



AGENZIA DEL DEMANIO

AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

PROGETTO
PRELIMINARE



PROGETTO
DEFINITIVO



PROGETTO
ESECUTIVO



OGGETTO:

Progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione lavori, contabilità dei lavori ed accatastamento, finalizzati al completamento ed all'ampliamento del polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII Reparto Mobile della Polizia di Stato, in Reggio Calabria, Località Santa Caterina.

UBICAZIONE:

Località Santa Caterina - Reggio Calabria

COMMITTENTE:

Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

CODICE CIG: 7121966045

CODICE CUP: G36D17000050001

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	08/01/2019	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
			VERIFICATO DA:
			Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA:
			Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE

ELABORATO :

05/17-VV.RT01/00

Edificio Polifunzionale esistente:



- Relazione tecnica generale e illustrativa

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Salvatore CONCETTINO

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Arch. Valentino TROPEANO

PROGETTISTA RESPONSABILE COORDINATORE Arch. Valentino TROPEANO

RESPONSABILI

RESPONSABILE PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
Arch. Gianfranco PICARIELLO

RESPONSABILE PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Ing. Carlo CARLETTI

RESPONSABILE INDAGINI GEOGNOSTICHE
Geol. Carmine MAZZAROTTI

RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI
Ing. Bruno MATTIA

RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI
Ing. Mauro GUERRIERO

RESPONSABILE PROGETTAZIONE SICUREZZA
Arch. Patrizia GAMMA

GRUPPO DI LAVORO

Ing. Antonio GRAZIANO
Ing. Lella Liana IMBRIANI
Ing. Mariano SALVATORE
Ing. Domenico DE MATTIA
Ing. Rosa LO PRIORE
Arch. Ivan GUERRIERO
Arch. Stanislao SACCARDO
Geom. Gennarino IANDIORIO
Geom. Franco IMBIMBO
Per.Ind. Antonio FESTA

CONSULENTI SCIENTIFICI

Prof. Ing. Luigi PETTI
Prof. Geol. Francesco Maria GUADAGNO

AICI Engineering srl

sede: via Roma n° 10 - 83030 Montefredane (AV)
telefax: +39 0825.672126 - www.aiciengineering.it
e-mail: aicisrl@gmail.com - info@aiciengineering.it - aicisrl@pec.it
P. IVA: 02440540645 - Capitale sociale € 10.000,00
iscritta al R.E.A. della C.C.I.A.A. di Avellino n. 158432

ASSOCIATO



Associazione delle organizzazioni di ingegneria
di architettura e di consulenza tecnico-economica

COMUNE DI REGGIO DI CALABRIA

Località Santa Caterina

*Completamento ed Ampliamento del Polifunzionale Manganelli per la
Nuova Sede del XII reparto Mobile della Polizia di Stato in Reggio Calabria
Località Santa Caterina*

RELAZIONE TECNICA GENERALE ED ILLUSTRATIVA

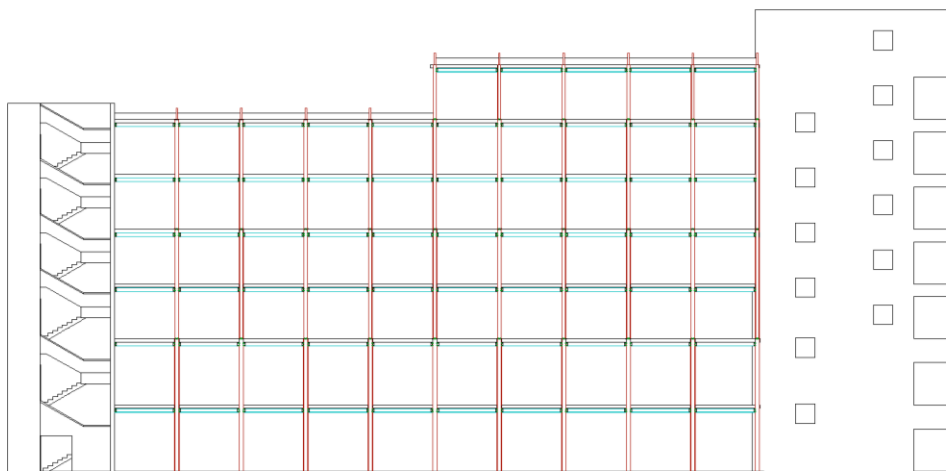
***EDIFICIO IN CARPENTERIA METALLICA
VERIFICA DELLO STATO DI FATTO***

