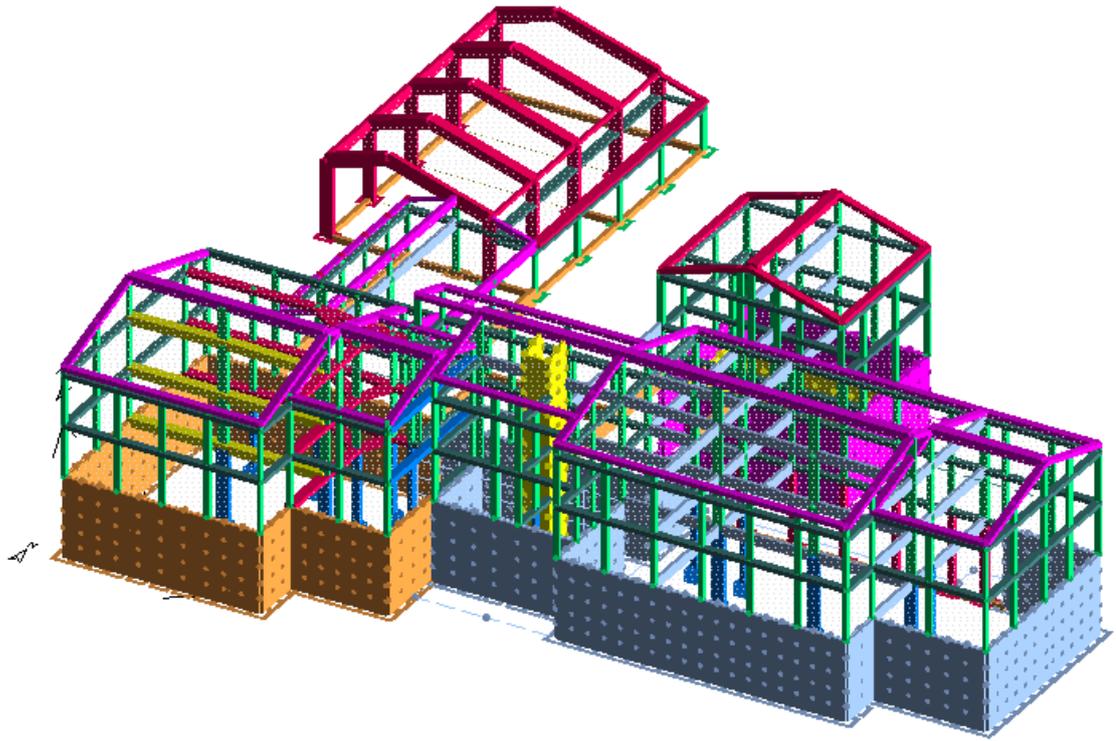
Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo TRAVE
- Elemento tipo PILASTRO
- Elemento tipo GUSCIO
- Elemento tipo SOLAIO

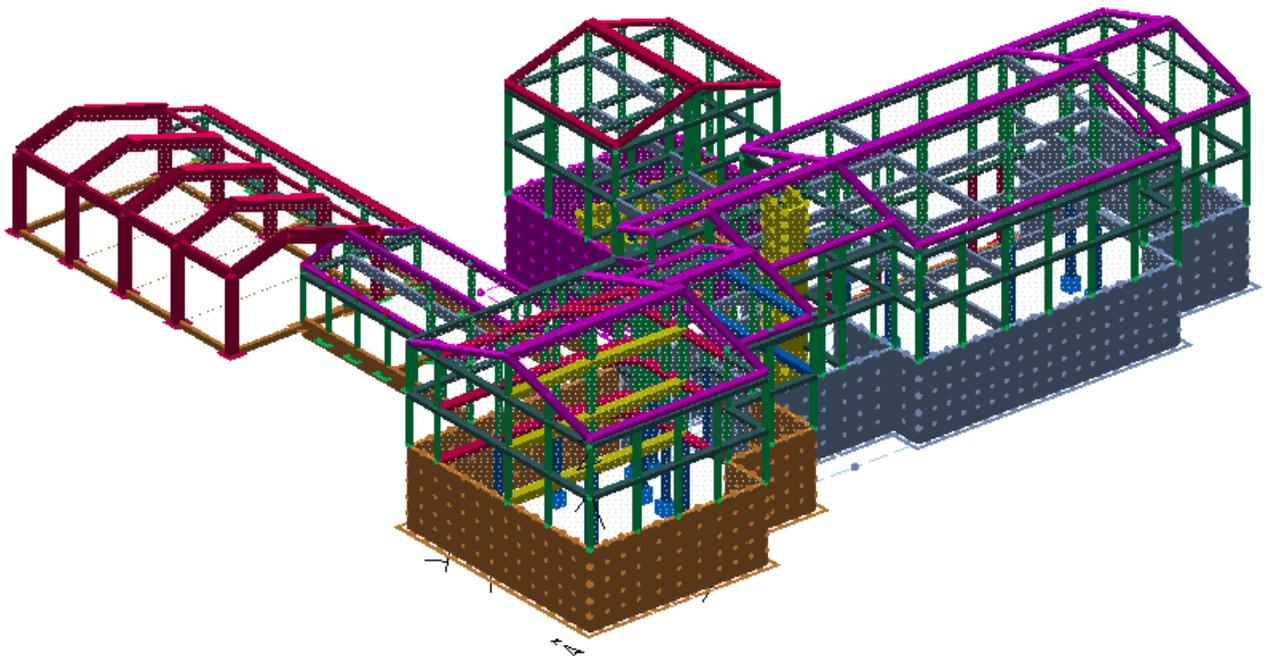
Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Nel modello sono stati esclusi quegli elementi che non influenzano il comportamento globale della struttura e la cui assenza, in ogni caso, non è tale da migliorare il comportamento sismico del fabbricato.

Si riportano alcune immagini salienti del modello strutturale generato nella sua complessità.

