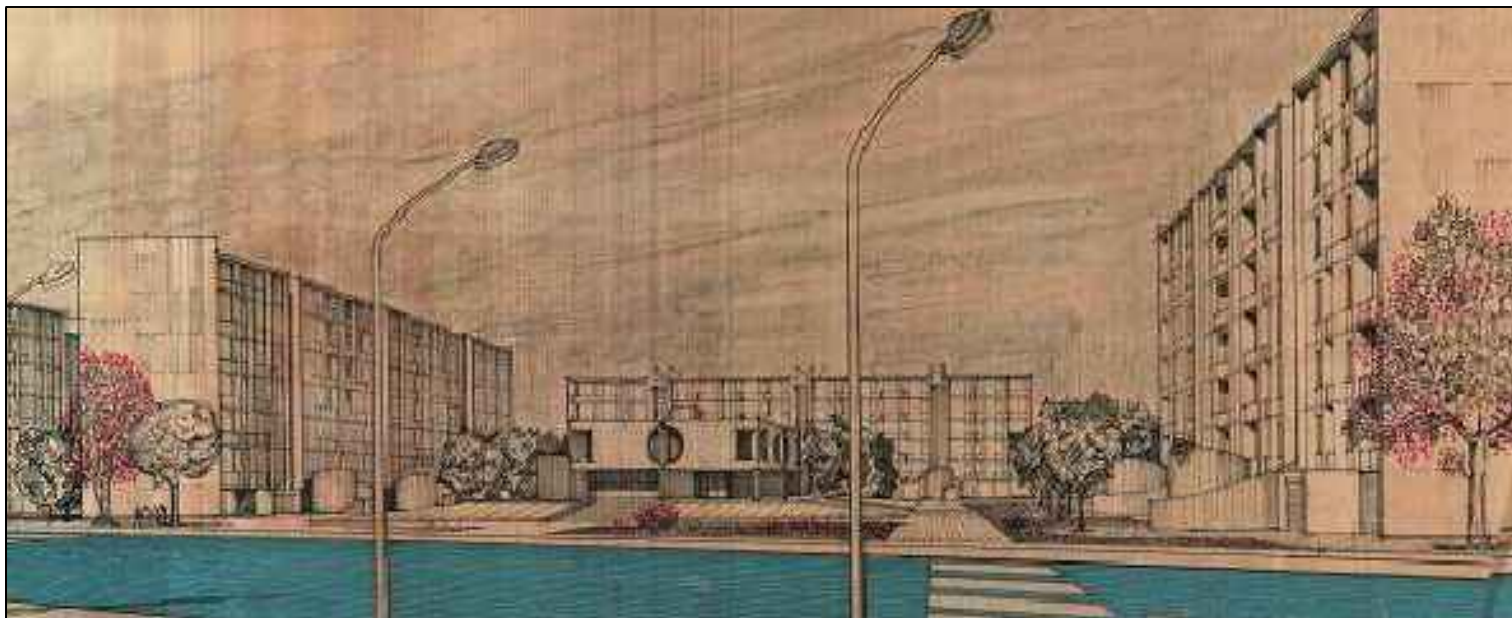


# CITTÀ DI PALERMO

ACCORDO QUADRO PON METRO 2014 - 2020

**ASSE 4: INFRASTRUTTURE PER L'INCLUSIONE SOCIALE PER LA  
REALIZZAZIONE DI EDILIZIA SOCIALE  
LOTTO 3 - RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL CENTRO SOCIALE  
VIA DI VITTORIO ALLO SPERONE  
PROGETTO ESECUTIVO  
CUP D75C17000180006**



**R.T.P.:**

Ing. Pietro Faraone - Capogruppo mandatario  
Coordinamento prestazioni specialistiche

Mandanti:

Arch. Alessandro D'Amico

Ing. Gabriele Testa

Ing. Cesare Caramazza (EGE)

Ing. Davide Bellavia

Ing. Giovanni Schirò

Dott. Gian Vito Graziano  
*Studio geologico associato Graziano e Masi*

Ing. Giuseppe Maria Bellomo  
giovane professionista

**IL RESPONSABILE UNICO DEL  
PROCEDIMENTO**  
Arch. Paola Maida

VISTI E APPROVAZIONI

DATA

**Ago. 2021**

SCALA

-

ELABORATO: *STRUTTURALI - STATO DI FATTO*

**Relazione sulla vulnerabilità sismica**

**TAV.  
S.F.01**



## Indice

1.	Inquadramento dell'opera .....	1
2.	Descrizione dell'opera .....	2
3.	Descrizione dell'intervento.....	5
4.	Quadro normativo di riferimento.....	5
5.	Raccolta informazioni .....	6
6.	Descrizione strutturale .....	7
7.	Caratteristiche dei materiali.....	11
8.	Caratterizzazione sismica della zona, vita nominale, classe d'uso, spettri e definizione dell'azione sismica .....	16
9.	Carichi sulla struttura .....	18
10.	Combinazioni dei carichi.....	19
11.	Livelli di conoscenza, fattori di confidenza e fattore di comportamento .....	21
12.	Descrizione del modello di calcolo .....	24
13.	Risultati analisi modale.....	28
14.	Confronto tra domanda e capacità in termini di accelerazione di picco.....	29
15.	Indice di rischio sismico .....	31

## 1. Inquadramento dell'opera

La struttura oggetto di analisi è l'edificio, oggi in stato di abbandono, che ospiterà il "Centro Sociale" del quartiere residenziale in località Sperone (Romagnolo) sito nel comune di Palermo (PA).

L'edificio si inserisce all'interno dell'espansione urbana degli anni '70, periodo di forte inurbamento in cui l'Amministrazione Comunale, tramite lo IACP, promosse una consistente edificazione nelle aree settentrionali e meridionali del territorio.

L'edificio è delimitato da Largo Bruno Buozzi (lato dal quale si ha accesso) e Viale Giuseppe Di Vittorio come mostrato in Fig. 1.

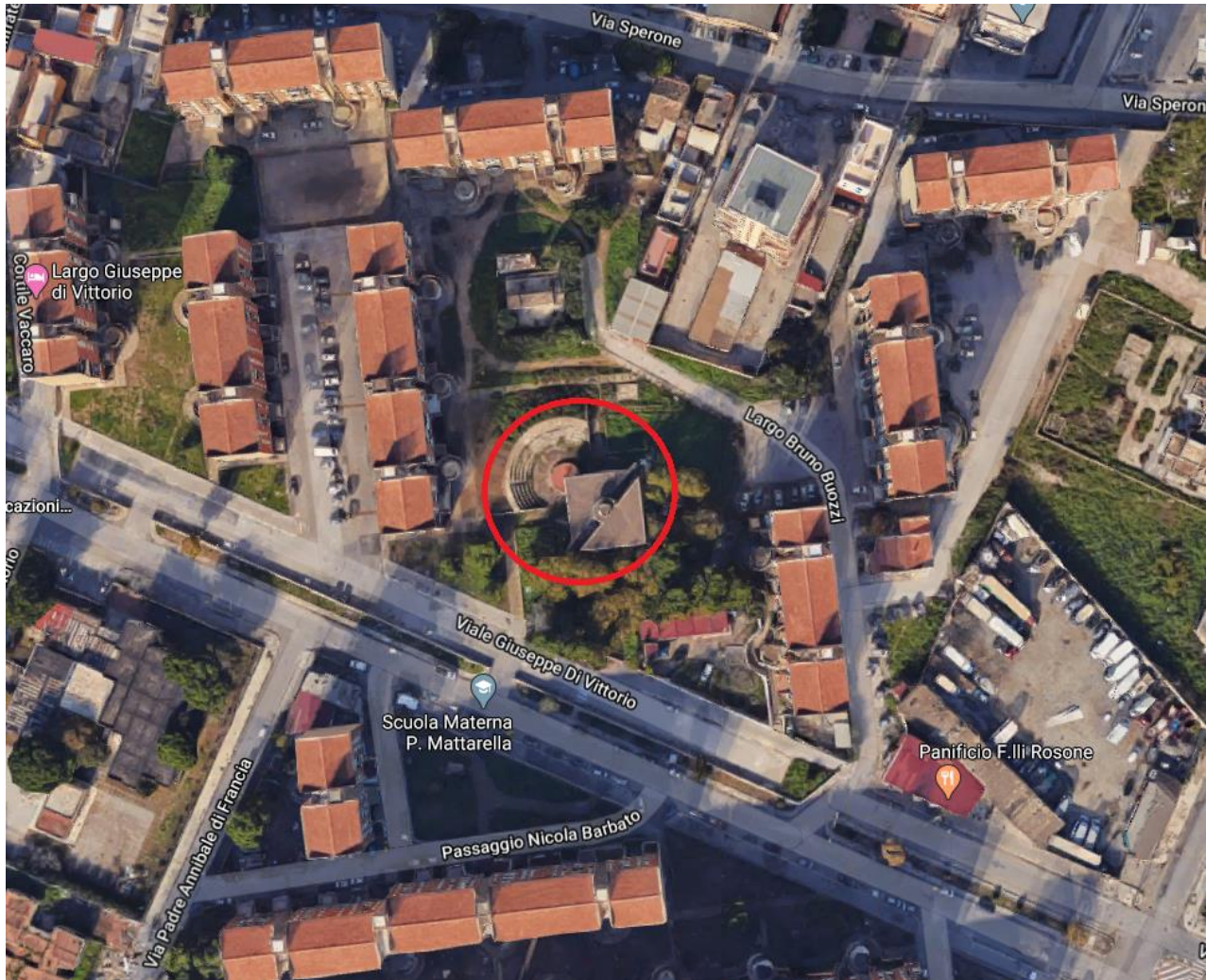


Fig. 1. Vista aerea con individuazione dell'edificio oggetto di studio

Nel seguito si farà riferimento al report redatto dal laboratorio di analisi EXPERIMENTATIONS S.r.l. e consegnati dalla P.A. al RTP incaricato del progetto, tramite PEC, il 07/09/2020 e composto dai seguenti elaborati:

- Relazione\_8894-Ropa/20 contenente le informazioni sulle indagini strutturali effettuate sull'edificio;
- Documento\_en\_702099 contenente i certificati di prova sui calcestruzzi e sulle barre di



armatura;

- Relazione 8899-ROPB/20 contenente le informazioni sulle indagini sui terreni;
- Documenti t6222-s1c1\_tab elab e t6222-s2c1\_tab elab contenenti le informazioni sulle prove effettuate sui terreni.

Si farà inoltre riferimento al report di indagini integrative redatto dal laboratorio Geo.tec. s.n.c. richieste dall'RTP incaricato e consegnati allo stesso in data 23/12/2020.

## 2. Descrizione dell'opera

L'edificio è articolato sullo schema geometrico di un quadrato, di lato pari a 18 m circa, diviso sulla diagonale da due setti paralleli che delimitano il corpo dei servizi igienici.