INDICE

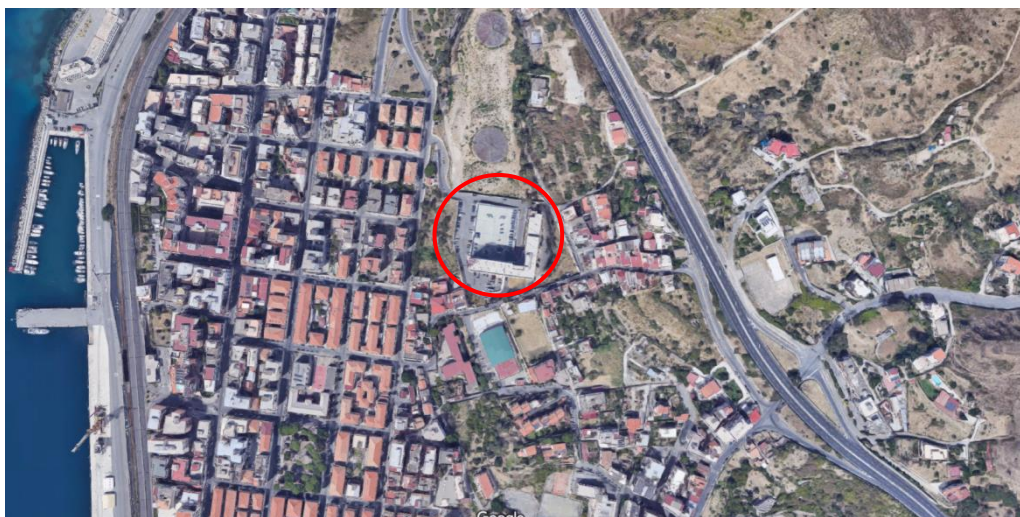
1.	PREMESSA.....	3
2.	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	4
3.	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO – RILIEVO DEI DISSESTI	15
4.	NORME DI RIFERIMENTO	18
5.	CRITERI ALLA BASE DELLE VERIFICHE DELLA SICUREZZA	18
6.	DESCRIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO	19
7.	FONDAZIONI	20
8.	MATERIALI	24
8.1	Barre di armatura per c.a.	25
8.2	Calcestruzzo gettato in opera.....	25
8.3	Profilati in acciaio per carpenteria	28
8.4	Bulloni e Verifica Serraggio	29
9.	ANALISI DEI CARICHI	30
10.	COMBINAZIONI DI CARICO	31
11.	CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	32
12.	DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE	34
13.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	37
13.1	Affidabilità e validazione dei codici utilizzati	37
13.2	Modalità di presentazione dei risultati.....	37
14.	TIPO DI ANALISI SVOLTA E MODELLI DI CALCOLO	37
15.	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE CONDOTTA E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI OTTENUTI	38
16.	PRINCIPALI VERIFICHE E SINTESI DEI RISULTATI	42

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i risultati delle verifiche svolte sull'edificio polifunzionale Manganelli, sito in località Santa Caterina nel Comune di Reggio di Calabria, che è costituito, come di seguito descritto, da una struttura in carpenteria metallica controventata da due nuclei in c.a..



Prospetto Est



Vista dall'alto



In rosso la porzione del fabbricato sottoposta a verifica

L'edificio, risalente alla metà degli anni '90, nello stato attuale, è costituito da sette livelli fuori terra più il torrino scala, ed è realizzato con nuclei in c.a., con funzioni di collegamenti verticali (scale ed ascensori), mentre le parti restanti sono realizzate in carpenteria metallica ed orizzontamenti in predalles di spessore 20cm.

Attualmente, gli elementi strutturali che costituiscono la parte dell'edificio da verificare si presentano in condizioni di degrado, soprattutto per quanto attiene alla carpenteria metallica ed ai nodi della stessa. Per quanto attiene alle parti in cemento armato, le recenti indagini condotte hanno evidenziato uno stato di carbonatazione dei calcestruzzi che interessa sostanzialmente tutto il copriferro.