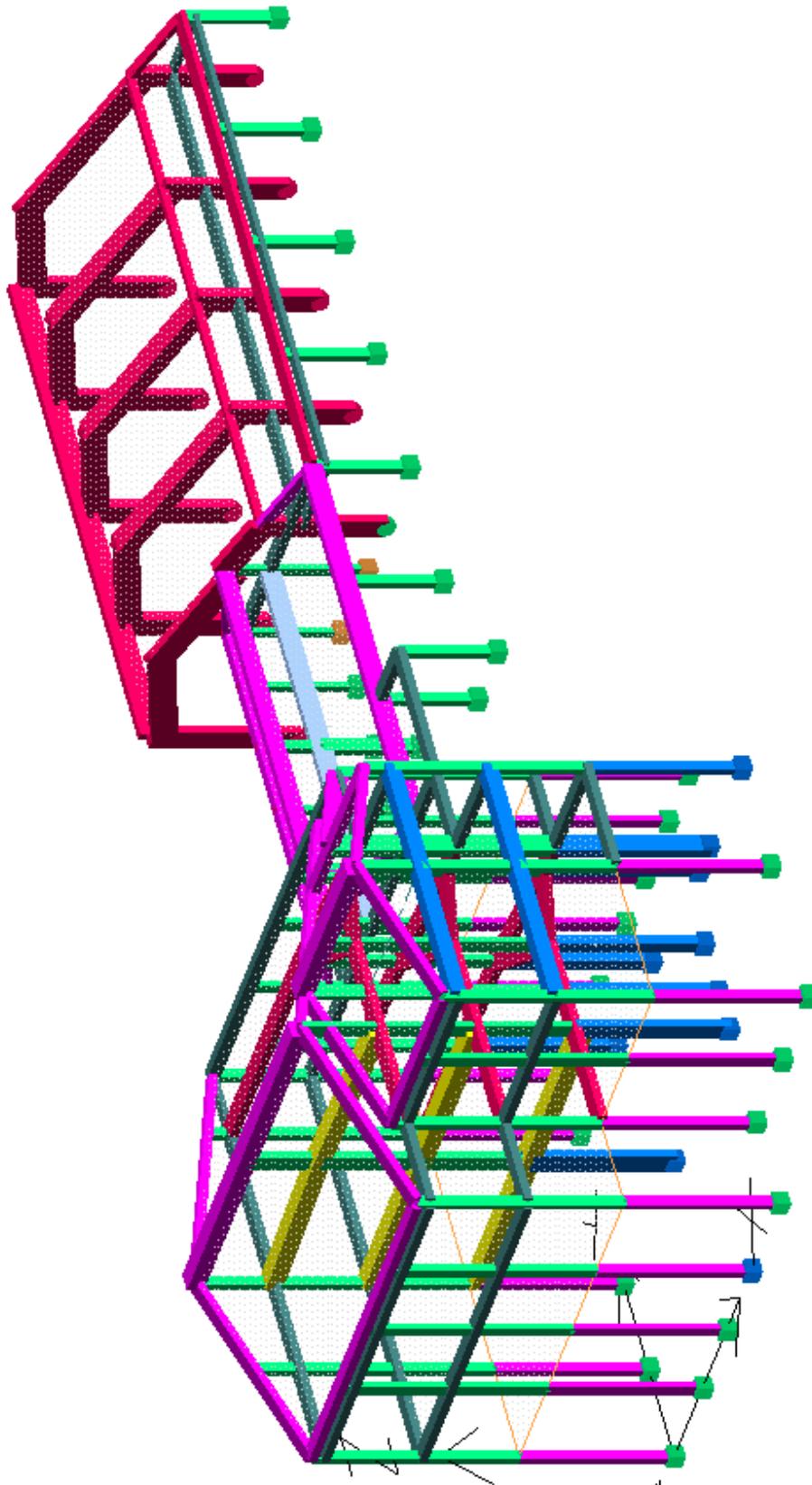


Vista 1

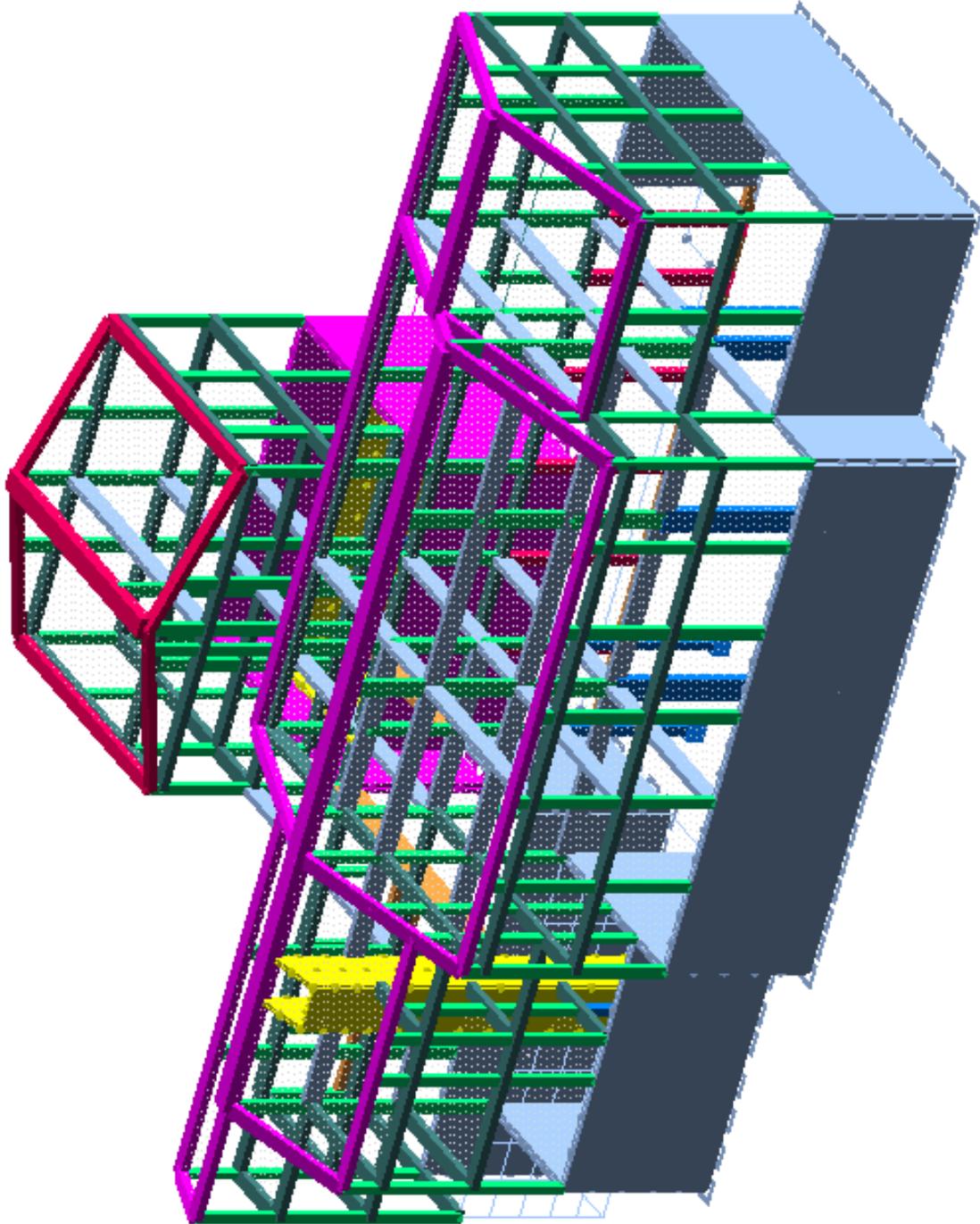


Vista 2

Il calcolo è stato poi elaborato sui due lotti separati, il modello di seguito riportato rappresenta il lotto 2:



Per semplificazione di calcolo, i setti murari del piano terreno sono stati assimilati a aste rigide nel loro piano.



Come per il lotto 2, anche per il lotto 1 gli elementi guscio sono stati successivamente considerati come elementi rigidi ai fini della semplificazione del calcolo.

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.

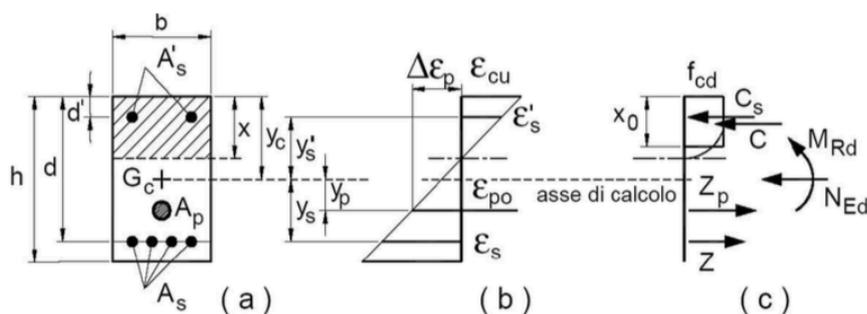
Per confrontare, nelle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni di progetto derivanti dalle analisi dei modelli 3D con le relative resistenze delle travi, dei pilastri in c.a. sono state utilizzate le formule indicate al Capitolo 4.1 del D.M. 14/01/08 e al Paragrafo C8.7.2.2 della Circ. n.617/09.

Verifiche statiche degli elementi in c.a.

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

Come prescritto al Paragrafo 4.1.2.1.2.4 del D.M. 14/01/08, 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

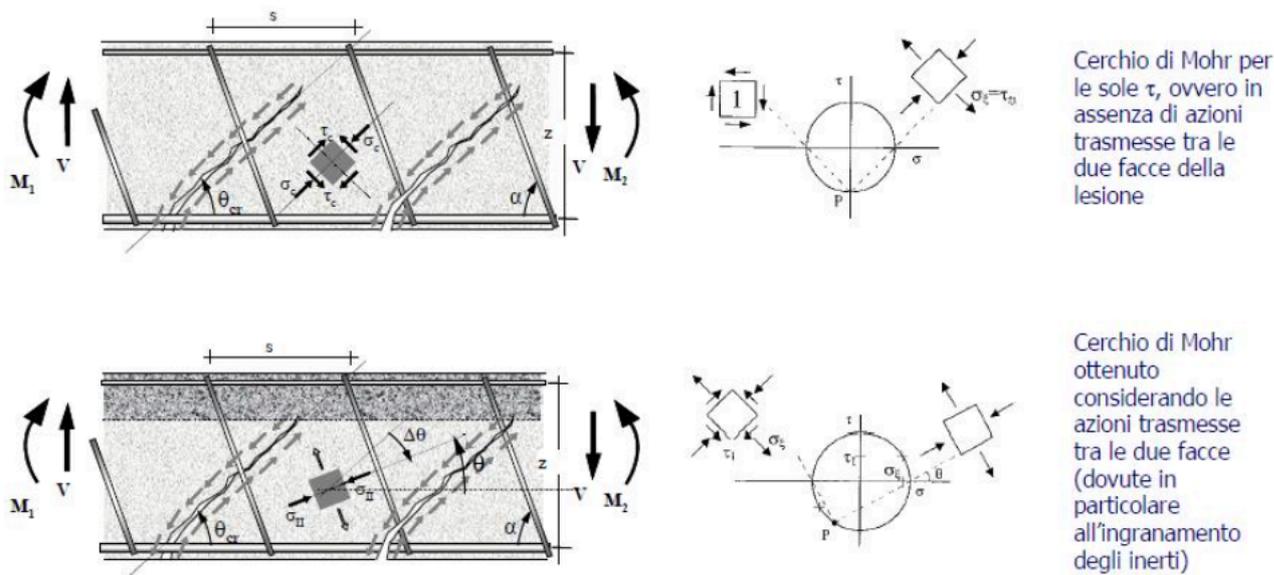
Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si assume sempre almeno una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

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 .

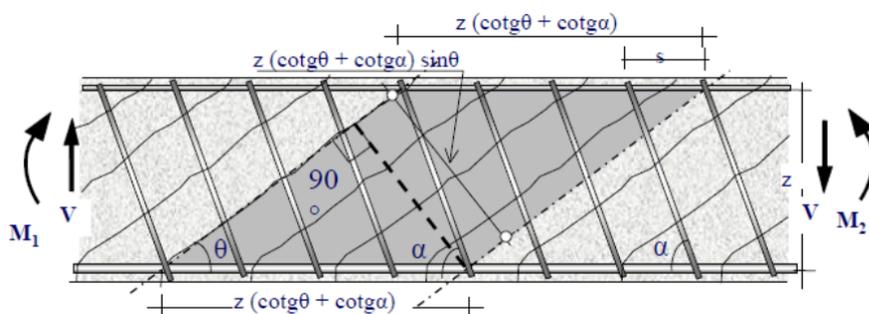
Verifiche a taglio delle travi e dei pilastri in c.a.

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.



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 θ generico (da cui traliccio generalizzato) e che ai nodi ci siano le cerniere (da cui traliccio isostatico)

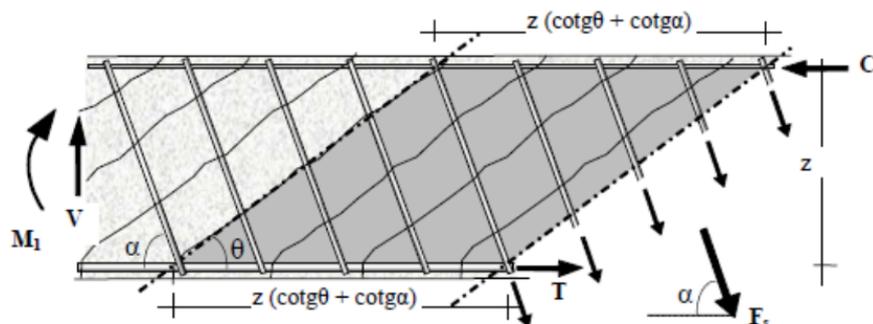


Come indicato al Paragrafo 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14/01/08, affinché la verifica a taglio sia soddisfatta occorre che sia $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, con V_{Ed} il massimo sforzo di taglio agente derivante dalle combinazioni statiche e V_{Rd} il minore tra il taglio resistente lato acciaio V_{Rsd} e il taglio 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, α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, e θ è l'inclinazione variabile del puntone di parete di calcestruzzo rispetto l'asse della trave che deve rispettare i limiti: $1 < \text{ctg } \theta < 2,5$.

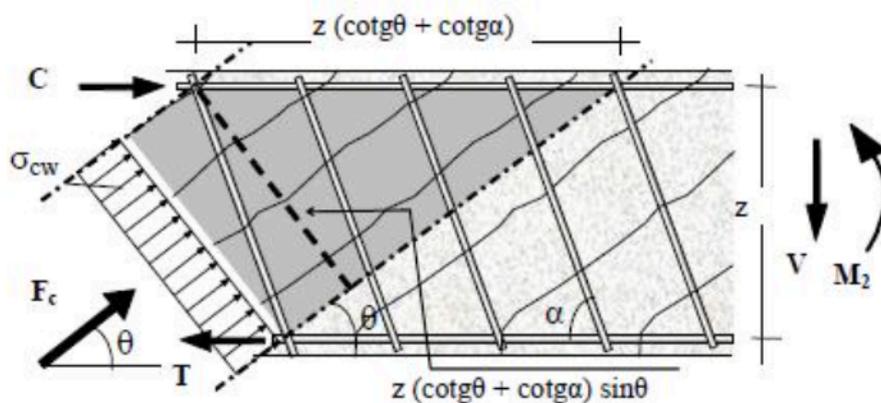


La resistenza di calcolo a “taglio compressione”, con riferimento al calcestruzzo d’anima, si calcola con:

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

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 membrature 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.617/09 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:

- 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 al Paragrafo C8.7.2.5 della Circ. n. 617/09, 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 al Paragrafo 3.8.1.2.