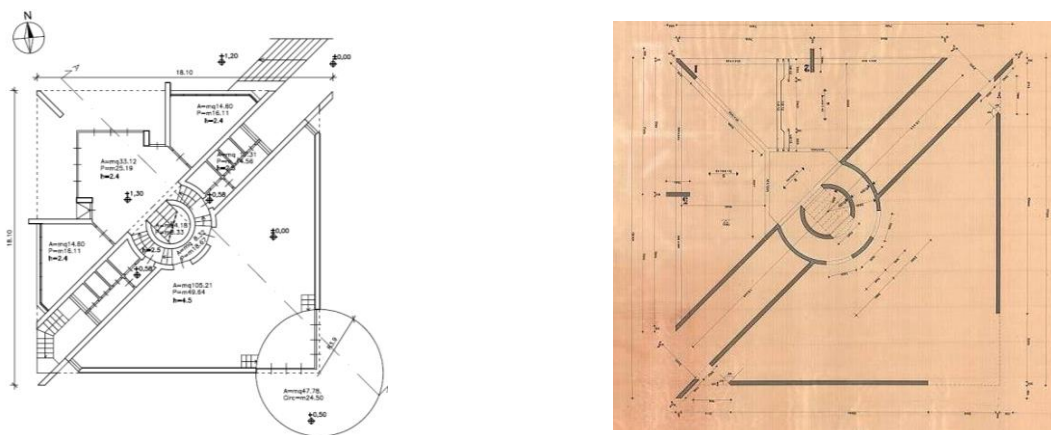


Fig. 3. Pianta dello stato attuale e disegno originale della carpenteria a quota + 1,20

Al centro, un corpo circolare costituito da due cilindri concentrici ospita le scale interne di collegamento. L'edificio presenta tre quote di imposta e due differenti elevazioni: il corpo di ingresso, a quota 1,20, orientato verso sud - est, serve una hall e due sale laterali, connettendosi, con due brevi scale poste nell'intercapedine tra i due corpi circolari, ai servizi del corpo intermedio, a quota 0,60m.



Fig. 4. La Hall di ingresso a quota 1,20 e la Sala conferenze a quota 0,00

La prosecuzione di tali scale consente l'accesso alla sala conferenze, posta a quota 0,00 che occupa la rimanente porzione del quadrato. All'estremità Nord - Est della sala vi è una apertura ad angolo

che mette in comunicazione con l'attiguo teatro all'aperto, la cui pedana circolare occupa parzialmente la sala.



Fig. 5. Apertura d'angolo della Sala Conferenze e vista dell'anfiteatro

Il collegamento con il piano primo, a quota + 3,80 è affidato ad una scala rettilinea inserita nel corpo circolare più interno, seguita da due rampe semicircolari, simmetriche, poste nell'intercapedine tra i due corpi circolari.



Fig. 6. Vista del corpo cilindrico centrale e delle scale ad esso afferenti.

Una scala esterna, infine, posta al di sotto del corpo dei servizi, nello spigolo Sud - Ovest, ospita un piccolo locale tecnico alla quota -1,95 m, la cui quota di fondazione risulta essere la più bassa. Le coperture non sono accessibili. Le aperture, al piano terra, sono in gran parte concentrate nella parte settentrionale, affidando l'illuminazione naturale della sala conferenze alla vetrata angolare a Sud - Est. L'ambiente di piano primo è illuminato da grandi finestre circolari e da strette vetrate ai vertici dello spazio triangolare.





Fig. 7. Vista del locale tecnico interrato, dell'accesso esterno e della copertura del corpo servizi

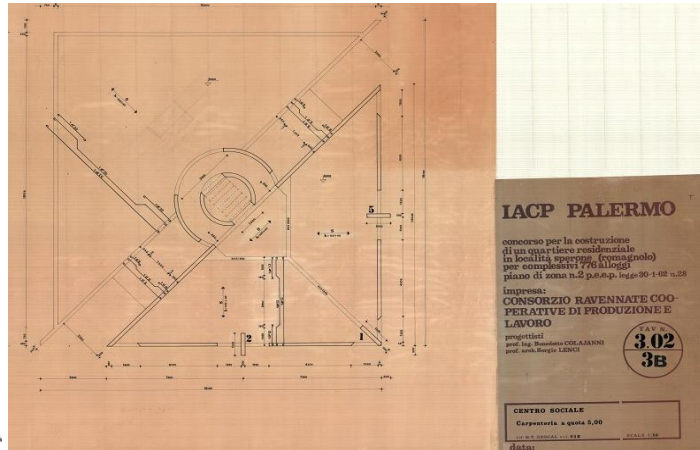
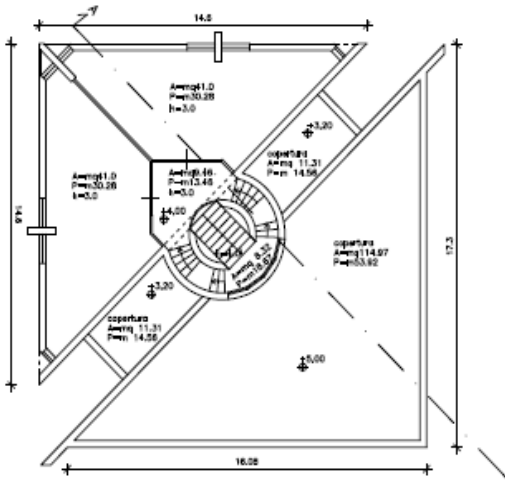


Fig. 8. Pianta del piano 1° e carpenteria a quota 5,10 m., disegno originale

Si riportano di seguito delle foto che meglio illustrano lo stato di degrado della struttura.



Fig. 9. Stato di fatto - Degradi della struttura

### **3. Descrizione dell'intervento**

La presente relazione viene redatta al fine di effettuare la valutazione della sicurezza sismica della dell'edificio che ospiterà il "Centro Sociale" del quartiere residenziale in località Sperone (Romagnolo) sito nel comune di Palermo (PA).

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti richiede la verifica degli stati limite definiti al punto 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate ai punti 8.2 e 8.3. In particolare, si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso. Non è necessario eseguire le verifiche allo stato limite di esercizio.

Nel caso in esame le verifiche vengono effettuate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la conoscenza della geometria e dei dettagli costruttivi dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali risente della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- la conoscenza dei carichi permanenti dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

### **4. Quadro normativo di riferimento**

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:



**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.

**D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*

**CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

## **5. Raccolta informazioni**

Successivamente alla firma del contratto, si è ritenuto necessario effettuare un primo sopralluogo.

Il sopralluogo, effettuato in data 18/06/2020, ha consentito un rilievo dell'edificio con la raccolta delle seguenti informazioni: rilievo geometrico strutturale al fine di definire i dati dimensionali e lo schema plano-altimetrico, rilievo del potenziale quadro fessurativo e/o degradi, rilievo materico e dei particolari costruttivi visibili, descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrate. Il suddetto studio è stato completato con la restituzione in formato DWG dei rilievi effettuati e corredato da adeguata documentazione fotografica.

A completamento delle informazioni ottenute dai sopralluoghi effettuati, la pubblica amministrazione, nella persona del RUP, ci inviava in data 07/09/2020 i report delle indagini commissionate alla EXPERIMENTATIONS S.r.l., indagini effettuate al fine di raggiungere un livello di conoscenza LC3 ai sensi della circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (Cap. C8.5.4).

A seguito dell'incarico conferito al laboratorio di analisi “EXPERIMENTATIONS S.r.l, dal 18 Febbraio 2020 al giorno 21 Febbraio 2020 sono state eseguite le indagini presso il centro sociale consistenti in:

- prove di carico su solai;
- indagini magnetometriche;
- saggi strutturali su pilastri, solai, travi;
- prelievi di carote in calcestruzzo per esecuzione di prove di Laboratorio;
- misura della profondità di carbonatazione;
- prelievi di barre di armatura per esecuzione di prove di Laboratorio;
- indagini video endoscopiche su fondazioni e solai;

Ad integrazione delle informazioni ottenute, lo scrivente, mediante richiesta scritta all'IACP, in data 27/05/2020 ha richiesto il reperimento del materiale tecnico (relazioni strutturali, disegni tecnici, libretti delle misure, disegni contabili, documentazione fotografica ecc..).

In particolare, veniva richiesta la seguente documentazione:

- Progetti strutturali
- Certificato di collaudo statico e amministrativo
- Libretti delle misure
- Relazioni geologiche e quant'altro possa ritenersi utile alla comprensione strutturale dell'edificio

In data 28/05/2020 con n. prot. 001-0006520-USC/2020, l'incaricato dell'IACP comunicava la mancanza della documentazione richiesta presso i loro archivi.

In data 01/10/2020 lo scrivente richiedeva al Prof. Ettore Sessa, responsabile scientifico delle collezioni in possesso dal dipartimento di Architettura dell'Università degli studi di Palermo, l'accesso formale al fondo Colajanni, al fine di visionare la documentazione relativa al "Centro Sociale" del quartiere residenziale in località Sperone sito in Via Di Vittorio (PA). In data 14/12/2020 lo scrivente accedeva al fondo Colajanni per visionare la documentazione presente.

In seguito, il Comune di Palermo si impegnava, mediante richiesta scritta (PEC del 18-09-2020), a richiedere all'ingegnere capo dell'ufficio del Genio Civile di Palermo la documentazione in possesso all'ente Regionale esercitando il proprio diritto di accesso formale ai sensi di legge mediante semplice consultazione degli atti amministrativi. In data 23/10/2020 veniva data risposta con nota prot. 156323 che *"sulla scorta dei dati riportati sull'istanza non sono stati reperiti documenti riferibili alla richiesta di cui in oggetto"*.

In seguito ai rilievi effettuati dal RTP, allo studio della documentazione trovata presso l'archivio digitale "www.saperetecnicocondiviso.it" e all'analisi dei report delle indagini consegnate dal Comune in data 07/09/2020 pur raggiungendo un ottimo grado di conoscenza in alcune porzioni dell'edificio risultano irrisolte alcune situazioni. E' stato quindi redatto dal RTP incaricato della progettazione un ulteriormente piano delle indagini integrativo al fine di chiarire alcuni aspetti strutturali e costruire un modello strutturale attendibile atto alla valutazione della sicurezza strutturale. Tali indagini sono state svolte dalla Geo.tec. s.n.c. dal 14/12/2020 al 17/12/2020 e consegnate all'RTP incaricato della progettazione in data 23/12/2020.

Ai fini delle analisi esposte nel seguito si farà riferimento alle informazioni in possesso dello scrivente ottenute dai rilievi effettuati, dai documenti di progetto e dalle campagne di indagini eseguite sull'immobile oggetto di studio.

## **6. Descrizione strutturale**

L'edificio oggetto di analisi, che si sviluppa su due elevazioni fuori terra, è costituito da pareti, pilastri e travi in c.a. Le pareti hanno uno spessore di 20 cm, i pilastri presentano dimensioni di 20x125 cm e 20x150 cm.

I dati sugli orizzontamenti sono stati rilevati grazie ad indagini con video-endoscopio eseguite durante la prima campagna di indagini riportata in allegato All.2. Essi sono costituiti da solai in latero-cemento con travetti precompressi dello spessore di:

- 46 cm per il solaio di copertura a quota 7,50 m (ES1);
- 52 cm per il solaio di copertura a quota 5,10 m (ES2);
- 29 cm per il solaio intermedio a quota 3,80 m (ES3);

I travetti del solaio ES1 sono costituiti da 4 trefoli a 2 fili e ciascun filo ha un diametro pari a 2 mm. L'interasse tra i travetti è pari a 50 cm. I laterizi hanno un'altezza pari a 16 cm. Il copriferro è circa 2 cm (figura 10).