Per gli aspetti sismici si evidenzia che il Comune di Reggio di Calabria è classificato sismico di 1^a Categoria secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Calabria n. 47 del 10.02.2004.

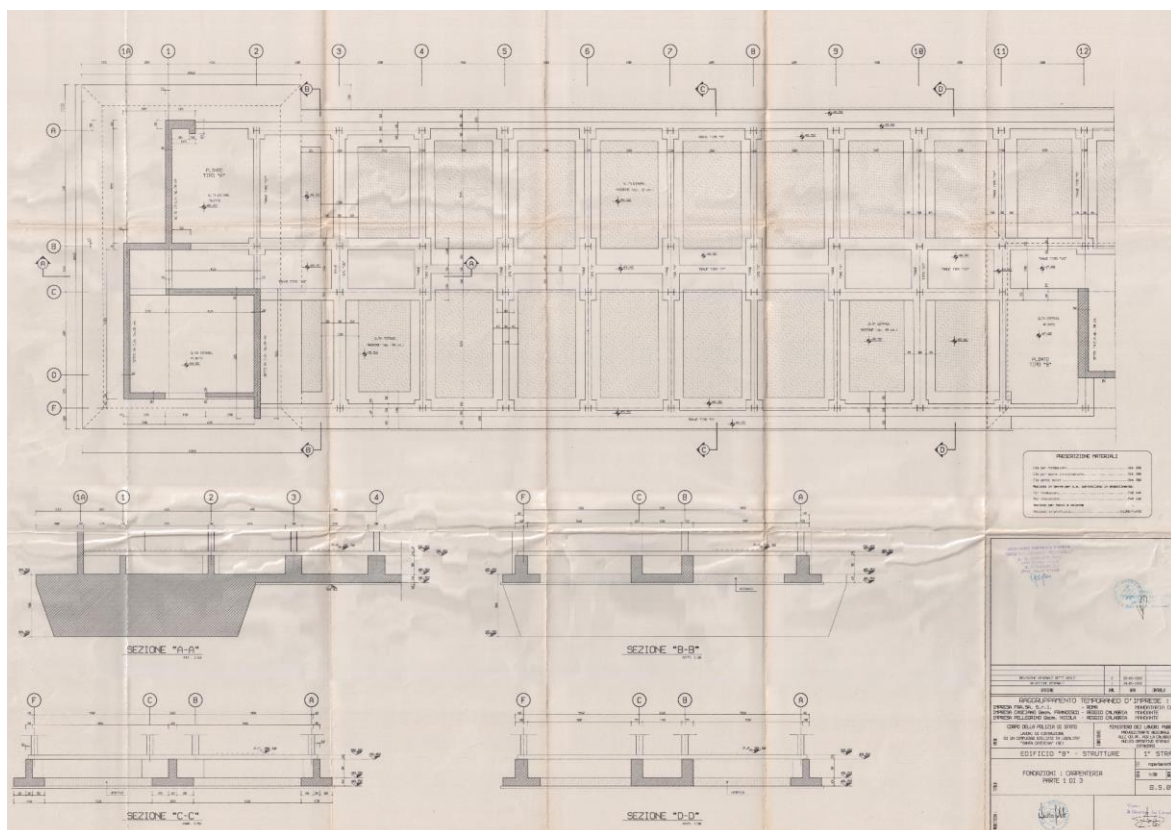
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Rimandando alla Relazione sulle Indagini per i dettagli, si riportano di seguito gli aspetti salienti descrittivi della costruzione. Come risulta dagli elaborati progettuali originari disponibili, la costruzione risale alla metà degli anni '90, con progetto delle strutture a firma

dell'ing. Mario Salabè e collaudata dalla Commissione di collaudo a firma degli ingg. Alfredo Riondino, Giovanni Luigi Sotis e Tommaso Sinisi.