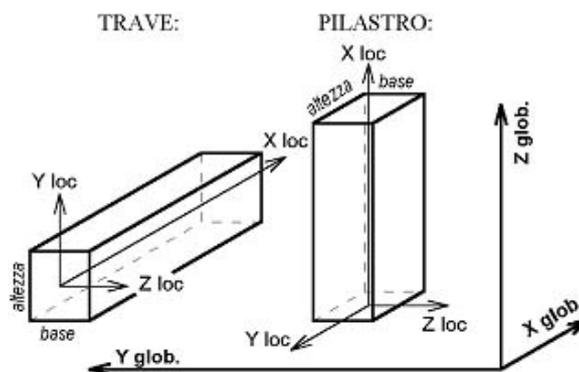
5.2 Modellazione delle strutture di fondazione

Come indicato al Paragrafo 7.2.5 del D.M. 14/01/08 - "le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche".

E' stata quindi condotta una analisi della sovrastruttura e, le azioni che le stessa trasmette sui vincoli di base, sono state trasferite a campione sui plinti per la verifica.

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.



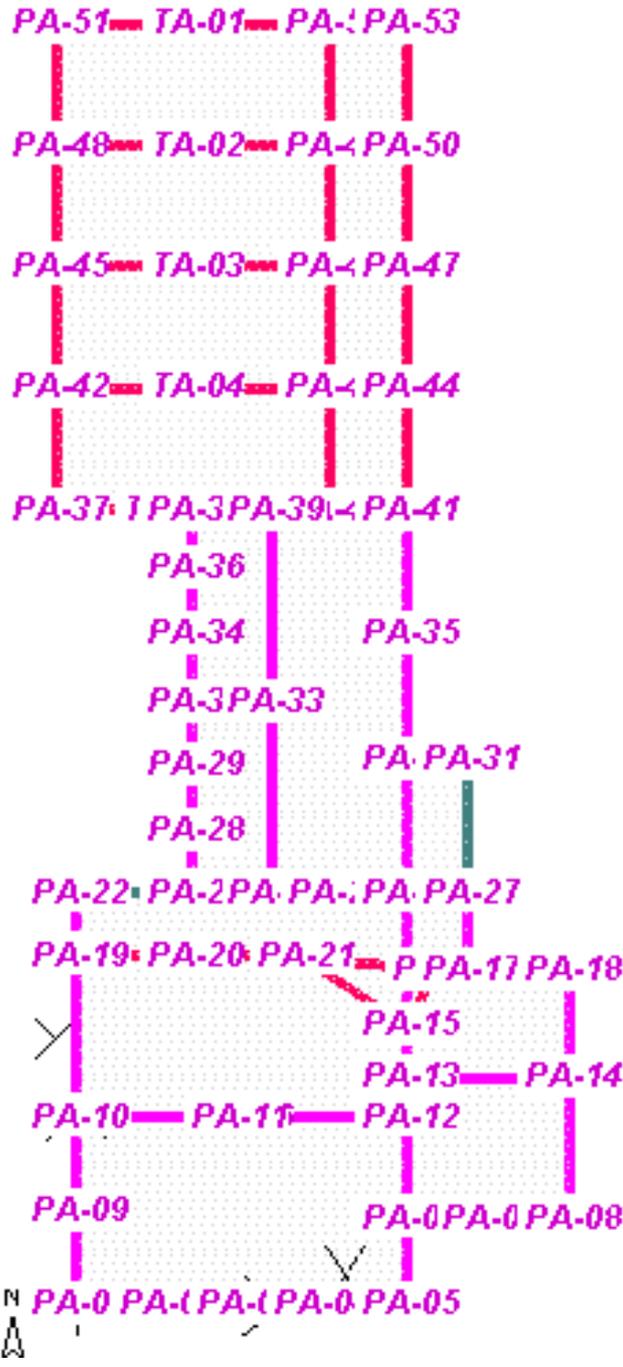
Numerazione degli elementi del modello

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.

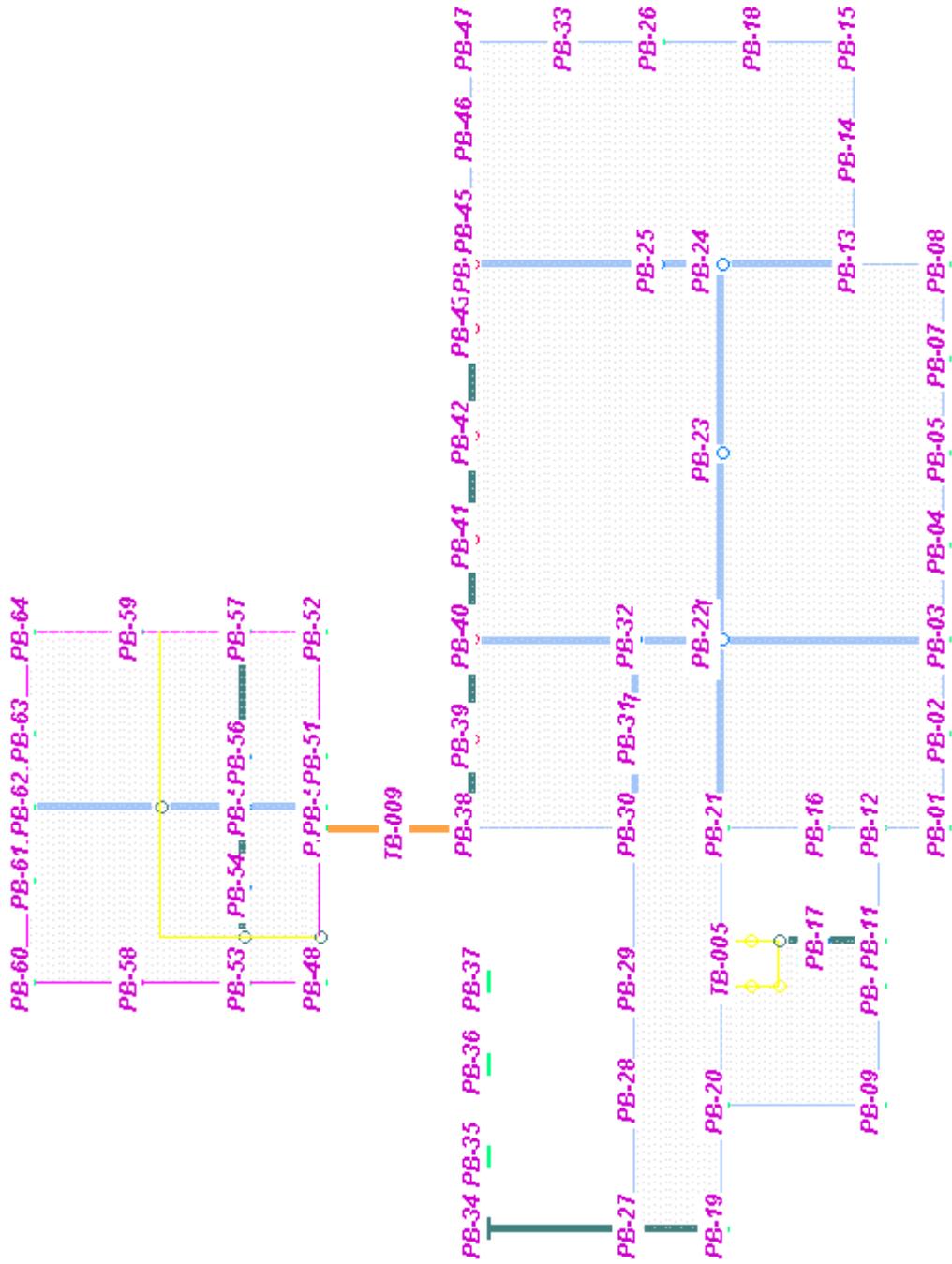
Si riporta la numerazione degli elementi salienti utilizzata nelle verifiche, il lotto 2 e per il lotto 1. A tal fine si precisa che per il lotto 2 è stato impiegato il pedice "A" e per il lotto 1 è stato utilizzato il pedice "B".

La numerazione usata è stata assegnata in maniera distinta rispetto al progetto originario, visto che lo stesso, comunque, presenta delle verifiche a campione degli elementi strutturali.

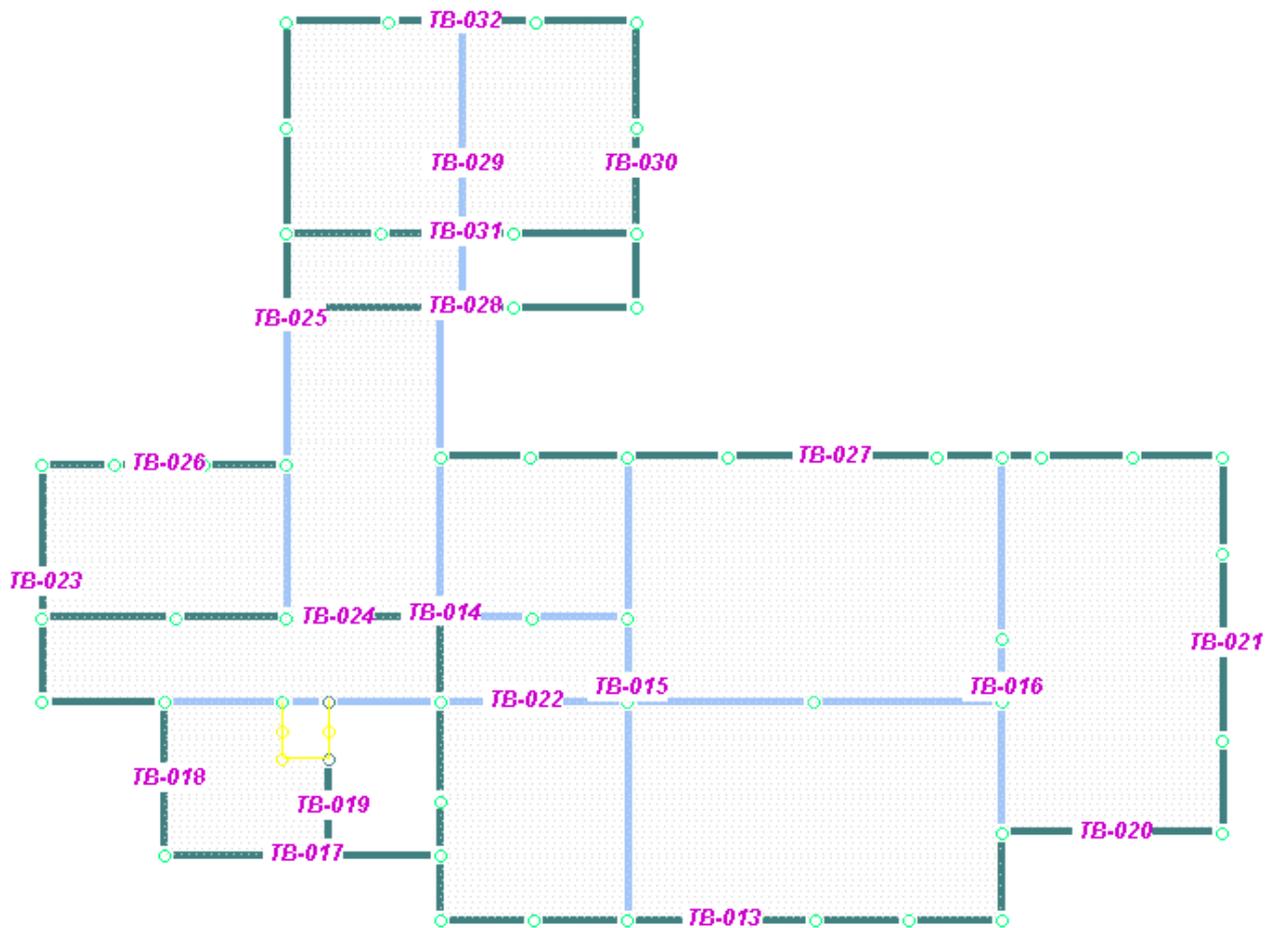
Le figure che seguono riportano la numerazione degli elementi:



Numerazione pilastri e travi principali primo impalcato del lotto 2



Numerazione pilastri del lotto 1



Numerazione travi principali primo solaio lotto 1

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	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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 seguenti combinazioni di carico (indicate come "CASI DI CARICO" dal software) rispettivamente per il lotto 2 e per il lotto 1:

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

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	+		
				5	1.500	+		
2	SISMAX 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.		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	quadr.		
				9	1.000	quadr.		
				11	1.000	quadr.		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
				17	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	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
7	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.700	+		
				4	0.200	+		
8	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.600	+		

Le condizioni di carico cui si riferiscono le tabelle contemplano i seguenti casi di carico per entrambi i lotti e diversi autovettori per ciascuno degli stessi. Gli autovettori sono quelli corrispondenti ad autovalori che producono una partecipazione di massa superiore al 5%. Sono successivi al caso 5 per ciascuno dei lotti.

- ° 001) Peso_proprio_____ [Peso proprio]
- ° 002) Permanente_____ [Permanente]
- ° 003) Accidentali [C1:Osp,Rist,Banc,Scuole]
- ° 004) Neve_(<1000m_slm)___ [Neve (<1000m slm)]
- ° 005) Accidentale_sottotet [H1:Cop,Sottot sola manut]

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.

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° 617 del 2009 al capitolo C8.7.2.4 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 unitario.

Valore utilizzato nell'analisi: q = 1,00

Risultati dell'analisi modale

Di sotto vengono riportati i tabulati risultanti dell'analisi modale effettuata dal software utile a rappresentare sinteticamente il comportamento dell'edificio, rispettivamente per il secondo lotto e per il primo lotto:

PARAMETRI DI CALCOLO:

Calcolo secondo NTC 2008

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO LOTTO 2

Edificio sito in località (long. 7.056 lat. 45.138700)

Categoria del suolo di fondazione = E

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.583$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$

$S = 1.583$

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 = 712

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :
 ag 1.531 [g/10]
 Fo 2.478
 TC* 0.266

Fattore di struttura q = 1.000

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.000

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	442375.5
2.	1.000	390868.2
3.	0.600	149221.3

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA		
		%X	%Y	%Z
1	0.360442	17.166	37.189	0.000
2	0.335893	36.143	23.470	0.000
4	0.235747	13.348	1.880	0.000
54	0.010147	26.996	0.012	0.000
73	0.005948	0.008	22.333	0.000
----- MASSA TOTALE		97.896	93.136	0.000

DATI PROGETTO LOTTO 1

Edificio sito in località (long. 7.056 lat. 45.138700)
 Categoria del suolo di fondazione = E
 Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.583
 Coeff. di amplificazione topografica ST = 1.000
 S = 1.583

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 = 712

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :
 ag 1.531 [g/10]
 Fo 2.478
 TC* 0.266

Fattore di struttura q = 1.000

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.000

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	667592.2
2.	1.000	612584.5
3.	0.600	252491.9

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA		
		%X	%Y	%Z
1	0.366838	0.764	34.715	0.000
2	0.280718	47.377	1.522	0.000
3	0.257905	7.926	0.042	0.000
4	0.234398	0.858	20.443	0.000
7	0.113176	5.847	0.380	0.000
48	0.013189	0.873	25.610	0.000
59	0.009747	29.306	2.268	0.000
----- MASSA TOTALE		95.620	93.262	0.000

Situazione statica - carichi gravitazionali -

E' stato avviato il solutore degli elementi strutturali, caricando le armature delle aste.

E' stato preso in considerazione lo stato limite ultimo e gli stati limite di esercizio delle norme vigenti, in relazione alla combinazione di S.L.U. statico, senza valutazione delle azioni sismiche.

I calcoli di progetto sono stati condotti ipotizzando un calcestruzzo $R_{bk}=300 \text{ daN/cm}^2$, mentre le prove condotte sulle carote estratte dall'edificio, dimostrano che la resistenza caratteristica del calcestruzzo è pari a $R_{bk} = 200 \text{ daN/cm}^2$.

Per di più, in nessuna delle carote estratte è mai stato raggiunto un valore di rottura di 300 daN/cm^2 .

Nella configurazione statica, non si sono rilevate particolari criticità relativamente ai pilastri e alle travi della palestra, pur rimanendo disattesi i criteri geometrici normativi per il passo delle staffe e i quantitativi minimi/massimi di armatura.

Di diversa natura appare la verifica delle travi in spessore di solaio.

A tale fine si riporta l'estratto della relazione di calcolo di progetto su una delle travi ribassate e del solaio corrispondente:

TRAVE RIBASSATA T121 : $l = 5.53 \text{ mt.}$

$$H = 70 \text{ cm}; b_0 = 65 \text{ cm}; b_1 = 35 \text{ cm.}$$

$$A_f = 5\phi 16 + 4\phi 14 \quad (16,21 \text{ cm}^2)$$

CARICHI	SOLAI0	5383	Kg/ml
	pp.	612	"
	SOWR. TRAVE	175	"
		<hr/>	
		6170	Kg/ml

$$M_{\frac{l}{10}} = (5.53 \times 1.07)^2 \times 6170 \times \frac{l}{10} = 20802 \text{ Kg.m}$$

$$x = \frac{m A_f}{b_0} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_0 h}{m A_f}} \right] = 15,68 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b_0 \times x \times (h - \frac{x}{3})} = \frac{4160 \cdot 400}{60 \cdot 920} = 68,3 \text{ Kg/cm}^2 < 97^{\circ} (\bar{\sigma}'_b)$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f \times (h - \frac{x}{3})} = \frac{2080 \cdot 200}{9689} = 2147 \text{ Kg/cm}^2 < 2200 (\bar{\sigma}_a)$$

$$T = 0,6 \times 6170 \times 5,53 = 20472 \text{ Kg}$$

$$z = \frac{T}{0,9 \times b_1 \times h} = 9,99 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_{b_0} (5 \text{ Kg/cm}^2) < \tau_{b_1} (18,2 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\Delta l (\text{staffe}) = \frac{A_s \times 2200 \times y}{0,4 T} = \frac{1,01 \times 2200 \times 62^{56}}{8188} = 16,97 \text{ cm} \rightarrow 1\phi 8 / 15 \text{ cm}$$

VERIFICA MOM NEGATIVO : $F'_f = 10,05 \text{ cm}^2$; $F_f = 18,57 \text{ cm}^2$; $y = 0,54$
 $F_c = 28,62 \text{ cm}^2$; $h = 68 \text{ cm}$; $h' = 2 \text{ cm}$

$$x = \frac{m F_c}{b_1} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_1}{m F_c} \frac{h + y h'}{1 + y}} \right] = 20,11 \text{ cm}$$

$$J_i = \frac{b_1 x^3}{3} + m \left[F_f (h - x)^2 + F'_f (x - h')^2 \right] = 555695 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{J_i} = \frac{2080 \cdot 200 \times 20,11}{555695} = 75,28 \text{ Kg/cm}^2 < 97^{\circ} (\bar{\sigma}'_b)$$

$$\sigma_f = \frac{m M (h - x)}{J_i} = \frac{996 \cdot 207 \cdot 780}{555695} = 1792 \text{ Kg/cm}^2 < 2200 (\bar{\sigma}_a)$$

SOLAIIO N 201

$$l = 7.18 \text{ mt} ; b = 50 \text{ cm} ; 1\phi 16 + 1\phi 14 (A_f = 377 \text{ cm}^2)$$

CARICHI :	p proprio :	320 Kg/mq
	SOVRACC. PERM :	150 "
	SOVRACC. ACC :	350 "
		820 Kg/mq

$$M = \frac{1}{12} (7.18 \times 1.05)^2 \times 820 \times \frac{1}{2} = 1942 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$x = \frac{m A_f}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b h}{m A_f}} \right] = 5.63 \text{ cm}$$

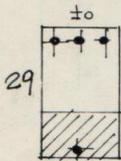
$$\sigma_c = \frac{2M}{b \times x \times (h - \frac{x}{3})} = \frac{388400}{7353} = 53 \text{ Kg/cm}^2 < 0.9 \times 97^2 = 87^2 (\sigma_{c0})$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f \times (h - \frac{x}{3})} = \frac{194200}{92.73} = 2094 \text{ Kg/cm}^2 < 2200 (\sigma_{a})$$

$$T = 0.6 \times 7.18 \times 820 / 2 = 1766 \text{ Kg} \rightarrow \tau = 6.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta l \text{ fessure perati} = \frac{\sqrt{\epsilon} \times A_f \times \sigma_a \times y}{T} = 90.4 \text{ cm} > 70$$

VERIFICA MOM NEGATIVO (ALL'ATTACCO TRAVE = 0,30 mt DALL'ASSE DELLA TRAVE)



$$M_1 \approx 0.75 M = 1456 \text{ Kg} \cdot \text{m} ; F_f' = 1.54 \text{ cm}^2 ; F_f = 4.33 \text{ cm}^2 ; \gamma = 0.35$$

$$h = 27.4 \text{ cm} ; h' = 1.8 \text{ cm} ; F_c = 5.87 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{m F_c}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{m F_c} \frac{h + h'}{1 + \gamma}} \right] = 10.8 \text{ cm}$$

$$J_i = \frac{b x^3}{3} + m \left[F_f' (h - x)^2 + F_f (x - h')^2 \right] = 17378 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M x}{J_i} = \frac{145600 \times 10.8}{17378} = 90.4 \text{ Kg/cm}^2 < 97^2 (\sigma_{c1})$$

$$\sigma_f = m \frac{M (h - x)}{J_i} = \frac{145600 \times 16.6}{17378} = 1390 \text{ Kg/cm}^2 < 2200 (\sigma_a)$$

Il calcestruzzo con resistenza caratteristica $R_{bk}=200 \text{ daN/cm}^2$, presenta tensione ammissibile di 72.5 daN/cm^2 in compressione per flessione, di 65.25 daN/cm^2 in compressione per flessione su travi con soletta maggiore di 5 cm e di 50.75 daN/cm^2 in compressione pura e compressione per flessione su solette con spessore inferiore a 5 cm.