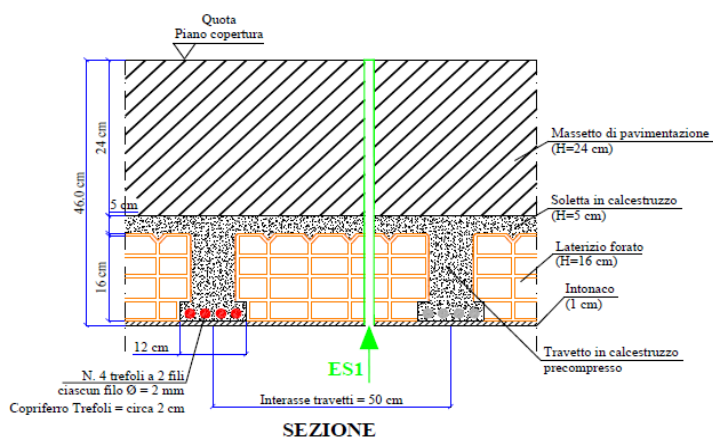


Figura 10: schema geometrico solaio (ES1)

I travetti del solaio ES2 sono costituiti da 4 trefoli a 3 fili e ciascun filo ha un diametro pari a 3 mm. L'interasse tra i travetti è pari a 60 cm. I laterizi hanno un'altezza pari a 24 cm. Il copriferro è circa 2 cm (figura 11).

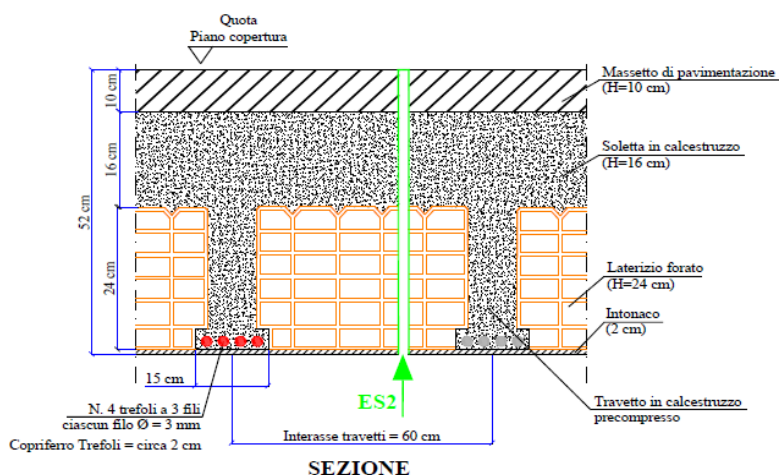


Figura 11: schema geometrico solaio (ES2)

I travetti del solaio ES3 sono costituiti da 3 trefoli a 2 fili e ciascun filo ha un diametro pari a 2 mm. L'interasse tra i travetti è pari a 50 cm. I laterizi hanno un'altezza pari a 16 cm. Il copriferro è circa 2 cm (figura 12).

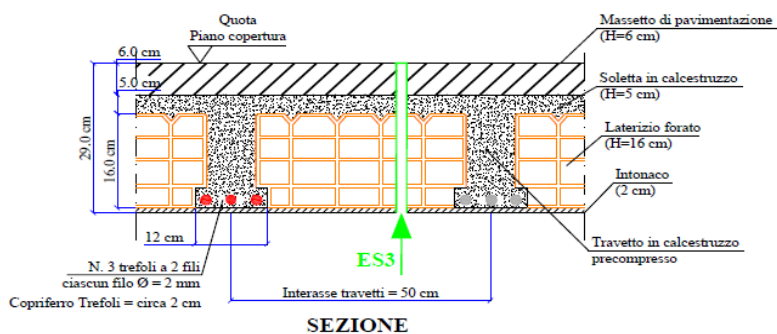


Figura 12: schema geometrico solaio (ES3)

Le orditure dei solai si evincono dalle tavole di progetto rilevate al fondo Colajanni, queste sono state verificate attraverso delle termografie eseguite sul luogo (rapporto di prova 3210 del 22.12.2020-All.3). Di seguito si riportano alcune di esse e uno schema dell'orditura del solaio di copertura del piano terra.



Figura 13: Indagine termografica del solaio di ingresso

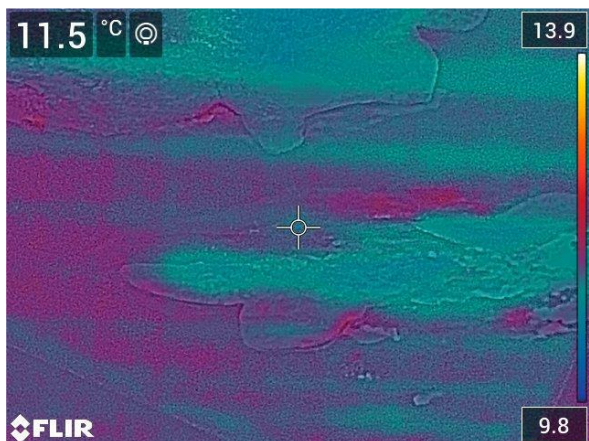


Figura 14: Indagine termografica del solaio dell'aula conferenze







Figura 15: Indagine termografica del solaio del piano primo

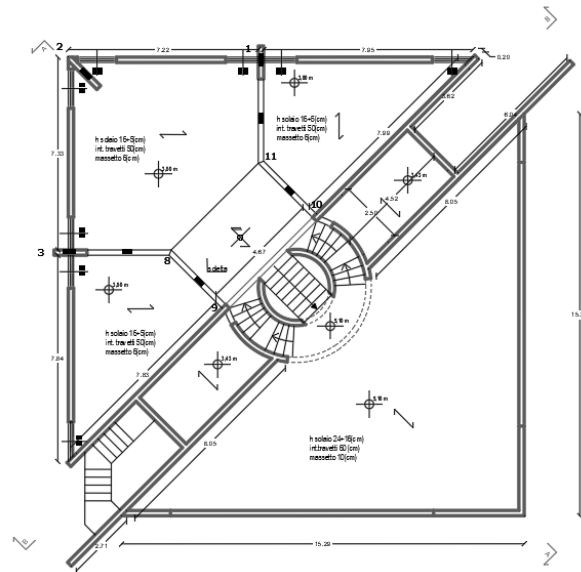


Figura 16: Schema orditura solai copertura piano terra

Dalle indagini termografiche effettuate sui solai a quota 3,80 m e a quota 7,50 m si evince che le porzioni di solaio in prossimità dell'ingresso al vano scala sono costituite da solette piene.

Dagli elaborati originali ("*carpenteria fondazioni 3.02 1B*") si evince che la fondazione è realizzata con travi rovesce in c.a. Tale soluzione viene confermata dai pozzetti eseguiti i cui risultati sono riportati nell' allegato 2 (rapporto di prova 3213 del 22.12.2020).

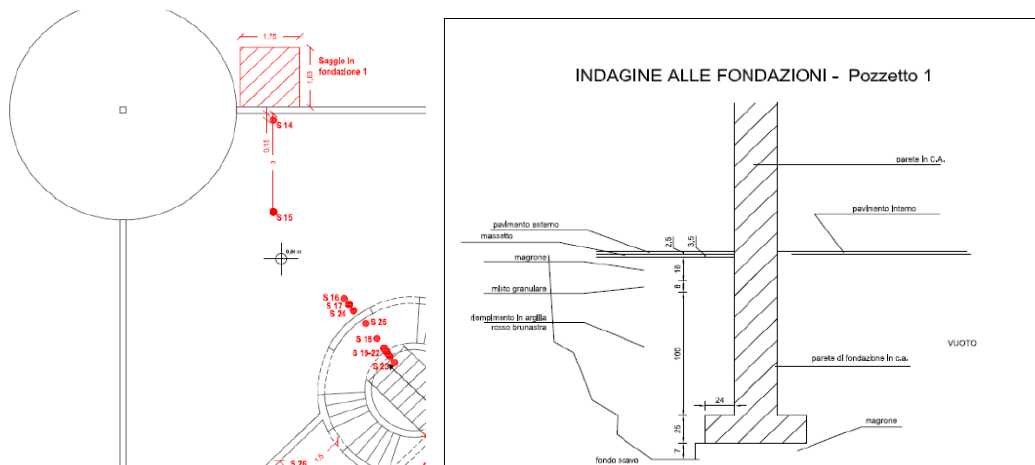


Figura 17: ubicazione planimetrica e schema del pozzetto 1

Tramite i saggi in fondazione eseguiti sono state ricavate le dimensioni delle fondazioni.

Le travi rovesce hanno una profondità di 1,5 metri per la parte di struttura posta in corrispondenza dell'aula conferenze. Il saggio è stato infatti eseguito in prossimità della pedana circolare e del locale servizi a quota 0,00 m.

## 7. Caratteristiche dei materiali

La struttura oggetto di analisi è in cemento armato.

Dalle 9 prove di resistenza a compressione effettuate sui provini cilindrici estratti durante i carotaggi (Certificato C149389BE02) si ottengono le caratteristiche meccaniche di seguito riportate:

Resistenza media compressione  $R_{cm} = 28,45 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico medio  $E_{cm} = 30.107,37 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico tangenziale  $G = 12.544,74 \text{ N/mm}^2$

Si riportano di seguito i valori ottenuti dalle prove di resistenza a compressione dei provini cilindrici.

Dati dichiarati all'accettazione				Data prova	MASSA VOLUMICA			Resistenza alla compressione			
N.	Contrassegno	Data prelievo	Provenienza		D kg/m <sup>3</sup>	φ mm	h mm	F kN	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	R	P
1	C1	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2248	104,0	104,1	171,1	20,1	S	TR
2	C2	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2220	104,0	104,9	161,6	19,0	S	TR
3	C3	18/02/2020	SETTO VANO SCALE QUOTA 0,00 a +1,3	04/03/2020	2293	104,0	105,0	222,3	26,2	S	TR
4	C4	18/02/2020	SETTO QUOTA + 1,3	04/03/2020	2367	104,0	104,5	286,6	33,7	S	TR
5	C5	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2291	104,0	105,4	265,0	31,2	S	TR
6	C6	18/02/2020	SETTO QUOTA 0,00	04/03/2020	2349	104,0	104,3	239,4	28,2	S	TR

P = Preparazione del provino: NN=Non necessaria, ER=Eseguita rettifica CC=Eseguita cappatura, TC=Eseguito taglio e cappatura, TR= Eseguito taglio e rettifica

R= Tipo di rottura del provino: S= Soddisfacente; A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K= Non soddisfacente

Dati dichiarati all'accettazione				Data prova	MASSA VOLUMICA			Resistenza alla compressione			
N.	Contrassegno	Data prelievo	Provenienza		D kg/m <sup>3</sup>	φ mm	h mm	F kN	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	R	P
7	C7	18/02/2020	SETTO QUOTA -1,00	04/03/2020	2261	104,0	105,0	265,3	31,2	S	TR
8	C8	18/02/2020	SETTO QUOTA +4,0	04/03/2020	2333	104,0	104,7	269,2	31,7	S	TR
9	C9	19/02/2020	PLATEA FOND. QUOTA -1,5	04/03/2020	2368	104,0	105,2	295,4	34,8	S	TR

P = Preparazione del provino: NN=Non necessaria, ER=Eseguita rettifica CC=Eseguita cappatura, TC=Eseguito taglio e cappatura, TR= Eseguito taglio e rettifica

R= Tipo di rottura del provino: S= Soddisfacente; A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K= Non soddisfacente

N.D. = Non Dichiarato

Tabella 1: Prove di resistenza a compressione dei provini cilindrici

Per quanto concerne le caratteristiche dell'acciaio dalla prova a trazione effettuata sulle barre di armatura si ottiene un valore medio della tensione di snervamento  $f_y$  pari a  $400,75 \text{ N/mm}^2$ .