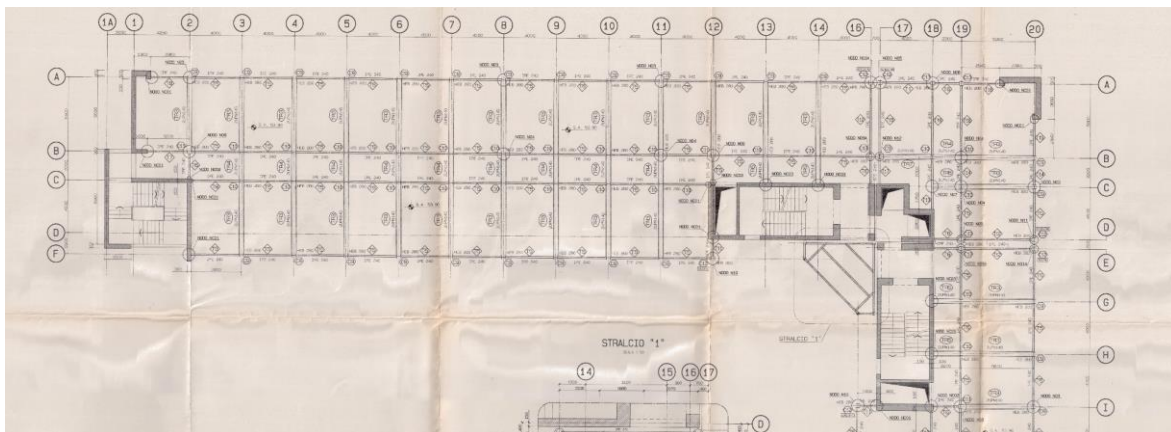
L'edificio è realizzato con cemento Rck300 Kg/cm² per le strutture in elevazione e Rck250 Kg/cm² per le strutture in fondazione, utilizzando per entrambi acciaio in barre FeB44K. Per le parti in carpenteria metallica, invece, sono stati utilizzati profilati Fe360.

Di seguito, a completezza, si riportano le scansioni di parte delle tavole originarie, rimandando per i dettagli agli allegati alla Relazione Sulle Indagini ed agli elaborati grafici originari allegati.

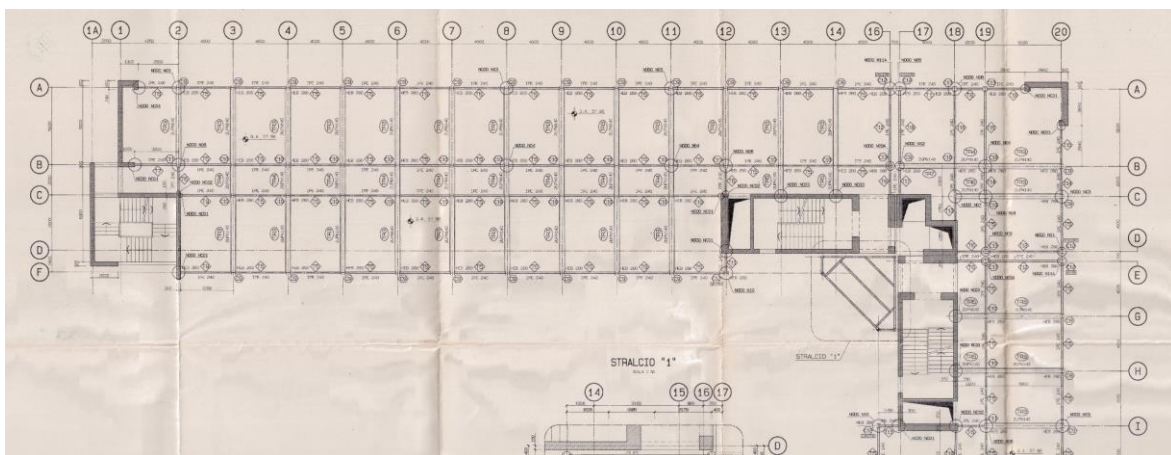


PRESCRIZIONE MATERIALI	
Cis per fondazioni.....	Rck 250
Cis per opere in elevazione.....	Rck 300
Cis getto soletti.....	Rck 300
Acciaio in barre per c.a. controllato in stabilimento:	
Per fondazioni.....	FeB 44K
Per elevazione.....	FeB 44K
Acciaio per travi e colonne:	
Acciaio in profilati.....	Fe360
Bulloni classe.....	B.8