Di fatto, le travi e il solaio suddetto, per le condizioni di carico di progetto dell'epoca (ancor più che per quelle delle attuali norme) risultano non verificati.

Come detto precedentemente, sempre per la combinazione statica, il problema non sussiste per i pilastri (tutti) e per le travi fuori spessore di solaio (palestra e scuola, entrambi i lotti) nelle quali la tensione sul calcestruzzo è inferiore al limite, anche impiegando i limiti rilevati in situ e anche con le verifiche effettuate a stato limite.

A tal fine si riportano le verifiche condotte per i pilastri e le travi della palestra:

VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : PA-48 (ID=52)
 Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=1)
 Duttilità : bassa con gerarchia.
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5

MATERIALI

CLS : C16/20; Rck=200; fck=166; fctk=13.67; fctm=19.52; Ecm=288206;
 gc=1.5; fcd=94.1; fbd=20.5; fctd=9.11; Ecu=0.35%
 ACCIAIO: FeB44; ftk=5461; fyk=4300; Es=2100000;
 gs=1.15; fyd=3739.1; ftd=4748.7; fud=4645.3; Eud=6.75%

TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : σ (rara)=99.6; σ (quasi permanente)=74.7; fbd(esercizio)=20.5
 ACCIAIO: σ_f (rara)=3440; Coeff.Omogein.=15

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=35; alt.=80; Acls=2800; iy=10.1; iz=23.09

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Se	ez	ey	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm
1	1	2	4	511.	431.	80.	80.	16.68	.596

CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
1	SLU SENZA SISMA	SLU (statico)	1
2	Rara	RARA	1
3	Frequente	FREQUENTE	1
4	Quasi Perm	QUASI PERMAN.	1

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

MOMENTI ULTIMI:

Asta	caso	Myu- min	caso	Myu+ min	caso	Mzu- min	caso	Mzu+ min
1	inf	sollecitazioni assenti						
1	sup	sollecitazioni assenti						

TAGLI GERARCHIA:

Asta	caso	VEyd-	caso	VEyd+	caso	VEzd-	caso	VEzd+
1	sollecitazioni assenti							

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (inclusi imperfezioni e second'ordine):

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	E cls	σ	E acc	σ_f	VE
> 1	1- 1	-16450.	36676.999	66494.999	-0.009	-8.	-0.003	-62.2	SI
1	1- 1	-16450.	5537.1.11	-1065159.1.01	-0.04	-33.8	.043	899.7	SI
1	1- 1	-16450.	36676.1.3.69	-2130317.1.01	-0.083	-61.7	.117	2449.3	SI

INSTABILITÀ - RIGIDEZZA NOMINALE Y [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NEd	NB	fi eff	Jn	Jcls/Jn	MEd/M0Ed	nu
1	sup	1- 1	-16450.5	-159831.7	3.	14672.4	19.481	1.1147

INSTABILITÀ - RIGIDEZZA NOMINALE Z [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NEd	NB	fi eff	Jn	Jcls/Jn	MEd/M0Ed	nu
1	sup	1- 1	-16450.5	-1580659	3.	145103.2	10.2915	1.0105

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1	inf	1- 1	-4124.6	0.	44031.8	44644.	44031.8	1.51	20.	2.3
1	cen	1- 1	-4124.6	0.	32350.8	32350.8	41523.2	1.01	20.	2.5

1|sup| 1- 1| -4124.6| 0. | 44031.8| 44644. | 44031.8| 1.51|20. |2.3 |SI| 10 11

TAGLIO Z:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 inf	1- 1	-19.4	0.	26641.8	26641.8	39080.7	2.01	20.	2.5	SI
1 cen	1- 1	-19.4	0.	13320.9	13320.9	39080.7	1.01	20.	2.5	SI
1 sup	1- 1	-19.4	0.	26641.8	26641.8	39080.7	2.01	20.	2.5	SI

NED LIMITE (Ned < Nmax , Nmax=65% di Ncls ; Ncls=fcd*Ac) [7.4.4.2.2.1]:

Asta	Caso	Ned	Nmax	Ncls	% Ncls	VE
1		sollecitazioni assenti				

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

RARE:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	2- 1	-11760.4	0.	0.	-4.1	-54.9	SI
1 cen	2- 1	-11760.4	3564.9	-753631.1	-29.1	592.4	SI
1 sup	2- 1	-11760.4	7129.9	-1507262.1	-56.6	1607.7	SI

FREQUENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	3- 1	-8189.3	0.	0.	-2.9	-38.2	SI
1 cen	3- 1	-8189.3	2394.3	-524268.4	-20.2	411.7	SI
1 sup	3- 1	-8189.3	4788.6	-1048536.7	-39.4	1117.8	SI

QUASI PERMANENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	4- 1	-7296.6	0.	0.	-2.6	-34.1	SI
1 cen	4- 1	-7296.6	2105.7	-466961.6	-18.	366.6	SI
1 sup	4- 1	-7296.6	4211.5	-933923.1	-35.1	995.4	SI

MESSAGGI

- 3) Armatura longitudinale insufficiente [7.4.6.2.2].
- 10) Passo staffe insufficiente [4.1.6.1.2].
- 11) Passo staffe insufficiente [7.4.6.2.2].

ì»;

VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : PA-49 (ID=16)
 Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=1)
 Duttilita' : bassa con gerarchia.
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5

MATERIALI

CLS : C16/20; Rck=200; fck=166; fctk=13.67; fctm=19.52; Ecm=288206;
 gc=1.5; fcd=94.1; fbd=20.5; fctd=9.11; Ecu=0.35%
 ACCIAIO: FeB44; ftk=5461; fyk=4300; Es=2100000;
 gs=1.15; fyd=3739.1; ftd=4748.7; fud=4645.3; Eud=6.75%

TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.

CLS : σc (rara)=99.6; σc (quasi permanente)=74.7; fbd(esercizio)=20.5
 ACCIAIO: σf (rara)=3440; Coeff.Omogein.=15

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=35; alt.=80; Acls=2800; iy=10.1; iz=23.09

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Selez	ez	ey	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm	
1	1 2.	4.	290.	270.	80.	80.	16.68	.596	4φ8+3φ14+5φ16	3
2	1 2.	4.	141.	111.	0.	0.	16.68	.596	4φ8+3φ14+5φ16	3

CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
1	SLU SENZA SISMA	SLU (statico)	1
2	Rara	RARA	1
3	Frequente	FREQUENTE	1
4	Quasi Perm	QUASI PERMAN.	1

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

MOMENTI ULTIMI:

Asta	caso	Myu- min	caso	Myu+ min	caso	Mzu- min	caso	Mzu+ min
1 inf		sollecitazioni assenti						
1 sup		sollecitazioni assenti						
2 inf		sollecitazioni assenti						
2 sup		sollecitazioni assenti						

TAGLI GERARCHIA:

Asta | caso VEyd- | caso VEyd+ | caso VEzd- | caso VEzd+ |
 1|sollecitazioni assenti
 2|sollecitazioni assenti

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (inclusi imperfezioni e second'ordine):

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	E c1s	σc	E acc	σf	VE
> 1	1- 1	-21301.	44521.999	85576.999	-0.13	-11.5	-0.03	-61.1	SI
1	1- 1	-21301.	-18333.1.05	624501.1.	-0.026	-23.2	.012	247.4	SI
1	1- 1	-21301.	-44521.1.27	1249002.1.	-0.052	-42.6	.051	1070.4	SI
> 2	1- 1	-21309.	-54806.1.01	1249100.1.	-0.053	-43.4	.052	1091.5	SI
2	1- 1	-21309.	-8761.1.01	1563700.1.	-0.059	-47.6	.068	1424.9	SI
2	1- 1	-21309.	43060.1.17	1878299.1.	-0.075	-57.6	.092	1936.	SI

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Y [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NEd	NB	fi eff	Jn	Jc1s/Jn	Med/M0Ed	nu
1 sup	1- 1	-21301.	-494237.8	3.	14612.7	19.5607	1.045	.081
2 sup	1- 1	-21309.2	-2078538	3.	14527.6	19.6752	1.0104	.081

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Z [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NEd	NB	fi eff	Jn	Jc1s/Jn	Med/M0Ed	nu
1 sup	1- 1	-21301.	-4903147	3.	144966.6	10.3012	1.0044	.081
2 sup	1- 1	-21309.2	-20713319	3.	144772.1	10.3151	1.001	.081

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 inf	1- 1	4288.2	0.	49284.4	49284.4	49741.6	1.57	16.	1.95	SI 10 11
1 cen	1- 1	4288.2	0.	42123.4	42123.4	42243.	1.57	24.	2.5	SI 10 11
1 sup	1- 1	4288.2	0.	49284.4	49284.4	49741.6	1.57	16.	1.95	SI 10 11
2 inf	1- 1	4454.3	0.	49284.4	49284.4	49743.	1.57	16.	1.95	SI 10 11
2 cen	1- 1	4454.3	0.	49284.4	49284.4	49743.	1.57	16.	1.95	SI 10 11
2 sup	1- 1	4454.3	0.	49284.4	49284.4	49743.	1.57	16.	1.95	SI 10 11

TAGLIO Z:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 inf	1- 1	121.	0.	44089.2	44749.9	44089.2	3.14	16.	2.15	SI 10 11
1 cen	1- 1	121.	0.	17344.9	17344.9	39758.1	1.57	24.	2.5	SI 10 11
1 sup	1- 1	121.	0.	44089.2	44749.9	44089.2	3.14	16.	2.15	SI 10 11
2 inf	1- 1	-645.9	0.	44090.5	44749.9	44090.5	3.14	16.	2.15	SI 10 11
2 cen	1- 1	-645.9	0.	44090.5	44749.9	44090.5	3.14	16.	2.15	SI 10 11
2 sup	1- 1	-645.9	0.	44090.5	44749.9	44090.5	3.14	16.	2.15	SI 10 11

NED LIMITE (Ned < Nmax , Nmax=65% di Nc1s ; Nc1s=fcd*Ac) [7.4.4.2.2.1]:

Asta	Caso	NEd	Nmax	Nc1s	% Nc1s	VE
1 sollecitazioni assenti						
2 sollecitazioni assenti						

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

RARE:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	2- 1	-15227.2	0.	0.	-5.3	-71.1	SI
1 cen	2- 1	-15227.2	-12447.8	444392.3	-18.4	145.7	SI
1 sup	2- 1	-15227.2	-24895.5	888784.6	-36.8	684.1	SI
2 inf	2- 1	-15233.	-38387.5	891808.4	-38.5	708.6	SI
2 cen	2- 1	-15233.	-6175.2	1116468.2	-43.	953.8	SI
2 sup	2- 1	-15233.	26037.2	1341128.	-53.7	1285.2	SI

FREQUENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	3- 1	-10608.4	0.	0.	-3.7	-49.5	SI
1 cen	3- 1	-10608.4	-9264.6	310242.5	-12.9	102.7	SI
1 sup	3- 1	-10608.4	-18529.3	620485.1	-25.8	480.1	SI
2 inf	3- 1	-10612.8	-29272.7	622634.7	-27.2	499.4	SI
2 cen	3- 1	-10612.8	-4441.	779171.5	-30.	666.5	SI
2 sup	3- 1	-10612.8	20390.7	935708.3	-37.8	900.9	SI

QUASI PERMANENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	4- 1	-9453.6	0.	0.	-3.3	-44.1	SI
1 cen	4- 1	-9453.6	-8448.7	276669.1	-11.5	91.9	SI
1 sup	4- 1	-9453.6	-16897.4	553338.2	-23.1	428.9	SI
2 inf	4- 1	-9457.6	-26905.1	555266.9	-24.3	446.8	SI
2 cen	4- 1	-9457.6	-4002.	694770.9	-26.8	594.6	SI
2 sup	4- 1	-9457.6	18901.1	834274.9	-33.8	804.6	SI

MESSAGGI

- 3) Armatura longitudinale insufficiente [7.4.6.2.2].
- 10) Passo staffe insufficiente [4.1.6.1.2].
- 11) Passo staffe insufficiente [7.4.6.2.2].