N°	Diametro nominale mm	Contrassegno	Verbale di prelievo	Provenienza	Sezione resistente $\text{mm}^2$	Allungamento percentuale	Tensione di snervamento $f_y$ $\text{N/mm}^2$	Tensione di rottura $f_t$ $\text{N/mm}^2$	Peso unitario kg/m	MARCHIO	Prova di Piegamento/ Raddrizzamento	
											Esito	Madrino
1	6	A1	19/02/2020	SETTO 1° PIANO + 4,0	39,2	33,3	326,8	456,9	0,308	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	12
2	20	A2	19/02/2020	SETTO PIANO RIALZATO + 1,30	316,0	24,5	397,4	576,8	2,481	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	40
3	8	A3	19/02/2020	SETTO SCALA TRA +1,30 E 0,00	55,9	30,0	455,9	606,1	0,439	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16
4	8	A4	19/02/2020	SETTO QUOTA + 0,00	54,5	31,8	400,3	596,7	0,428	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16
5	8	A5	20/02/2020	SETTO QUOTA + 0,00	55,6	29,8	413,6	557,5	0,436	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16
6	8	A6	20/02/2020	FOND. QUOTA -1,5	56,0	26,5	410,5	606,6	0,440	NON RILEVABILE BARRA LISCIA	ASSENZA DI CRICCHE	16

Tabella 2: Prova di trazione su acciai

Tenendo in considerazione le due tipologie di acciaio utilizzate nel periodo di costruzione del fabbricato (FeB38k con  $f_{yk} \geq 375 \text{ N/mm}^2$  e FeB44K con  $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$ ) si deduce che **nell'edificio in oggetto è stato utilizzato acciaio FeB38K; dunque, ai fini dei calcoli, la tensione di snervamento dell'acciaio utilizzata è stata pari a  $375 \text{ N/mm}^2$ .**

Nell'ambito della campagna di indagini eseguita in data 09 luglio 2020 sono stati eseguiti due sondaggi a carotaggio continuo fino alla profondità di -15.00 metri dal piano di calpestio.

I sondaggi denominati S1 ed S2 sono stati ubicati rispettivamente all'entrata del cancello principale di viale Giuseppe Di Vittorio e nella parte posteriore dove sorge l'Anfiteatro.

In generale la sequenza litostratigrafica del sottosuolo viene così riassunta:

- 1° Orizzonte (da qualche decimetro fino a 1,00 m di profondità): terreno di riporto, di spessore variabile da qualche decimetro a 0,60 m (in corrispondenza di S2), costituito da ghiaia grossolana in matrice sabbiosa talora limosa.
- 2° Orizzonte (da circa -0,60 ÷ -1,00 m fino a circa - 10,00 m di profondità): ghiaia polidimensionale in matrice sabbiosa e sabbioso - limosa, con trovanti di natura calcarenitica di dimensioni superiori a 6 cm.
- 3° Orizzonte (da circa 10,00 ÷ -15,00) sabbia di colore giallastro a basso recupero.

Ai fini dei calcoli verranno considerati i valori riportati nella relazione geologica allegata alla presente.

- peso dell'unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 5 \text{ kPa}$
- angolo di attrito interno  $\phi' = 30^\circ$

Le armature degli elementi strutturali in c.a. vengono determinate in base ai valori ottenuti dalle prove pacometriche effettuate dal laboratorio di indagini e confrontate con le tavole di progetto in possesso dello scrivente.

Le indagini pacometriche permettono, infatti, di determinare con buona precisione la posizione delle barre di armatura presenti negli elementi in c.a., la loro profondità e, con un discreto grado di approssimazione, il loro diametro. La precisione di tale metodo di indagine dipende, però, dell'esperienza dell'operatore che effettua la prova e dallo spessore del copriferro dell'elemento analizzato; si tratta dunque, anche se con un buon grado di approssimazione, di una stima dei valori ricercati.

Dalle prove pacometriche effettuate sui pilastri e sulle pareti emerge che sono presenti barre verticali di armatura con diametro compreso tra  $\Phi 16$  e  $\Phi 20$  e barre orizzontali di armatura con diametro compreso tra  $\Phi 8$  e  $\Phi 10$  mentre per le staffe diametri compresi tra  $\Phi 6$  e  $\Phi 8$ . Il passo tra barre verticali è compreso tra 20 e 25 cm, mentre per le barre orizzontali arriva anche a 45/50 cm.

Essendo stati eseguiti diversi saggi sugli elementi strutturali è stato possibile identificarne con maggiore precisione sia il numero che il diametro delle barre.

Per quanto riguarda i 3 pilastri (figura 18) la loro armatura è stata definita confrontando gli elaborati di progetto con i saggi "SP4" ed "SP5" riportati nel Report di indagine eseguito dalla Experimentations S.R.L. e in particolare:

- Pilastri 2 e 5 (simmetrici): barre longitudinali lungo i lati corti del pilastro 8  $\Phi 20$  e staffe  $\Phi 6$ ;
- Pilastro 1 (centrale): barre longitudinali lungo i lati corti del pilastro 16  $\Phi 20$  e staffe  $\Phi 6$ ;

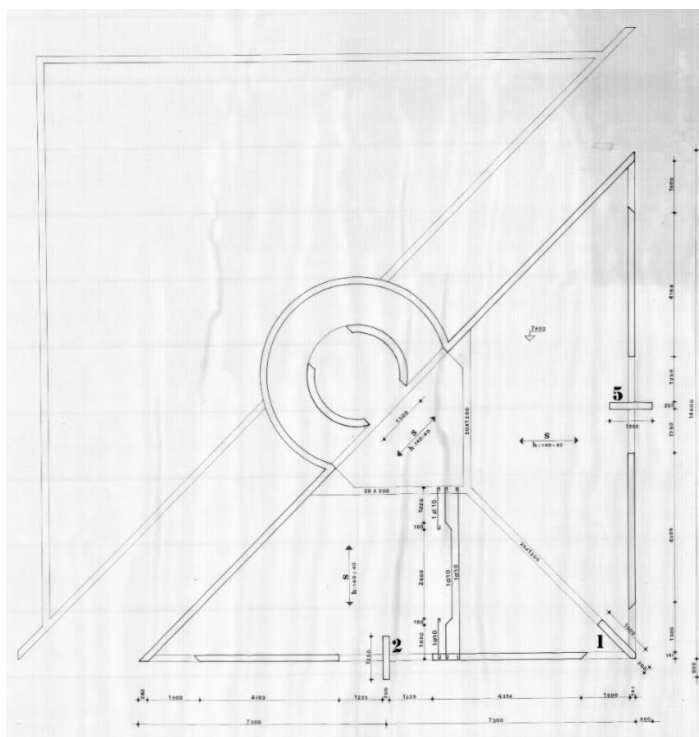


Figura 18: Schema orditura solai quota 7.50



Dal confronto tra i saggi effettuati sulle pareti del piano terra con le prove pacometriche si evince che le barre verticali hanno un diametro pari a 12 mm ed un passo pari a 20 cm, mentre le barre orizzontali hanno un diametro pari ad 8 mm ed un passo pari a 40 cm. Per quanto riguarda invece la parete della sala riunioni a quota zero viene considerata l'armatura ottenuta dagli esecutivi di progetto originario (figura 19).

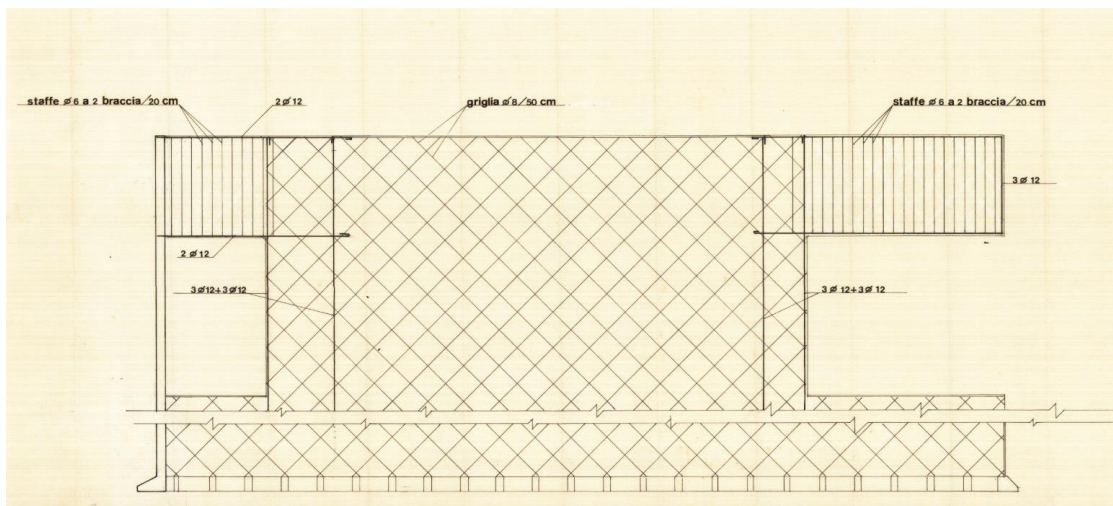


Figura 19: Esecutivi originali delle pareti al piano terra

L'armatura della parete del cilindro più esterno è costituita da barre verticali di diametro pari a 10 mm con un passo pari a 20 cm e da barre orizzontali di diametro pari a 10 mm con un passo pari a 50 cm. Questa è stata ottenuta valutando sia le prove pacometriche che i saggi del Report di indagine.

La parete del cilindro più interno dalla prova prova pacometrica denominata "RM8" presenta barre verticali di diametro pari a 8 mm con un passo pari a 25 cm e da barre orizzontali di diametro pari a 18 mm con un passo pari a 45 cm.

Esaminando i risultati ottenuti dalle prove pacometriche "RM15 ed RM16" eseguite sulle pareti diagonali (campite in blu in Fig. 20) in c.a. al piano primo sono state considerate barre  $\Phi$  10 passo 25 e  $\Phi$  8 passo 40.