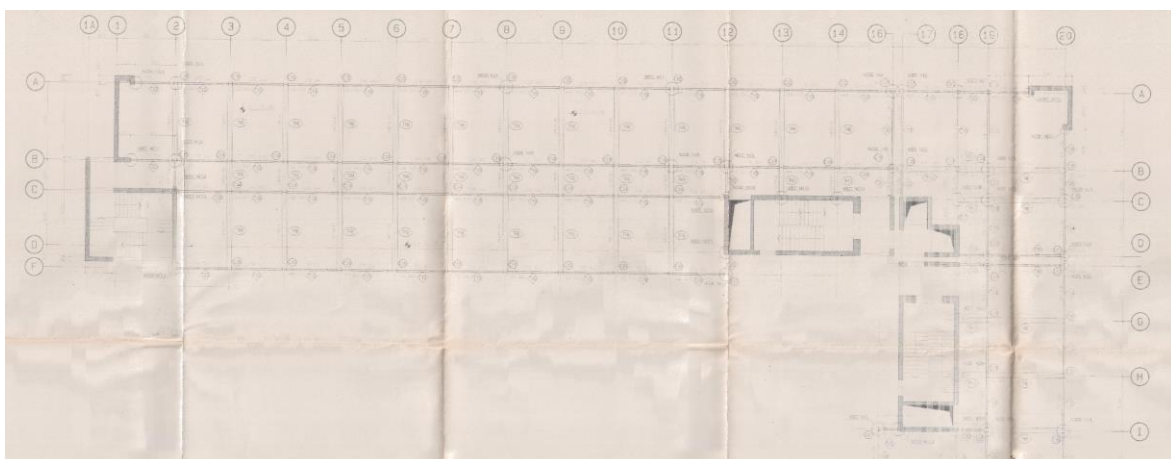
Scansione della Tavola B.S.05.02 – Fondazioni: Carpenteria parte 1 di 3



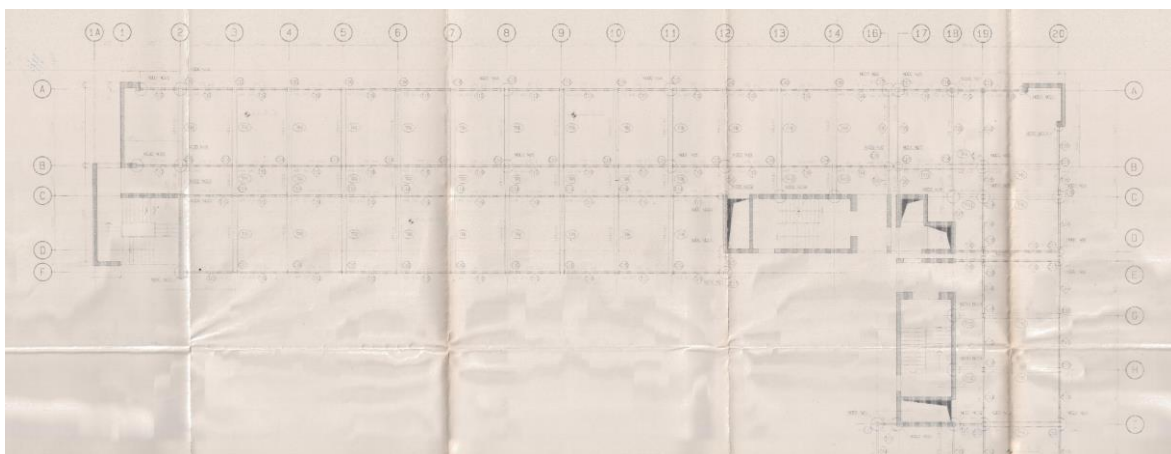
Scansione parte della Tavola B.S.26.3 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 49.82-53.90-54.00