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 55 - Travata TA-02 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.

Copriferri (assi) : longitudinali= 3 ; staffe= 2

MATERIALI

CLS : Rck =200. ; fck=166. ; fctk= 13.7; fctm= 19.5; Ec= 288206. ;
gc =1.5 ; fcd= 94.1; fbd= 20.5; fctd= 9.1; Ecd=0.35%
ACCIAIO: FeB44; ftk=5461. ; fyk=4300. ; Es=2100000. ;
gs =1.15; fyd=3739.1; ftd(k*fyd)=4748.7; fud=4645.3; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.

CLS : σ_c (rara)= 99.6; σ_c (quasi permanente)= 74.7; fbd(esercizio)= 20.5
ACCIAIO: σ_f (rara)=3440.; Coeff.Omogein.= 15
FESSURE: wdmx(fre.)=.4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

3) Sezione a T : largh.=80.; alt.=80.; sp.ala=20.; sp.an.=35.; Acls=3700. .

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A513	3	3	3	-17	405.	365.	5.062	1.3	3.788	90.155
2	A505	3	3	3	17	675.	635.	8.438	1.3	1.752	44.064

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU SENZA SISMA	1.	3.	Frequente	1.	4.	Quasi Perm	1.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-1851869.	-.047	.102	-3922258.	-.35	4.21	3.	.077	2.118	SI
35.	35.	3.	1.	-1851869.	-.047	.102	-3922035.	-.35	4.208	3.	.077	2.118	SI
120.	120.	3.	1.	-966564.	-.024	.053	-3921483.	-.35	4.204	3.	.077	4.057	SI
202.	202.	3.	2.	-43415.	-.001	.003	-3048041.	-.35	5.268	3.	.062	70.21	SI
284.	284.	3.	2.	1110779.	-.02	.072	3448494.	-.35	5.955	3.	.056	3.105	SI
370.	370.	3.	4.	1466103.	-.023	.066	5553401.	-.35	4.462	3.	.073	3.788	SI
405.	405.	3.	4.	1466103.	-.019	.048	6517044.	-.35	4.356	3.	.074	4.445	SI
> 405.	0.	3.	4.	1608431.	-.021	.053	6539397.	-.35	4.43	3.	.073	4.066	SI
532.	128.	3.	6.	1917455.	-.032	.124	3531230.	-.349	6.75	2.	.049	1.842	SI
580.	175.	3.	7.	1932274.	-.037	.126	3385085.	-.35	5.373	3.	.061	1.752	SI
960.	555.	3.	8.	91288.	-.002	.006	3449486.	-.35	5.969	3.	.055	37.79	SI
1080.	675.	3.	8.	-1606871.	-.044	.116	-3046256.	-.35	5.248	3.	.063	1.896	SI

VERIFICHE A TAGLIO

TAGLIO:

Progressive	Se	Ar	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve	
> 0.	0.	3.	13275.	9593.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
17.	17.	3.	13275.	9593.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
35.	35.	3.	13275.	9593.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
40.	40.	3.	13275.	9593.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
57.	57.	3.	12765.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
75.	75.	3.	12256.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
97.	97.	3.	11588.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
120.	120.	3.	10921.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
405.	405.	3.	2561.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI	
> 405.	0.	3.	5161.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI	
422.	17.	3.	4651.	9003.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI	
960.	555.	3.	-11167.	7614.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
983.	578.	3.	-11834.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
1005.	600.	3.	-12496.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
1023.	618.	3.	-12998.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
1040.	635.	3.	-13499.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
1045.	640.	3.	-13499.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
1063.	658.	3.	-13499.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27
1080.	675.	3.	-13499.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO	27

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	σ_c	σ_f	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	-1324061.	-.38.	1515.1	12.32	7.56	.0512	19.6	.1	SI
35.	35.	3.	1.	-1169797.	-.33.6	1338.5	12.32	7.56	.0428	19.59	.084	SI
405.	405.	3.	4.	1048029.	-.15.7	722.4	20.36	7.57	.0269	11.11	.03	SI
> 405.	0.	3.	4.	1048029.	-.15.7	722.	20.36	7.52	.0269	11.02	.03	SI
580.	175.	3.	7.	1381356.	-.29.3	1876.9	10.18	7.57	.077	15.2	.117	SI
1080.	675.	3.	8.	-1148480.	-.36.3	1733.9	9.24	7.5	.0557	23.27	.13	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	σ_c	σ_f	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	-920897.!	-26.4!	1053.7!	12.32	7.56	.0301	19.6	.059	SI
35.	35.	3.	1.	-813485.!	-23.4!	930.8!	12.32	7.56	.0266	19.59	.052	SI
405.	405.	3.	4.	730319.!	-10.9!	503.4!	20.36	7.57	.0164	11.11	.018	SI
> 405.	0.	3.	4.	730319.!	-10.9!	503.1!	20.36	7.52	.0164	11.02	.018	SI
580.	175.	3.	7.	962014.!	-20.4!	1307.1!	10.18	7.57	.0499	15.2	.076	SI
1080.	675.	3.	8.	-801471.!	-25.3!	1210.	9.24	7.5	.0346	23.27	.08	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	σ_c	σ_f	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	-820175.!	-23.6!	938.5!	12.32	7.56	.0268	19.6	.053	SI
35.	35.	3.	1.	-724475.!	-20.8!	829.	12.32	7.56	.0237	19.59	.046	SI
405.	405.	3.	4.	650875.!	-9.7!	448.7!	20.36	7.57	.0138	11.11	.015	SI
> 405.	0.	3.	4.	650875.!	-9.7!	448.4!	20.36	7.52	.0138	11.02	.015	SI
580.	175.	3.	7.	857187.!	-18.2!	1164.7!	10.18	7.57	.0431	15.2	.065	SI
1080.	675.	3.	8.	-714643.!	-22.6!	1078.9!	9.24	7.5	.0308	23.27	.072	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acl_s - Acl_s=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	22.49	.608	12.32	.333	2d14 +6d14	10.18	.275	4d18
2	19.42	.525	9.24	.25	6d14	10.18	.275	4d18
3	35.75	.966	25.57	.691	6d14 +4d14 +4d18	10.18	.275	4d18
4	35.75	.966	15.39	.416	6d14 +4d14	20.36	.55	4d18 +4d18
5	35.75	.966	25.57	.691	6d14 +4d18 +4d14	10.18	.275	4d18
6	25.57	.691	15.39	.416	6d14 +4d14	10.18	.275	4d18
7	16.34	.442	6.16	.166	4d14	10.18	.275	4d18
8	19.42	.525	9.24	.25	2d14 +4d14	10.18	.275	4d18

MESSAGGI

27) Passo staffe superiore a 8 volte il diametro minimo dei ferri longitudinali (solo per zone sismiche a bassa duttilita') [NTC08 7.4.6.2.1].

Analisi dinamica

Il solutore è stato avviato a step incrementali dell'accelerazione sismica, partendo dal valore di 0.10 volte quello utilizzato per le nuove opere. Le verifiche vengono eseguite con l'applicazione dei coefficienti FC=1.00.

Al primo step 0.10 si ottiene il superamento dello S.L.U. PER FLESSIONE dei pilastri più periferici del fabbricato:

Il superamento dello S.L.U. avviene alla base delle colonne.

Al secondo step 0.20 avviene il superamento dello S.L.U. PER FLESSIONE E TAGLIO sulla quasi totalità delle colonne del fabbricato.

Risulta superfluo quindi un ulteriore approfondimento.

Si rileva che:

- le sollecitazioni di taglio e di momento flettente tendono ad assumere valori rilevanti, nelle combinazioni sismiche, su tutti i pilastri;
- l'assenza di setti di taglio (e di una concezione sismoresistente del fabbricato) produce sollecitazioni non compatibili con la struttura per le combinazioni sismiche, mentre permangono problemi sul piano statico solo se le verifiche vengono condotte con i criteri delle normative odierne. In relazione alle norme dell'epoca e in termini di reale funzionamento in servizio del fabbricato, anche alla luce del negativo riscontro della campagna di indagini sui materiali, si ritiene che lo stesso presenti le criticità descritte nel paragrafo delle verifiche per combinazione gravitazionale.

Visto che:

- da un esame visivo, l'edificio si presenti in buono stato di conservazione sul piano strutturale;
- l'edificio sia dotato di certificati di collaudo statico per i due lotti di costruzione;
- la verifica in oggetto prevede l'analisi della sicurezza per le combinazioni statiche e per le combinazioni di tipo sismico;
- non risultano gravi errori di progetto o di costruzione;
- non sono intercorse modifiche sostanziali alla rigidità geometrica del fabbricato;

è stata condotta la verifica puntuale degli elementi strutturali anche per la condizione sismica, partendo dall'ipotesi che gli elementi orizzontali (travi e solai) subiscano interventi atti a garantire la verifica per la condizione statica.

Si ritiene esaustivo condurre delle verifiche puntuali concentrando l'attenzione sugli elementi strutturali maggiormente significativi e sollecitati.

8. Criterio utilizzato per l'analisi e verifiche sui principali elementi strutturali

A seguito di modellazione strutturale, sono stati definiti dei casi di carico sismici ridotti rispetto al valore di normativa, per determinare l'aliquota percentuale dell'azione sismica che determina il superamento dello stato limite.

L'aliquota cui corrisponde il superamento dello stato limite è risultata inferiore al 10% del valore totale.

Tale valore è coerente con la modesta armatura a taglio e flessione a dei pilastri e con la geometria "non sismica" del manufatto.

Vista l'esigua riserva, non si è ritenuto di affinare ulteriormente la valutazione.

Al fine di non appesantire il presente documento, si riportano di seguito le verifiche esplicitate per i gli elementi strutturali più significativi, già citati nella verifica statica:

Condizione sismica (x e y):

- Pilastri P48-P49
- Trave TA2

Come si può evincere dai tabulati che seguono, al 10% dello sforzo sismico, si ha il superamento dello stato limite per il pilastro P48 in testa (si sottolinea che tale pilastro risulta essere vincolato come una cerniera alla base, con superamento dello stato limite in sommità al portale e conseguente meccanismo labile del portale).