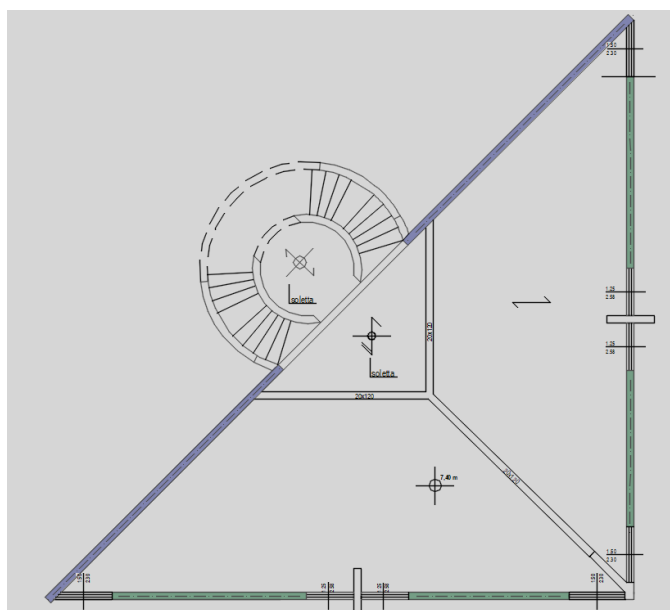


Figura 20: Identificazione pareti del piano primo

Per l'armatura delle pareti in corrispondenza delle aperture a forma circolare (campite in verde in Fig. 20) si fa riferimento agli esecutivi di progetto.

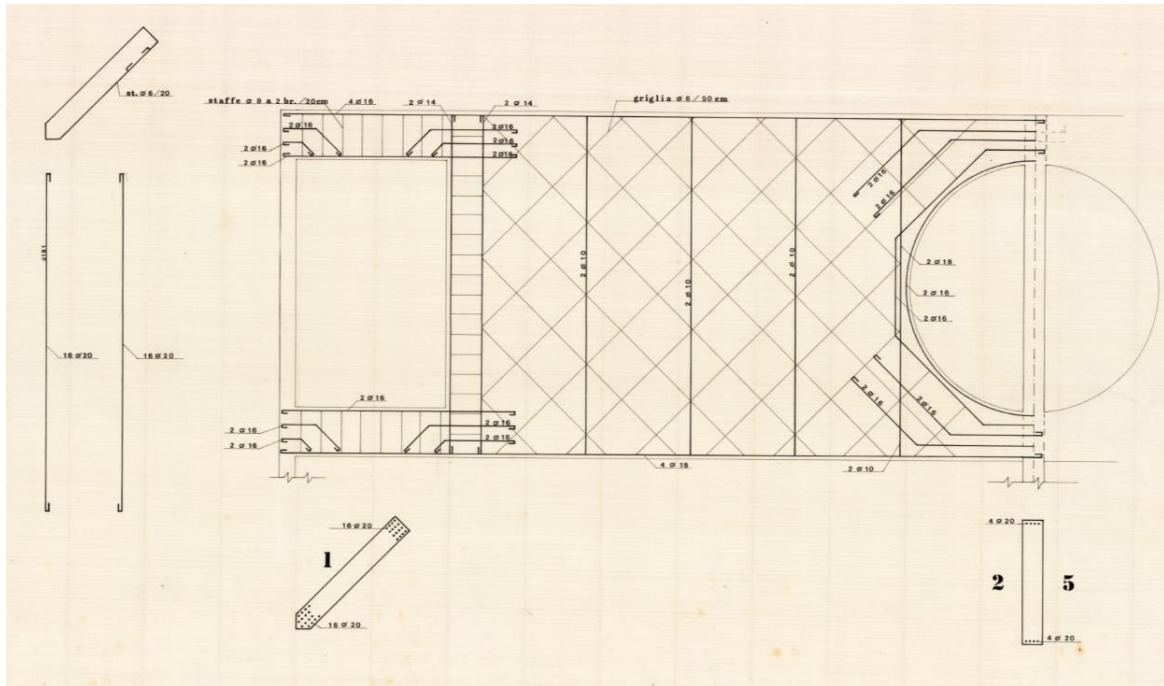


Figura 21: Esecutivi originali delle pareti al piano primo

Per quanto riguarda le travi sono state effettuate sia prove pacometriche che saggi a piano terra e a piano primo.

In particolare, per quanto riguarda l'armatura della trave ad "Y" al piano primo, delle dimensioni di 20x120, dalla prova sono state rilevate barre  $\Phi 20$  mentre nelle tavole degli esecutivi sono presenti barre  $\Phi 18$ . Nel modello di calcolo, a vantaggio di sicurezza verranno inserite barre  $\Phi 18$  e staffe  $\Phi 6$  passo 20.

Le armature delle travi al di sopra e al di sotto delle aperture del piano terra sono state ricavate dagli esecutivi originali avendo fatto un confronto con le prove eseguite dal laboratorio di indagine.

Si precisa inoltre che tutte le barre presenti negli elementi strutturali sono barre lisce.

L'armatura delle solette piene viene determinata dalle prove effettuata dalla Geo.tec. e riportate di seguito.

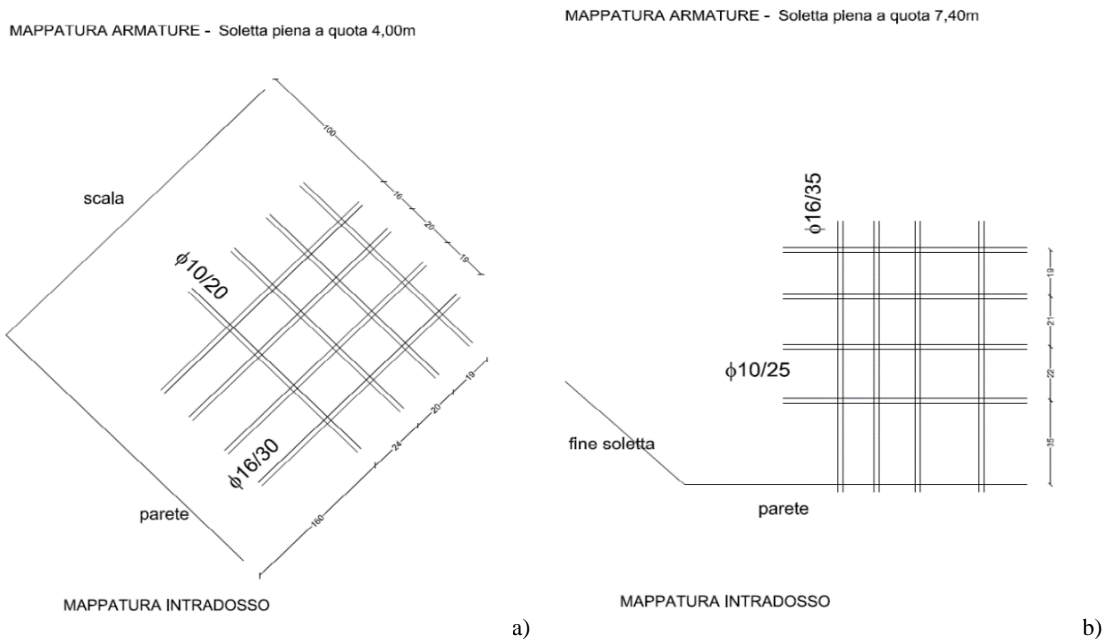


Figura 16: a) Soletta piena a quota 4,00 m; b) Soletta piena a quota 7,40 m

L'armatura degli elementi di fondazione si ottiene dalle informazioni presenti nel progetto.

## 8. Caratterizzazione sismica della zona, vita nominale, classe d'uso, spettri e definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 delle NTC 2018.

La struttura oggetto di verifica è sita nel comune di Palermo (PA) e ricade in zona sismica 2 come si evince dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 - Allegato 1 e successive modifiche ed integrazioni, riportante l'elenco delle località sismiche del territorio italiano.

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale è stata quindi calcolata sulla base della Tabella 2.4.1. delle NTC 2018 e risulta pari a  $V_N=50$  anni.

Nota la destinazione d'uso della costruzione (centro culturale) è possibile definire la classe d'uso della struttura secondo quanto previsto al punto 2.4.2 delle NTC e dunque l'azione sismica di progetto. La classe d'uso risulta quindi:

*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.

Per la classe d'uso III il coefficiente  $C_U=1.5$  (tabella 2.4.II - NTC2018).

Il periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura vale quindi:

$$V_R=V_N C_U=75 \text{ anni}$$

Avendo calcolato la vita nominale, la classe d'uso e il periodo di riferimento ed essendo nota, oltretutto, la pericolosità di base del sito di costruzione, è possibile calcolare le azioni sismiche secondo quanto previsto al punto 3.2 delle NTC.

In relazione al periodo di riferimento  $V_R$  e allo stato limite considerato (SLV), cui è associata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  (10%) nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno dell'azione sismica:

$$T_R=-V_R \ln(1-P_{VR}) = 712 \text{ anni}$$

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito;

- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica in funzione delle caratteristiche del sito, la norma al punto 3.2.2 definisce 5 tipi di terreno.

Durante la campagna di indagini dirette è stata eseguita una indagine congiunta HVSr/MASW che ha permesso di determinare in 436,1 m/sec il valore del parametro  $V_{s,eq}$  di conseguenza la categoria di sottosuolo, per l'amplificazione sismica di sito, sarà la **B**: *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”*

Per le condizioni topografiche si fa invece riferimento a superfici pianeggianti categoria  $T_1$ : *“pendii con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ”*.

Si riportano di seguito i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta elastici e il grafico con lo spettro elastico per azioni orizzontali e verticali:

Stato Limite	$a_g/g$	$F_0$	Parametri di pericolosità sismica					
			$T_C^*$ [s]	$C_c$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]	$S_s$
SLO	0.0571	2.339	0.246	1.46	0.119	0.358	1.829	1.20
SLD	0.0771	2.316	0.261	1.44	0.125	0.376	1.908	1.20
SLV	0.2035	2.401	0.300	1.40	0.140	0.420	2.414	1.20
SLC	0.2596	2.458	0.313	1.39	0.145	0.435	2.639	1.14

Tabella 1: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo stato limite di salvaguardia della vita



## 9. Carichi sulla struttura

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile per una corretta progettazione, in particolare, per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide, oltre come parametro caratterizzante la massa inerziale proporzionale alle forze, sulla valutazione dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle pseudo-accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La normativa definisce al punto 2.5 le azioni sulle costruzioni effettuando una distinzione tra azioni permanenti strutturali  $G_1$  e non strutturali  $G_2$ , azioni variabili  $Q$ , eccezionali  $A$  e sismiche  $E$ .

Sulla costruzione oggetto di verifica agiscono, oltre ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, carichi variabili sui solai d'interpiano e di copertura relativi alla destinazione d'uso della costruzione e carichi dovuti alla neve e al vento.

Riguardo ai solai di calpestio la tabella 3.1.II delle NTC2018 riporta per “*Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1- Aree con tavoli, quali scuola, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento*” il valore del carico variabile nominale di  $3 \text{ kN/m}^2$

Sui solai di copertura è stato considerato, oltre al carico neve descritto di seguito, il carico relativo alla categoria “*Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione*” pari a  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico neve e il carico vento vengono calcolati secondo le prescrizioni del paragrafo 3.4 e 3.3 rispettivamente dell'NTC2018.

I dati per la determinazione di tali carichi vengono riportati di seguito.

Dati per il calcolo del carico neve:

quota di riferimento s.l.m.  $a_s=9\text{m}$

zona III

coefficiente di forma  $\mu_1=0.8$

Dati per il calcolo del carico vento:

quota di riferimento s.l.m.  $a_s=9\text{ m}$

Zona 4

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00 1,00**		
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* 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.