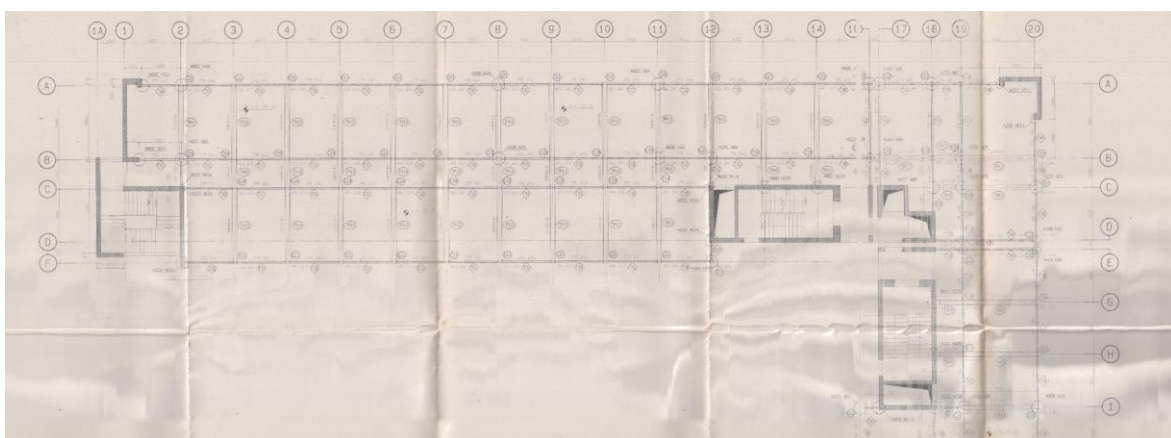
Scansione parte della Tavola B.S.27.2 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 57.98-58.08



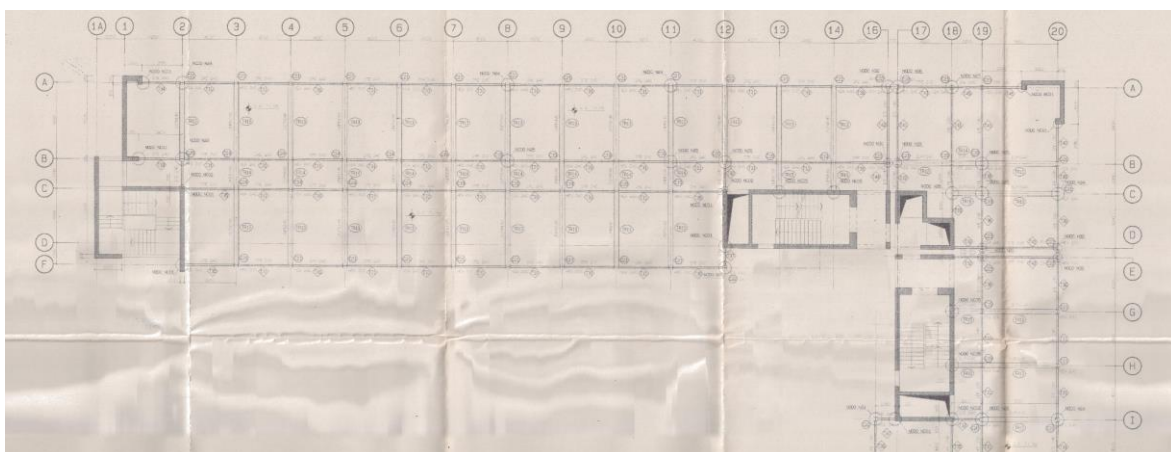
Scansione parte della Tavola B.S.28.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 61.38



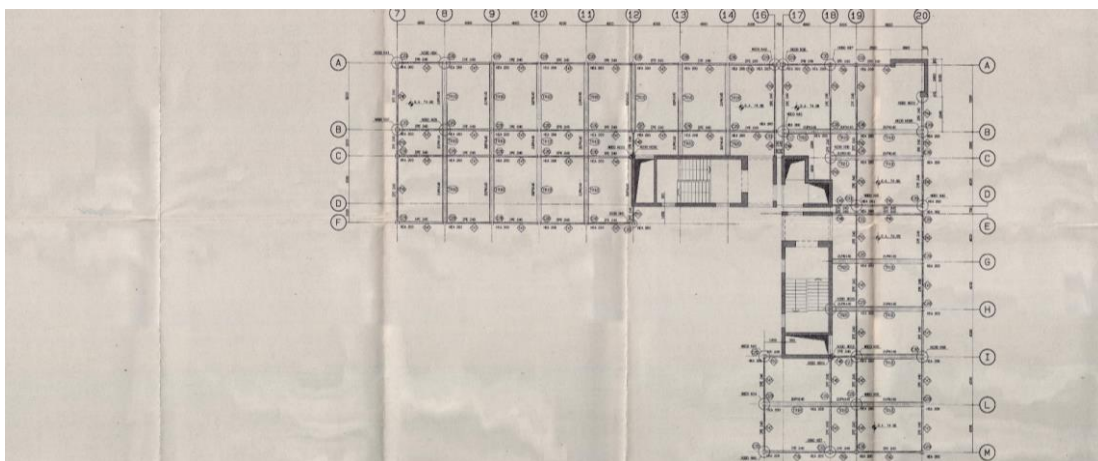
Scansione parte della Tavola B.S.29.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 64.78