Il pilastro P49 e la trave TA2 risultano comunque verificati a stato limite, ovviamente senza considerare le verifiche in termini di percentuali di armatura limite.

VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : PA-48 (ID=52)
Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=1)
Duttilità : bassa con gerarchia.
Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm²; deform. %.
Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm² - sezioni:cm e derivate.
Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5

MATERIALI

CLS : C16/20; Rck=200; fck=166; fctk=13.67; fctm=19.52; Ecm=288206;
gc=1.5; fcd=94.1; fbd=20.5; fctd=9.11; Ecu=0.35%
ACCIAIO: FeB44; ftk=5461; fyk=4300; Es=2100000;
gs=1.15; fyd=3739.1; ftd=4748.7; fud=4645.3; Eud=6.75%

TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.

CLS : σ_c (rara)=99.6; σ_c (quasi permanente)=74.7; fbd(esercizio)=20.5
ACCIAIO: σ_f (rara)=3440; Coeff.Omogein.=15

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=35; alt.=80; Acls=2800; iy=10.1; iz=23.09

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Se	ez	ey	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm		
1	1	2	4	511	431	80	80	16.68	.596	4φ8+3φ14+5φ16	3

CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
3	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	4
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	4

5|0.10x |SLU (sismico) | 4|
6|0.10y |SLU (sismico) | 4|

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

MOMENTI ULTIMI:

Asta	caso	Myu- min	caso	Myu+ min	caso	Mzu- min	caso	Mzu+ min
1 inf	5- 1	-899580.	5- 1	899580.	5- 1	-3188800.	5- 1	1867680.
1 sup	3- 4	-682520.	3- 4	682520.	4- 1	-1.	4- 1	1.

TAGLI GERARCHIA:

Asta	caso	VEyd-	caso	VEyd+	caso	VEzd-	caso	VEzd+
1	3- 4	-13062.3	3- 4	13326.3	4- 3	-5272.2	4- 3	5272.2

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (inclusi imperfezioni e second'ordine):

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	E cls	σc	E acc	σf	VE
> 1	3- 4	-12131.	26263.999	48900.999	-0.006	-5.9	-0.002	-46.6	SI
1	4- 1	-2783.	-1073690.1.02	-91367.1.	-0.821	-282.6	3.727	4228.5	NO
1	4- 1	-2783.	-2147380.1.02	-182735.1.	-2.08	-786.5	15.04	10032	NO

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Y [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NEd	NB	fi eff	Jn	Jcls/Jn	MEd/M0Ed	nu
1 sup	4- 1	-2783.4	-157791.7	3.	14485.1	19.7329	1.018	.011

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Z [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NEd	NB	fi eff	Jn	Jcls/Jn	MEd/M0Ed	nu
1 sup	4- 1	-2783.4	-1575996	3.	144675.2	10.322	1.0018	.011

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 inf	3- 4	-5194.8	13326.3	43673.5	43673.5	44001.2	1.51	20.	2.25	SI
1 cen	3- 4	-5194.8	13326.3	32350.8	32350.8	40882.3	1.01	20.	2.5	SI
1 sup	3- 4	-5194.8	13326.3	43673.5	43673.5	44001.2	1.51	20.	2.25	SI

TAGLIO Z:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 inf	4- 3	-4283.1	5272.2	26641.8	26641.8	38112.1	2.01	20.	2.5	SI
1 cen	4- 3	-4283.1	5272.2	13320.9	13320.9	38112.1	1.01	20.	2.5	SI
1 sup	4- 3	-4283.1	5272.2	26641.8	26641.8	38112.1	2.01	20.	2.5	SI

NED LIMITE (NEd < Nmax , Nmax=65% di Ncls ; Ncls=fcd*Ac) [7.4.4.2.2.1]:

Asta	Caso	NEd	Nmax	Ncls	% Ncls	VE
1	3- 4	-12131.	-171201.3	-263386.7	4.61	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

RARE:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	sollecitazioni assenti						
1 cen	sollecitazioni assenti						
1 sup	sollecitazioni assenti						

FREQUENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	sollecitazioni assenti						
1 cen	sollecitazioni assenti						
1 sup	sollecitazioni assenti						

QUASI PERMANENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	σc	σf	VE
1 inf	sollecitazioni assenti						
1 cen	sollecitazioni assenti						
1 sup	sollecitazioni assenti						

MESSAGGI

- 1) Verifica presso-flessionale a SLU non soddisfatta [4.1.2.1.2.4].
- 3) Armatura longitudinale insufficiente [7.4.6.2.2].
- 10) Passo staffe insufficiente [4.1.6.1.2].
- 11) Passo staffe insufficiente [7.4.6.2.2].

í»¿

VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : PA-49 (ID=16)
 Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=1)
 Duttilita' : bassa con gerarchia.
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5

MATERIALI

CLS : C16/20; Rck=200; fck=166; fctk=13.67; fctm=19.52; Ecm=288206;
 gc=1.5; fcd=94.1; fbd=20.5; fctd=9.11; Ecu=0.35%
 ACCIAIO: FeB44; ftk=5461; fyk=4300; Es=2100000;
 gs=1.15; fyd=3739.1; ftd=4748.7; fud=4645.3; Eud=6.75%

TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.

CLS : σ_c (rara)=99.6; σ_c (quasi permanente)=74.7; fbd(esercizio)=20.5

ACCIAIO: σ_f (rara)=3440; Coeff.Omogetin.=15

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=35; alt.=80; Acls=2800; iy=10.1; iz=23.09

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Se	ez	ey	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm	
1	1	2	4	290	270	80	80	16.68	.596	4 ϕ 8+3 ϕ 14+5 ϕ 16
2	1	2	4	141	111	0	0	16.68	.596	4 ϕ 8+3 ϕ 14+5 ϕ 16

CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
3	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	4
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	4
5	0.10x	SLU (sismico)	4
6	0.10y	SLU (sismico)	4

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

MOMENTI ULTIMI:

Asta	caso	Myu- min	caso	Myu+ min	caso	Mzu- min	caso	Mzu+ min	
1	inf	5- 4	-903560.	5- 4	903560.	5- 4	-1876880.	5- 4	3195240.
1	sup	3- 4	-821020.	3- 4	821000.	4- 2	-889160.	4- 2	1996600.
2	inf	3- 4	-820240.	3- 4	820240.	5- 4	-1872880.	5- 4	3190000.
2	sup	3- 1	-601920.	3- 1	601940.	4- 4	-1558160.	4- 4	2689000.

TAGLI GERARCHIA:

Asta	caso	VEyd-	caso	VEyd+	caso	VEzd-	caso	VEzd+
1	3- 1	-22779.3	3- 1	22800.8	4- 3	-8519.9	4- 3	8519.9
2	3- 4	-2234.3	3- 1	6188.7	4- 3	-20831.	4- 3	20831.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (inclusi imperfezioni e second'ordine):

Asta	Caso	Ned	MEyd	MEzd	E cls	σ_c	E acc	σ_f	VE
> 1	3- 1	-13389.	27527.999	53703.999	-0.008	-7.2	-0.002	-39.	SI
1	4- 1	-11034.	-420840.1.02	630214.1.	-0.072	-55.4	0.097	2041.6	SI
1	4- 1	-11034.	-841679.1.02	1260427.1.	-0.175	-92.6	0.28	3753.2	SI
> 2	3- 1	-13411.	26997.3.64	2002986.1.	-0.075	-57.6	0.112	2356.8	SI
2	3- 1	-13411.	-115111.1.01	2439755.1.	-0.105	-72.8	0.153	3206.	SI
2	4- 1	-11103.	-589900.1.01	1739707.1.	-0.148	-87.7	0.199	3742.	SI

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Y [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NED	NB	fi eff	Jn	Jcls/Jn	MED/M0Ed	nu
1	sup	4- 1	-11033.7	-491537.3	3.	14532.8	19.6681	1.023
2	sup	4- 1	-11102.7	-2073016	3.	14489.	19.7276	1.0054

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Z [EC2 5.8.7.2]:

Asta	Caso	NED	NB	fi eff	Jn	Jcls/Jn	MED/M0Ed	nu
1	sup	4- 1	-11033.7	-4896974	3.	144784.1	10.3142	1.0023
2	sup	4- 1	-11102.7	-20700699	3.	144683.9	10.3213	1.0005

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1	inf	3- 1	6876.3	22800.8	48359.2	49284.4	48359.2	1.57	16.	1.95
1	cen	3- 1	6876.3	22800.8	41280.9	41280.9	41670.1	1.57	24.	2.45
1	sup	3- 1	6876.3	22800.8	48359.2	49284.4	48359.2	1.57	16.	1.95
2	inf	3- 1	6188.7	6188.7	48363.1	49284.4	48363.1	1.57	16.	1.95
2	cen	3- 1	6188.7	6188.7	48363.1	49284.4	48363.1	1.57	16.	1.95
2	sup	3- 1	6188.7	6188.7	48363.1	49284.4	48363.1	1.57	16.	1.95

TAGLIO Z:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1	inf	4- 3	-2788.6	-8519.9	43003.3	43709.2	43003.3	3.14	16.	2.1
1	cen	4- 3	-2788.6	-8519.9	17344.9	17344.9	38201.6	1.57	24.	2.5
1	sup	4- 3	-2788.6	-8519.9	43003.3	43709.2	43003.3	3.14	16.	2.1
2	inf	4- 2	4014.7	-20819.5	42793.5	43709.2	42793.5	3.14	16.	2.1
2	cen	4- 2	4014.7	-20819.5	42793.5	43709.2	42793.5	3.14	16.	2.1
2	sup	4- 2	4014.7	-20819.5	42793.5	43709.2	42793.5	3.14	16.	2.1

NED LIMITE (Ned < Nmax , Nmax=65% di Ncls ; Ncls=fcd*Ac) [7.4.4.2.2.1]:

Asta	Caso	NED	Nmax	Ncls	% Ncls	VE
1	3- 1	-13389.1	-171201.3	-263386.7	5.08	SI
2	3- 1	-13411.3	-171201.3	-263386.7	5.09	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

RARE:

Asta	Caso	NED	MEyd	MEzd	σ_c	σ_f	VE
1	inf	sollecitazioni assenti					
1	cen	sollecitazioni assenti					
1	sup	sollecitazioni assenti					
2	inf	sollecitazioni assenti					
2	cen	sollecitazioni assenti					
2	sup	sollecitazioni assenti					

FREQUENTI:

Asta | Caso | Ned | MEyd | MEzd | σc | σf | VE|
 1|inf|sollecitazioni assenti
 1|cen|sollecitazioni assenti
 1|sup|sollecitazioni assenti
 2|inf|sollecitazioni assenti
 2|cen|sollecitazioni assenti
 2|sup|sollecitazioni assenti

QUASI PERMANENTI:

Asta | Caso | Ned | MEyd | MEzd | σc | σf | VE|
 1|inf|sollecitazioni assenti
 1|cen|sollecitazioni assenti
 1|sup|sollecitazioni assenti
 2|inf|sollecitazioni assenti
 2|cen|sollecitazioni assenti
 2|sup|sollecitazioni assenti

MESSAGGI

- 3) Armatura longitudinale insufficiente [7.4.6.2.2].
- 10) Passo staffe insufficiente [4.1.6.1.2].
- 11) Passo staffe insufficiente [7.4.6.2.2].