Tabella 2: Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

## 10. Combinazioni dei carichi

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti. Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

- $G_1$  è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$  è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $Q_{k1}$  è il valore caratteristico della azione variabile;
- $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
- $\gamma_{G2}$  è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Q1}$  è il coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\Psi_{0i}$  sono i valori dei coefficienti di combinazione.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$E + G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2i} \times Q_{ki}$$

dove:

- $E$  è l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- $\Psi_{2i}$  è il coefficiente di combinazione.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono riportati nella tabella 2.6.I delle NTC2018 e valgono rispettivamente  $\gamma_{G1}=1.3$ ,  $\gamma_{G2}=1.5$  e  $\gamma_{Qk}=1.5$ .

Per i valori dei coefficienti di combinazione si fa invece riferimento alla Tabella 2.5.I relativamente alle categorie C e H e alle azioni del vento e della neve.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 3: Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

In accordo alle tabelle appena richiamate, si nota che per la combinazione sismica gli effetti del vento e della neve non vengono considerati perché i coefficienti  $\Psi_{2i}$  sono nulli.

Le combinazioni relative alla fondamentale si ottengono combinando per ciascuna di esse l'azione variabile dominante con le azioni variabili che possono agire contemporaneamente ad essa ridotte tramite i coefficienti di combinazione.

La componente verticale del sisma può essere trascurata; le componenti orizzontali invece, individuabili secondo le due direzioni di sviluppo in pianta dell'edificio (X e Y), devono essere considerate ortogonali tra loro e caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. Inoltre, i valori massimi della risposta, ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente, potranno essere combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. In tal modo si tiene conto della presenza contemporanea del sisma lungo le due direzioni x e y (NTC18 Cap. 7.3.5). La NTC18, inoltre, considera un'aliquota d'incertezza nella determinazione del baricentro delle masse, per tener conto di tale incertezza la norma prescrive di assegnare al baricentro delle masse un'eccentricità accidentale di almeno il 5% della lunghezza dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata. Tale considerazione determina quattro differenti posizioni del baricentro delle masse (sisma in x eccentricità  $\pm 5\%$ , sisma in y eccentricità  $\pm 5\%$ ). Considerando quanto detto, le due direzioni opposte di ingresso del sisma e la rotazione dovuta alla combinazione di una azione considerata al 100 % in un senso e al 30 % nel senso ortogonale si ottengono 32 combinazioni di carico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al punto 2.6.1 delle NTC2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I della norma. I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 riportati nella tabella 6.2.II.

## **11. Livelli di conoscenza, fattori di confidenza e fattore di comportamento**

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso rispetto agli edifici di nuova costruzione.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tenere conto dell'intero processo che va dalla progettazione alla concreta realizzazione.

Per le costruzioni esistenti è di fondamentale importanza la conoscenza della struttura e dei materiali che la costituiscono. È per questo motivo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza" (FC), da utilizzare come ulteriori coefficienti di sicurezza che tengono conto delle incertezze nella conoscenza dei parametri del modello.

Per analizzare la struttura il primo passo è quello di individuare il livello di conoscenza, secondo i criteri formulati nel paragrafo C8.5 della Circolare n° 7 del 21 Gennaio 2019. Essendo la struttura in c.a. vengono di seguito analizzate brevemente le indicazioni fornite dalla Circolare per tale tipologia. La conoscenza della costruzione oggetto della verifica è funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata.

Il rilievo geometrico-strutturale deve essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo devono essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Risulta necessario rilevare i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

Nel rilievo si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento: Indagini limitate, Indagini estese e Indagini esaustive.



Le prime (*Indagini limitate*) consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.

Le *indagini estese* si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.

Le *indagini esaustive* si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Nella caratterizzazione meccanica dei materiali si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova: prove limitate, prove estese e prove esaustive.

Le *prove limitate* prevedono un numero limitato di prove in situ o su campioni e vengono impiegate per completare le informazioni sui materiali già ottenute dalla normativa vigente all'epoca della costruzione o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.

Le *indagini estese* prevedono prove in numero maggiore rispetto alle precedenti e sono finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi sia dei certificati di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o nei certificati originali.

Nelle *prove esaustive*, vengono previste un numero ancora maggiore di prove rispetto ai casi precedenti quando si desidera una conoscenza più accurata e le informazioni ottenute con le indagini limitate ed estese non risultano sufficienti.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

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

Si riporta la tabella C8.5.IV contenuta nella Circolare relativa alla stima dei livelli di conoscenza per gli edifici in c.a.

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

Tabella 4: Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

In seguito allo studio del materiale a disposizione dello scrivente e tenuto conto delle indicazioni della Circolare si individua per la costruzione oggetto di studio un livello di conoscenza LC3 cui corrisponde il fattore di confidenza FC=1.

Per raggiungere il livello di conoscenza LC3 devono infatti essere effettuate, con riferimento ai dettagli strutturali, o indagini limitate accompagnate da elaborati progettuali incompleti o indagini estese. Stessa ratio nel caso della conoscenza delle proprietà dei materiali.

Nel caso in esame sono state effettuate le indagini pacometriche necessarie per determinare le armature del 50% degli elementi totali, 9 carotaggi, l'estrazione di 6 barre di armatura per determinare le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio. Secondo le indicazioni della circolare devono essere effettuati tre carotaggi ogni 300 mq di piano dell'edificio.

È stata inoltre effettuata una prova sismica MASW.

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. Le strutture in esame risultano essere non regolari in pianta e in altezza.

Per la definizione degli spettri di progetto, oltre all'accelerazione ( $a_g$ ) al suolo (dipendente dalla pericolosità sismica del sito), al massimo fattore di amplificazione ( $F_0$ ) e al periodo del tratto a velocità costante ( $T_c^*$ ) occorre determinare il Fattore di Comportamento  $q$ . Quest'ultimo è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza. Nel caso in esame il fattore di comportamento  $q$  per sisma orizzontale sarà uguale a 2.00.

Gli spettri di risposta per il sito di costruzione sono riportati in Figura 22.

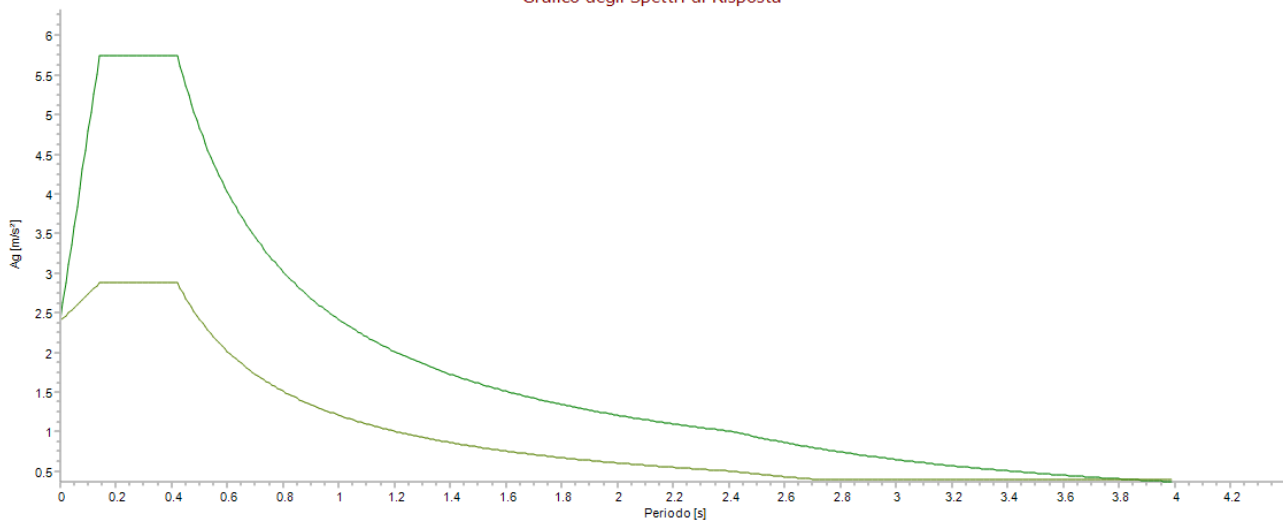


Figura 22 Grafici degli spettri di risposta

L'azione sismica viene simulata nella modellazione applicando gli spettri di progetto alla struttura. La conseguente analisi dinamica lineare permetterà la determinazione degli spostamenti e sollecitazioni subiti dalla struttura e causati dal sisma stesso.

Tale analisi, definita nel paragrafo C7.3.3.1 della circolare e 7.3.3.1 delle NTC2018, consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

L'involuppo delle sollecitazioni derivanti dai modi propri di vibrare è stato determinato mediante una combinazione quadratica completa (CQC).

## 12. Descrizione del modello di calcolo

Sull'edificio che ospiterà il "Centro Sociale" del quartiere residenziale in località Sperone è stata condotta un'analisi dinamica lineare per permettere una valutazione del comportamento sismico. Tale analisi viene svolta mediante un software ad elementi finiti "Edilus (lic. 17120848)".

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite elementi beam per la modellazione di travi e pilastri ed elementi shell per pareti e solette.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette). I carichi dovuti ai tamponamenti sono schematizzati come carichi lineari agenti sulle aste.

Gli impalcati sono stati considerati rigidi.

Vengono considerati vincoli di semincastro tra elementi di materiale diverso e vincoli di incastro tra gli elementi in c.a.

Si riporta di seguito una vista assonometrica del modello utilizzato per le verifiche della struttura.

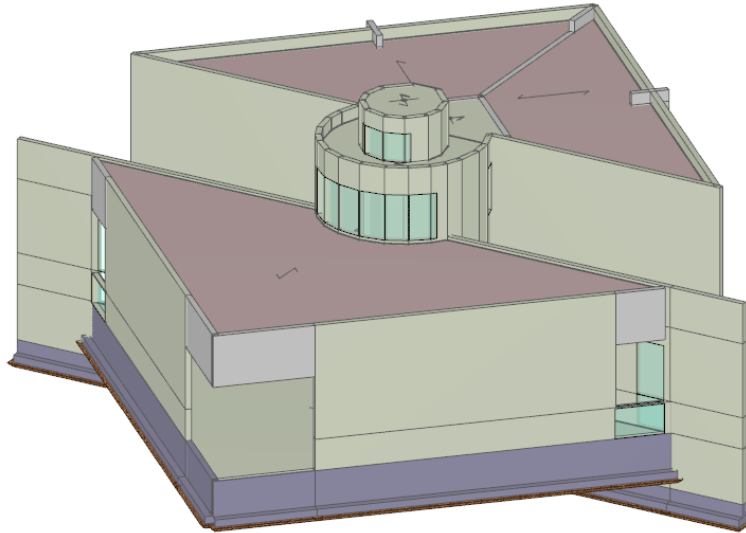


Figura 23: Vista modello strutturale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa  $O, X, Y, Z$  ( $X, Y$ , e  $Z$  sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a  $90^\circ$  tra loro).