Scansione parte della Tavola B.S.30.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 68.18



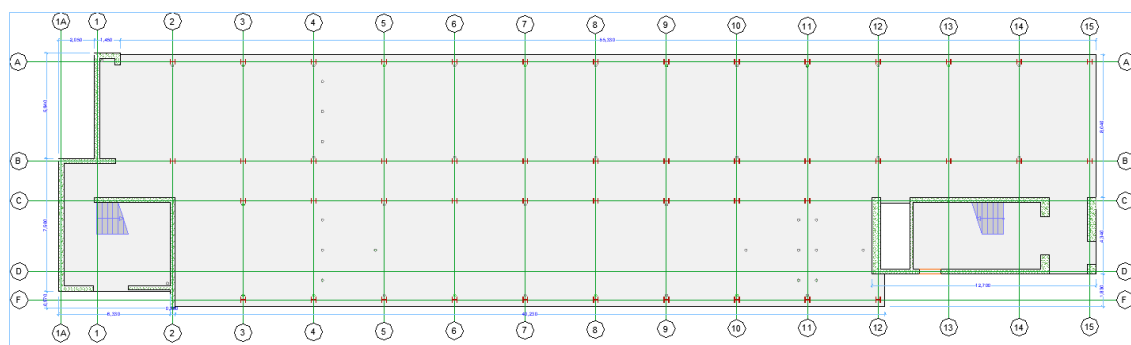
Scansione parte della Tavola B.S.31.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 71.58



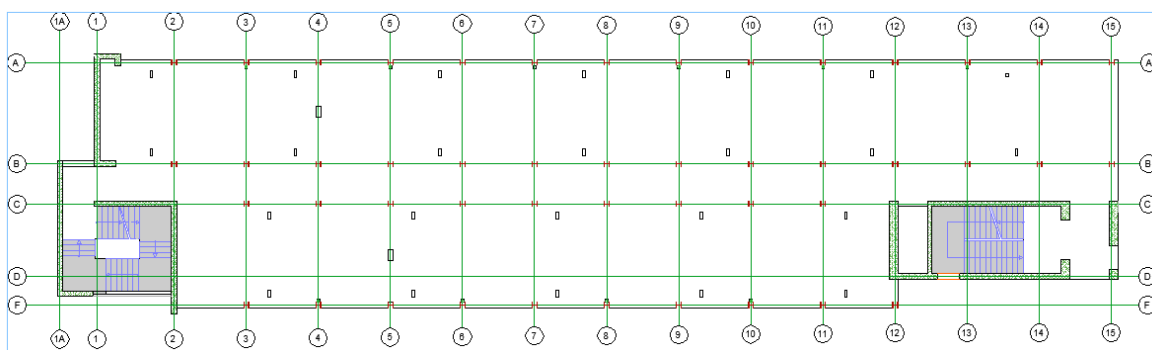
Scansione parte della Tavola B.S.32.0 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 74.98

I rilievi e le indagini condotte non hanno evidenziato discrepanze sostanziali degli elaborati progettuali con quanto realizzato. La struttura è costituita nel suo complesso da tre nuclei di controvento interamente in c.a. che ospitano le scale e i vani ascensori e tra di essi si sviluppano, per sette piani, le strutture realizzate in carpenteria metallica ed orizzontamenti in predalles.