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 55 - Travata TA-02 (trave)
 Metodo di verifica : stati limite (NTC08).
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.
 Unità particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3 ; staffe= 2

MATERIALI

CLS : Rck =200. ; fck=166. ; fctk= 13.7; fctm= 19.5; Ec= 288206. ;
 gc =1.5 ; fcd= 94.1; fbd= 20.5; fctd= 9.1; Ecd=.35%
 ACCIAIO: FeB44; ftk=5461. ; fyk=4300. ; Es=2100000. ;
 gs =1.15; fyd=3739.1; ftd(k*fyd)=4748.7; fud=4645.3; Eud=6.75%

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : σc (rara)= 99.6; σc (quasi permanente)= 74.7; fbd(esercizio)= 20.5
 ACCIAIO: σf (rara)=3440.; Coeff.Omogein.= 15
 FESSURE: wmax(fre.)=.4 ; wmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];
 kt=.4 [EN 1992-1'7.3.4].

SEZIONI UTILIZZATE

- 3) Sezione a T : largh.=80.; alt.=80.; sp.ala=20.; sp.an.=35.; Acls=3700. .

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Inc.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A513	3	3	3	-17	405.	365.	5.062	1.3	2.855	67.952
2	A505	3	3	3	17	675.	635.	8.438	1.3	2.157	54.253

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
3.	SLU con SISMAX PRINC4.	4.
4.	SLU con SISMAX PRINC4.	4.
5.	0.10x	4.
6.	0.10y	4.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-2495496.	-.064	.137	-3922258.	-.35	4.21	3.	.077	1.572	SI
0.	0.	3.	1.	899527.	-.016	.058	3492197.	-.35	6.366	3.	.052	3.882	SI
35.	35.	3.	1.	-2495496.	-.064	.137	-3922035.	-.35	4.208	3.	.077	1.572	SI
120.	120.	3.	1.	1148413.	-.02	.074	3492819.	-.35	6.374	3.	.052	3.041	SI
243.	243.	3.	2.	1207794.	-.022	.079	3448241.	-.35	5.952	3.	.056	2.855	SI
325.	325.	3.	3.	-349942.	-.008	.013	-5797819.	-.35	.863	3.	.288	16.57	SI
388.	388.	3.	4.	-20716.	0.	.001	-4558395.	-.35	1.925	3.	.154	220.	SI
405.	405.	3.	4.	1102222.	-.014	.036	6517044.	-.35	4.356	3.	.074	5.913	SI
> 405.	0.	3.	4.	1040513.	-.014	.034	6539397.	-.35	4.43	3.	.073	6.285	SI
532.	128.	3.	6.	1068388.	-.018	.069	3531230.	-.349	6.75	2.	.049	3.305	SI
675.	270.	3.	7.	-76770.	-.002	.008	-2112253.	-.35	6.449	3.	.051	27.51	NO 11
722.	318.	3.	7.	-263358.	-.008	.028	-2112485.	-.35	6.453	3.	.051	8.021	NO 11
770.	365.	3.	7.	-544218.	-.017	.058	-2112717.	-.35	6.457	3.	.051	3.882	NO 11
818.	412.	3.	7.	-880497.	-.027	.094	-2112949.	-.35	6.461	3.	.051	2.4	NO 11
818.	412.	3.	7.	1569083.	-.03	.103	3384410.	-.35	5.364	3.	.061	2.157	SI
865.	460.	3.	7.	-1237982.	-.039	.132	-2113183.	-.35	6.465	3.	.051	1.707	NO 11
1045.	640.	3.	8.	-2682899.	-.164	1.493	-3046038.	-.35	5.246	3.	.063	1.135	SI
1080.	675.	3.	8.	-2682899.	-.164	1.493	-3046256.	-.35	5.248	3.	.063	1.135	SI

1080. | 675. | 3. | 8. | 1291564. | -.023 | .084 | 3449207. | -.35 | 5.965 | 3. | .055 | 2.671 | SI |

VERIFICHE A TAGLIO

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	9601.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
17.	17.	9375.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
35.	35.	9149.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
40.	40.	9079.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
57.	57.	8853.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
75.	75.	8627.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
97.	97.	8331.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
120.	120.	8034.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
405.	405.	-2058.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI
405.	405.	4325.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI
> 405.	0.	-1156.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI
405.	0.	5730.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI
422.	17.	-1382.	9003.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	SI
960.	555.	-8401.	7614.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
983.	578.	-8697.	8716.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
1005.	600.	-8991.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
1023.	618.	-9213.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
1040.	635.	-9436.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
1045.	640.	-9436.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
1063.	658.	-9436.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27
1080.	675.	-9436.	7128.	41102.	40811.	1.01	15.	2.35	NO 27

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	σ_c	σ_f	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
405.	405.	3.	4.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
> 405.	0.	3.	4.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
1080.	675.	3.	8.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	σ_c	σ_f	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
405.	405.	3.	4.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
> 405.	0.	3.	4.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
1080.	675.	3.	8.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	σ_c	σ_f	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
405.	405.	3.	4.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
> 405.	0.	3.	4.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI
1080.	675.	3.	8.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100*Af/Acl_s - Acl_s=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	22.49	.608	12.32	.333	2d14 +6d14	10.18	.275	4d18
2	19.42	.525	9.24	.25	6d14	10.18	.275	4d18
3	35.75	.966	25.57	.691	6d14 +4d14 +4d18	10.18	.275	4d18
4	35.75	.966	15.39	.416	6d14 +4d14	20.36	.55	4d18 +4d18
5	35.75	.966	25.57	.691	6d14 +4d18 +4d14	10.18	.275	4d18
6	25.57	.691	15.39	.416	6d14 +4d14	10.18	.275	4d18
7	16.34	.442	6.16	.166	4d14	10.18	.275	4d18
8	19.42	.525	9.24	.25	2d14 +4d14	10.18	.275	4d18

MESSAGGI

11) Armatura superiore tesa insufficiente (Ro<1.4/fyk) [NTC08 7.4.6.2.1] (zone sismiche).
 27) Passo staffe superiore a 8 volte il diametro minimo dei ferri longitudinali (solo per zone sismiche a bassa duttilita') [NTC08 7.4.6.2.1].

9. Sintesi dei risultati di analisi di vulnerabilità sismica

Il livello di conoscenza LC3 consente di disporre di un'accurata conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella costruzione per il tramite di limitate verifiche in situ.

La presenza del progetto strutturale, del collaudo, delle relazioni di calcolo, ha consentito di identificare chiaramente lo spirito progettuale e le caratteristiche del fabbricato.

Sul piano delle verifiche di resistenza, visti i risultati della campagna di indagine, l'edificio presenta una **capacità inadeguata** già per la **condizione statica**.

Sul piano sismico la capacità di resistenza **è inferiore al 10%** rispetto a un fabbricato di nuova realizzazione.

10. Considerazioni conclusive

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

- valori medi di resistenza a compressione del calcestruzzo **incoerenti** con le richieste prestazionali dell'epoca della costruzione;
- valori medi di resistenza a trazione dell'acciaio coerenti con le richieste prestazionali dell'epoca della costruzione.

L'esame a vista della struttura dell'edificio denota l'assenza di lesioni nelle travi, nei pilastri e nei solai.

L'analisi statica del fabbricato ha evidenziato che allo stato attuale vi sono diversi elementi strutturali (si veda il paragrafo 8) che non sono verificati in termini di resistenza a flessione.

L'assenza di resistenza si ha per ridotta capacità resistente del calcestruzzo e, considerando che la rottura di quest'ultimo è di tipo fragile, si ritiene indispensabile procedere con tempestività al ripristino delle condizioni minime di sicurezza per gli elementi strutturali interessati.

L'analisi sismica del fabbricato denota le seguenti criticità:

- la forma dell'edificio è irregolare, con masse e rigidità distribuite eterogeneamente;
- la palestra è strutturalmente concepita come un portale incernierato alla base che comporta, a bassi valori di azione sismica, il superamento dello stato limite per flessione in sommità al portale, rendendo le strutture labili;
- i pilastri sono stati tutti armati per la sola componente di sforzo normale (in fase di progetto non sono state tenute in conto azioni orizzontali). In condizione dinamica, anche a bassi valori dell'azione sismica, si ha il superamento del valore di resistenza in corrispondenza delle zone critiche;

11. Proposta di miglioramento statico e sismico per la progettazione preliminare

Al fine di migliorare staticamente il fabbricato, si ritiene indispensabile intervenire sugli elementi soggetti a maggiore sforzo di tensione sul calcestruzzo.

Come evidenziato in precedenza, l'attenzione va quindi posta sulle sezioni sottili in relazione alla loro luce (come le travi ribassate e i solai).

Lo scopo può essere raggiunto diminuendo lo sforzo di compressione sul calcestruzzo, mediante l'inserimento di elementi in acciaio all'intradosso delle travi o mediante l'aumento della sezione resistente con il placcaggio in calcestruzzo fibrorinforzato.

Per quanto riguarda il miglioramento sismico, tra tutte le possibili soluzioni, è possibile intervenire mediante la realizzazione di controventature sismiche in acciaio opportunamente calate all'interno del fabbricato e aventi lo scopo di assorbire la maggior aliquota possibile di tagliante di piano (sottraendola ai pilastri che risultano, di conseguenza, meno sollecitati).

Al fine di garantire l'omogenea ripartizione degli sforzi orizzontali alle strutture verticali, è opportuno che tutti gli impalcati siano rigidi nel loro piano e che le strutture di fondazione siano collegate con un reticolo di travi atte a garantire l'uniforme diffusione dell'accelerazione dal suolo alla sovrastruttura.

Una proposta di miglioramento sismico potrebbe quindi essere:

- realizzare un reticolo di cordoli di fondazione (o platea) per il collegamento di tutti i plinti, sia per il lotto 1 che per il lotto 2;
- inserire un sistema di controventature in carpenteria metallica atte ad assorbire almeno il 60-70% dell'azione sismica. Tali controventature andranno disposte sia sul lotto 1 che sul lotto 2 e i particolare andranno costruite specificatamente sulla palestra, sull'edificio ospitante l'alloggio del custode (ormai destinato ad altro uso) e sul resto del complesso scolastico;

I dettagli e le verifiche approfondite dovranno essere sviluppate nei successivi step di progettazione.

Torino, 28 novembre 2017

Ing. Alessio Camelliti
Studio Tecnico Associato AS32