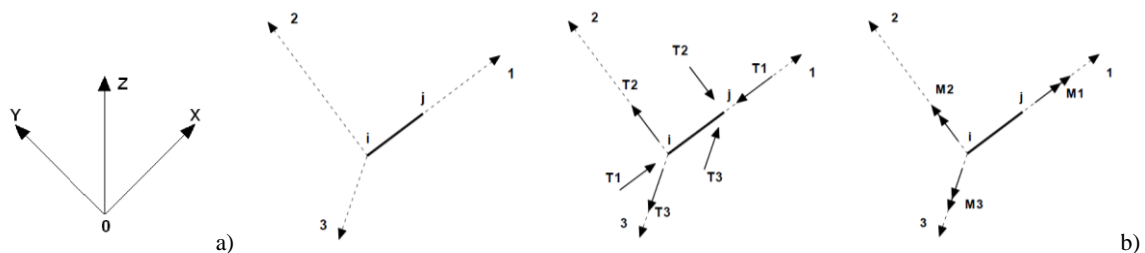


Figura 24: a) Sistema di riferimento globale; b) sistema di riferimento locale delle travi

L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere carichi distribuiti e carichi nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti. Definiti  $i$  e  $j$  (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

- asse 1 orientato dal nodo  $i$  al nodo  $j$ ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione  $T_1$  (agente nella direzione  $i$ - $j$ );
- Sollecitazioni taglianti  $T_2$  e  $T_3$ , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ( $M_2$  e  $M_3$ );
- Sollecitazione torcente  $M_1$ .



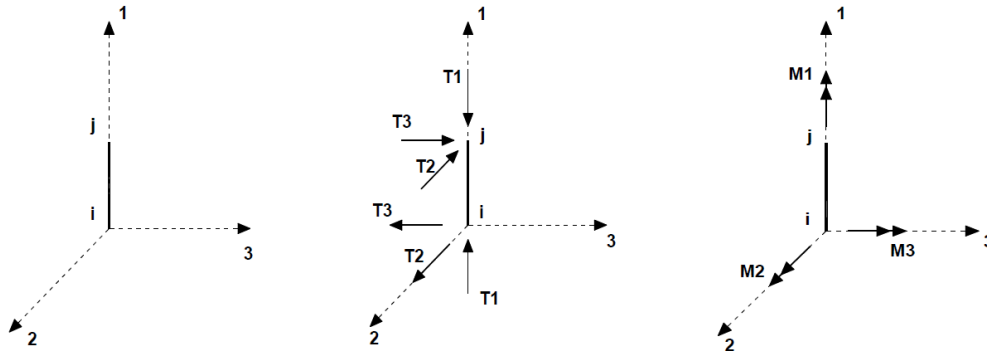


Figura 25: Sistema di riferimento locale dei pilastri

Definiti  $i$  e  $j$  come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

- asse 1 orientato dal nodo  $i$  al nodo  $j$ ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale  $Y$ ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale  $X$ .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a 0 gradi; una rotazione del pilastro nel piano  $XY$  ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di 90 gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse  $X$ , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale  $Y$ ). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale  $Z$ .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione  $T_1$ , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti  $T_2$  e  $T_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente)  $M_2$  e  $M_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente)  $M_1$  agente lungo l'asse locale nel piano 1.

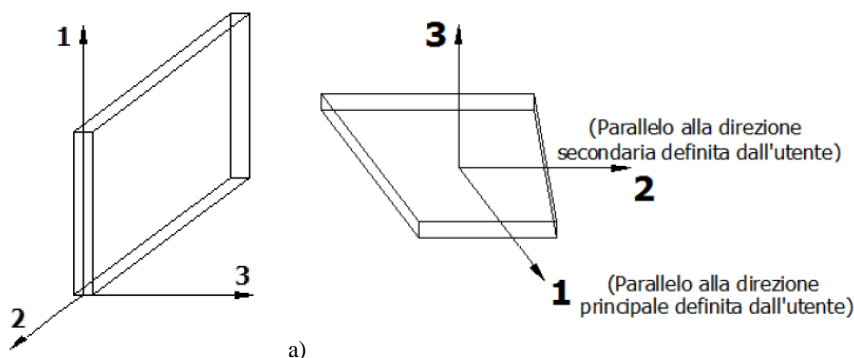


Figura 26: a) Sistema di riferimento locale per pareti, b) Sistema di riferimento locale per solette

Infine, una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale  $Z$ ;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;

- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto è possibile applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Viene inoltre definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Le aste, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Viene di seguito riportata la struttura discretizzata.

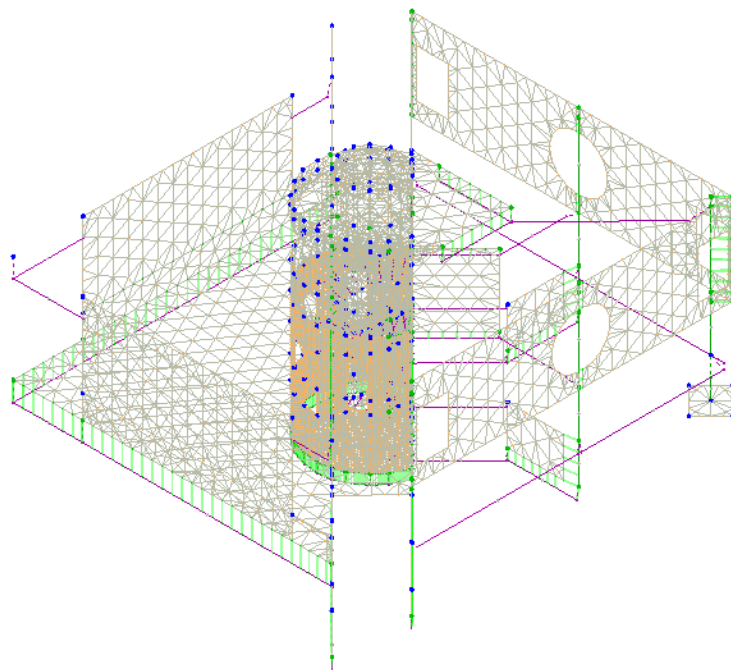


Figura 27: Struttura discretizzata

Per quanto attiene agli elementi esistenti in c.a., ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in duttili (travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale) e fragili (meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi). Nel caso di uso del fattore di comportamento, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la

sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di comportamento  $q$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per  $q=1.5$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche. Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel paragrafo C8.7.3.5 della già menzionata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

### 13. Risultati analisi modale

Nell'analisi modale effettuata sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa secondo le prescrizioni normative. È opportuno, infatti, considerare un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% e comunque tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

Si riportano inoltre le forme modali dei primi 2 modi di vibrare della struttura.

Al primo modo è associata una percentuale di massa partecipante pari al 22,34% lungo x e al secondo modo una percentuale pari al 14,86% lungo y, con periodo rispettivamente pari a 0,291s e 0,268 s.

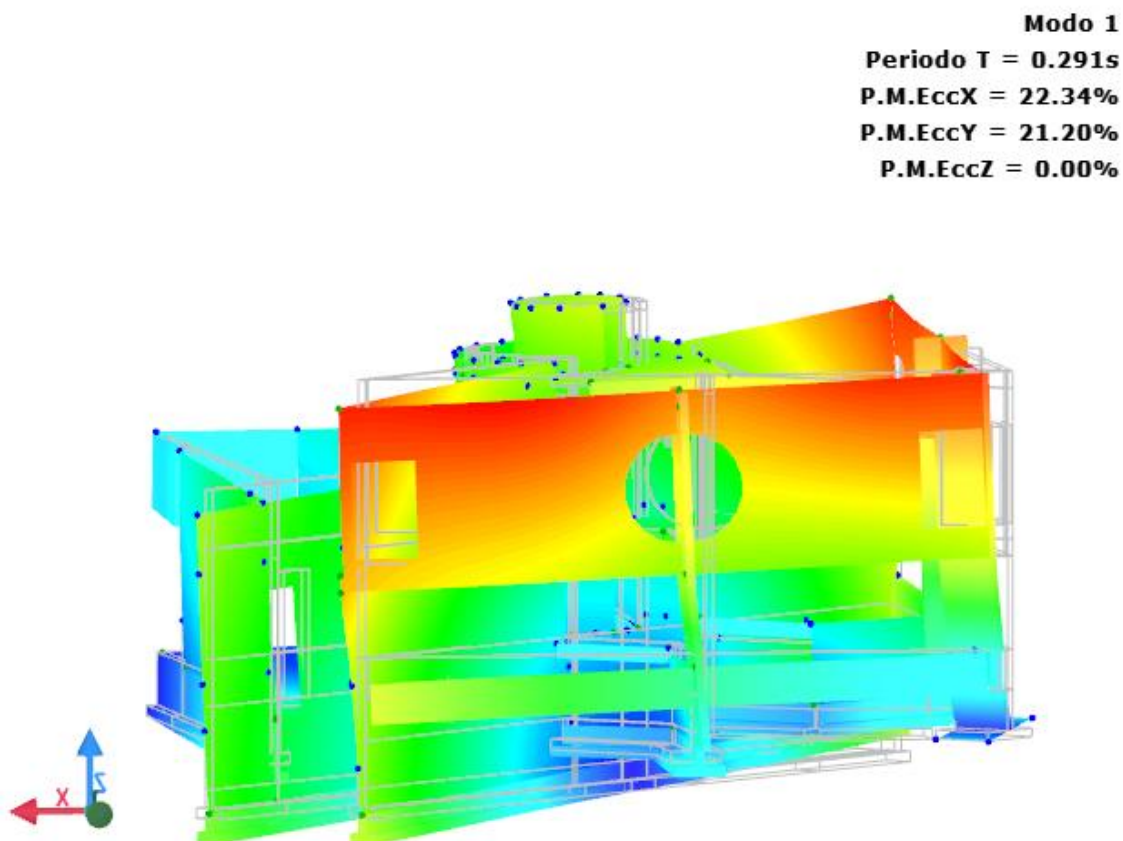


Figura 28: Primo modo di vibrare della struttura

**Modo 2**  
**Periodo T = 0.268s**  
**P.M.EccX = 12.92%**  
**P.M.EccY = 14.86%**  
**P.M.EccZ = 0.00%**

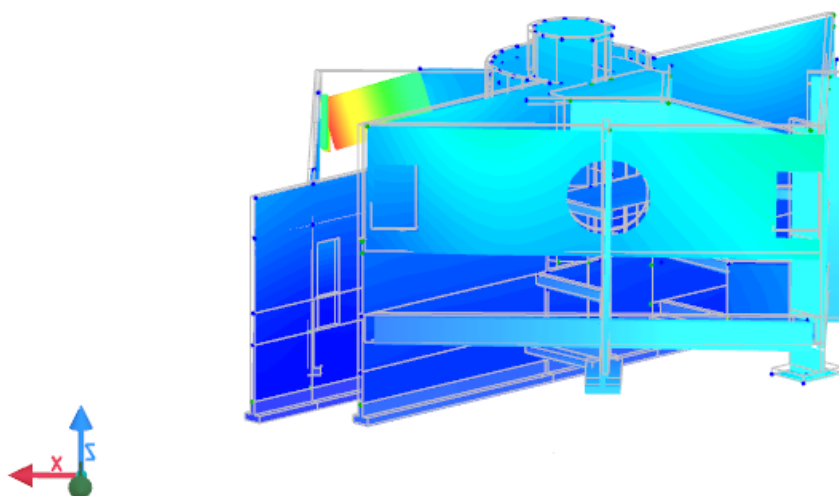


Figura 29: Secondo modo di vibrare della struttura

#### 14. Confronto tra domanda e capacità in termini di accelerazione di picco

Per quanto riguarda il meccanismo di rottura per pressoflessione gli elementi che presentano il valore minore del rapporto capacità/domanda risultano essere le travi di copertura del piano terra (Figura 30).

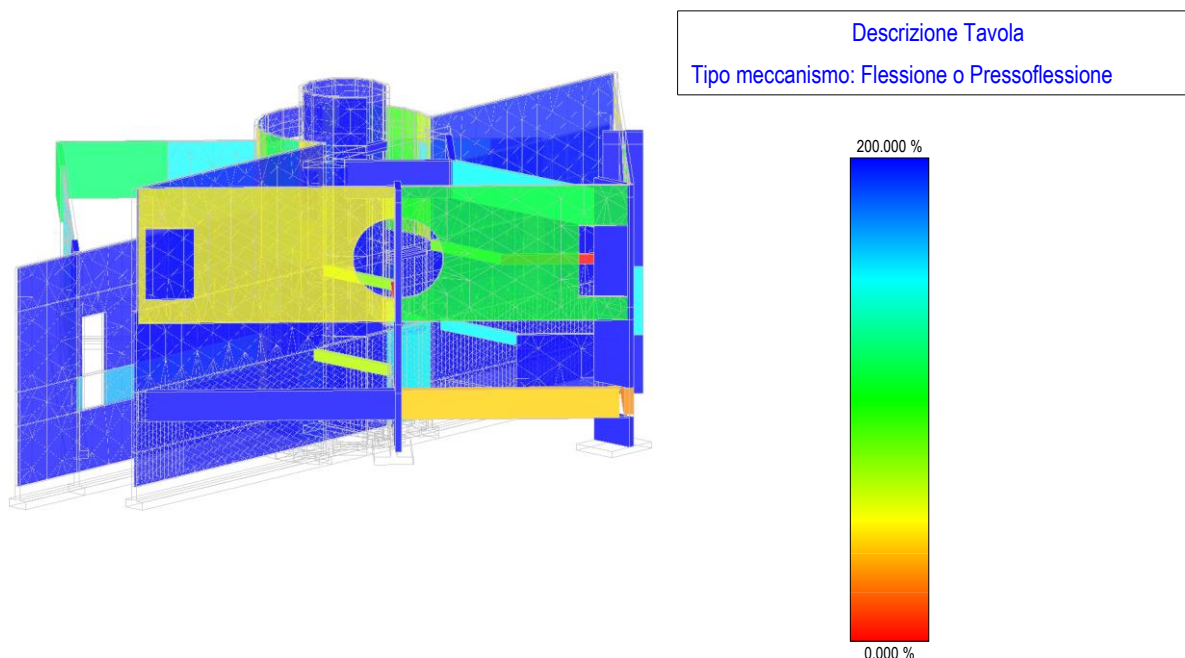


Figura 30: Accelerazioni di collasso: meccanismo di flessione e pressoflessione

Relativamente ai meccanismi di taglio i valori più bassi del rapporto capacità/domanda si possono riscontrare nei pilastri e in due travi come si evince dalla Figura 31.



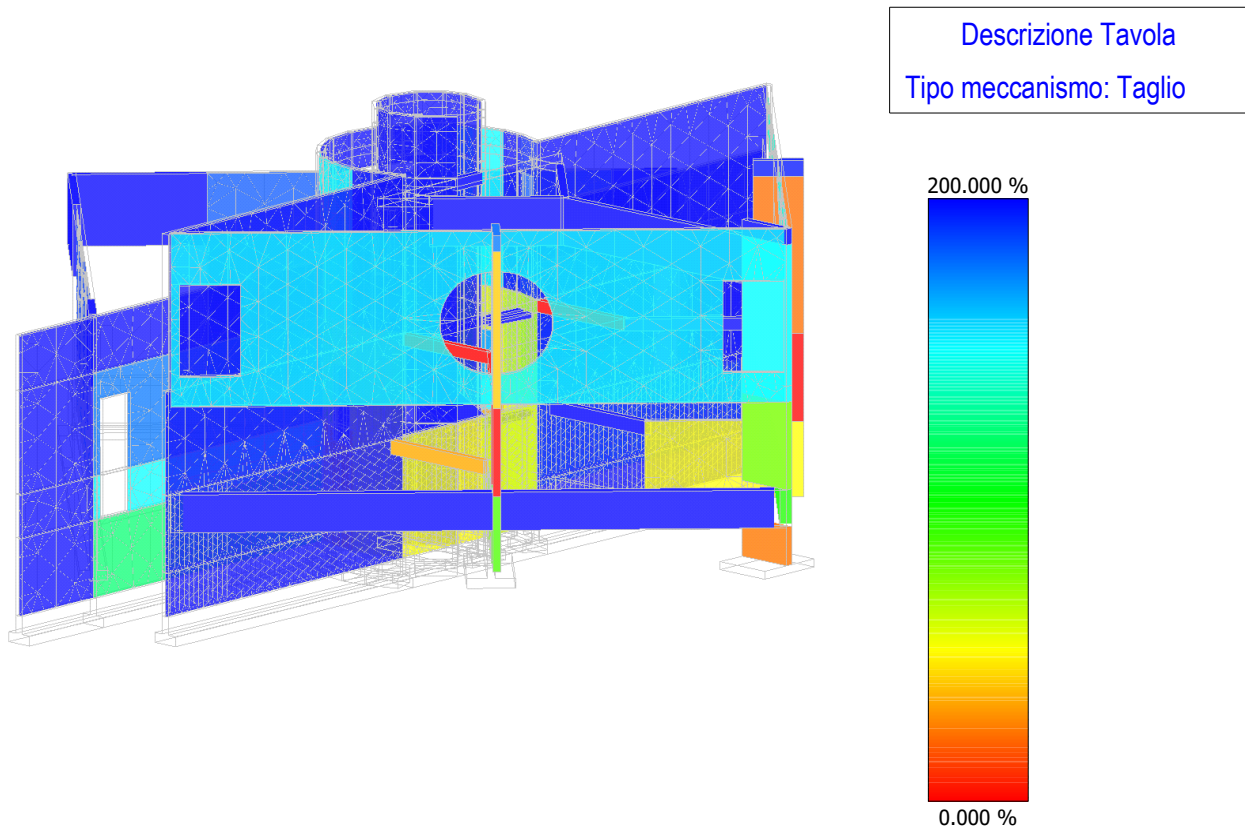


Figura 31: Accelerazioni di collasso: meccanismo di taglio

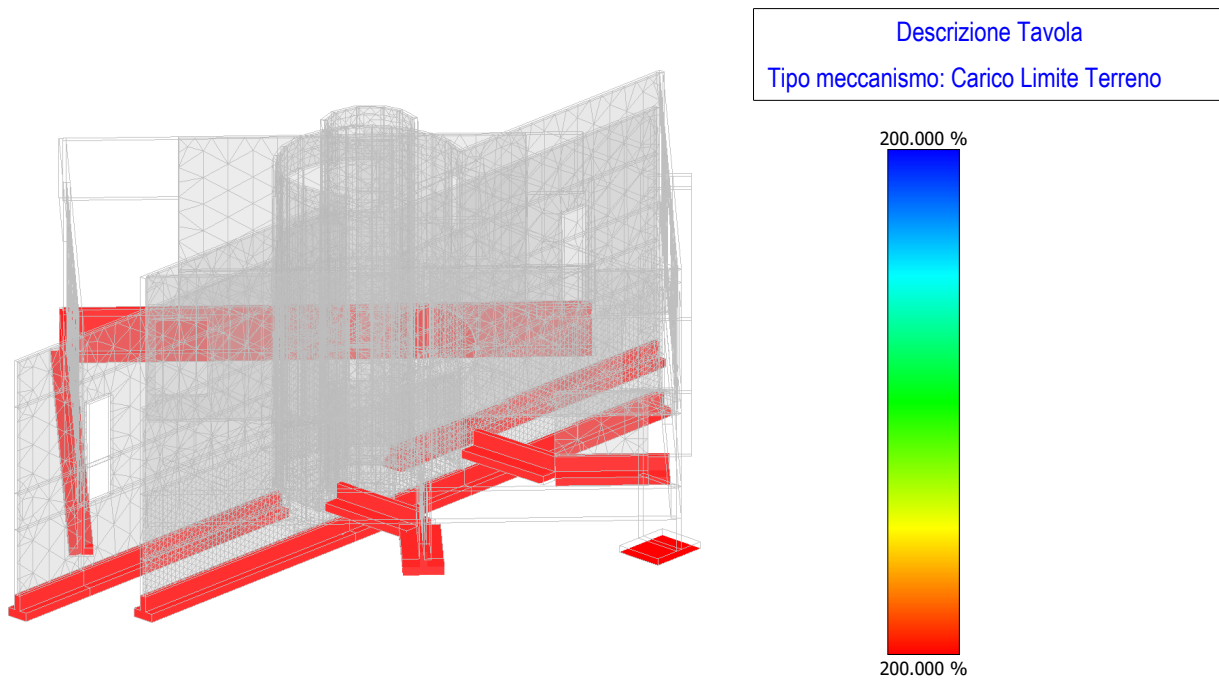


Figura 32: Accelerazioni di collasso: carico limite terreno

Dalla verifica delle fondazioni emerge che il rapporto capacità/domanda risulta superiore al 100% in tutto il terreno sottostante la struttura.

Si evince dunque che per i meccanismi di flessione e pressoflessione e taglio il rapporto capacità/domanda ( $\zeta_E$ ) risulta inferiore a uno. Essendo la struttura in classe III il valore di  $\zeta_E$  in seguito

all'intervento di miglioramento sismico dovrà essere incrementato di un valore non minore di 0,1, del valore della  $p_{ga}$  di domanda, come specificato al paragrafo 8.4.2 delle NTC 2018.

## 15. Indice di rischio sismico

Viene calcolata la **capacità** della struttura in termini di accelerazione al suolo  $P_{GAc}$  in funzione dello stato limite considerato. Questa sarà confrontata con la **domanda**,  $P_{GAd}$  (accelerazione massima al suolo), in funzione dello stato limite considerato per determinare l'indice di rischio sismico.

### DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	$P_{GAd}$ [ $a_g/g$ ]		$T_{RD}$ [anni]
SLO	0.0686		45
SLD	0.0925		75
SLV	0.2442		712
SLC	0.2972		1462

### CAPACITA'

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	$P_{GAc}$ [ $a_g/g$ ]	$T_{RC}$ [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1692	275
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.0913	74
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.9408	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0000	0
SLV	Taglio	CA	0.0000	0

Si osserva che la  $P_{GAc}$  risulta pari a zero relativamente al meccanismo di flessione e pressoflessione e ai meccanismi di taglio.

L'indicatore di rischio sismico allo Stato limite di salvaguardia della vita (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione risulta, quindi, pari a zero. L'edificio non è dunque in grado di offrire le necessarie garanzie di resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$		$\alpha_{TR}$
SLO	1.332		1.226
SLD	1.829		1.704
SLV	0.000		0.000