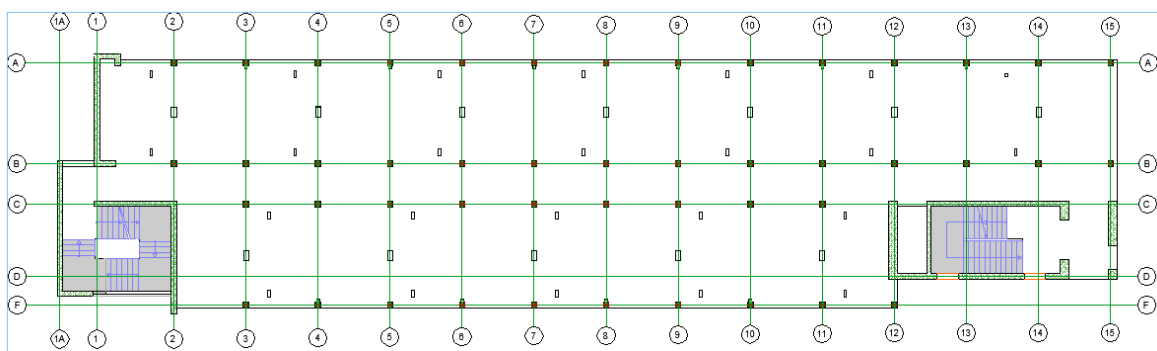
Nello specifico, la porzione del fabbricato oggetto di verifica si sviluppa per ogni impalcato per circa 740mq a meno dell'ultimo che è di circa 430mq.



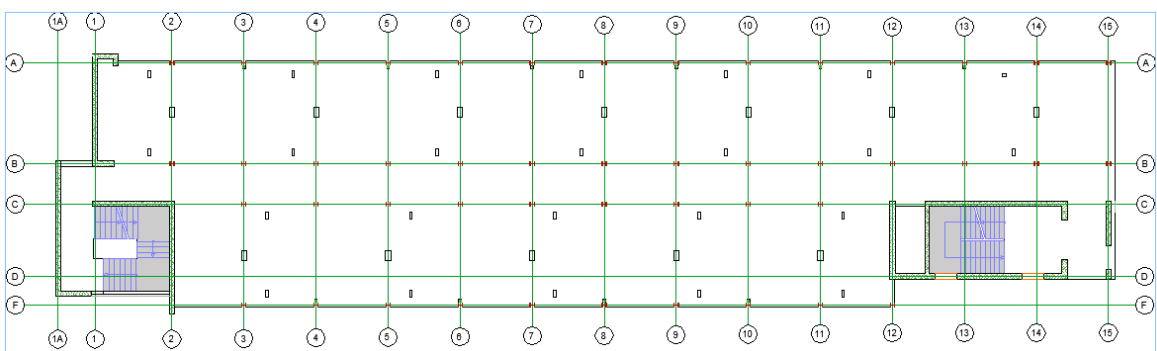
Pianta Piano Terra



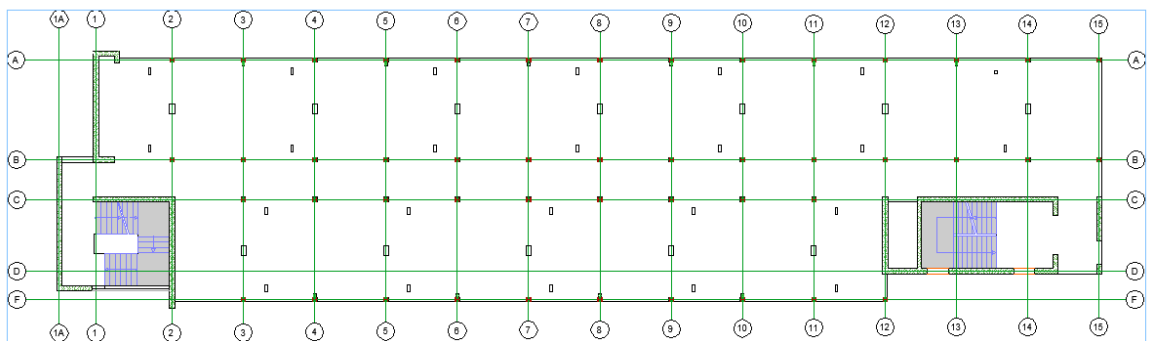
Pianta Piano Primo



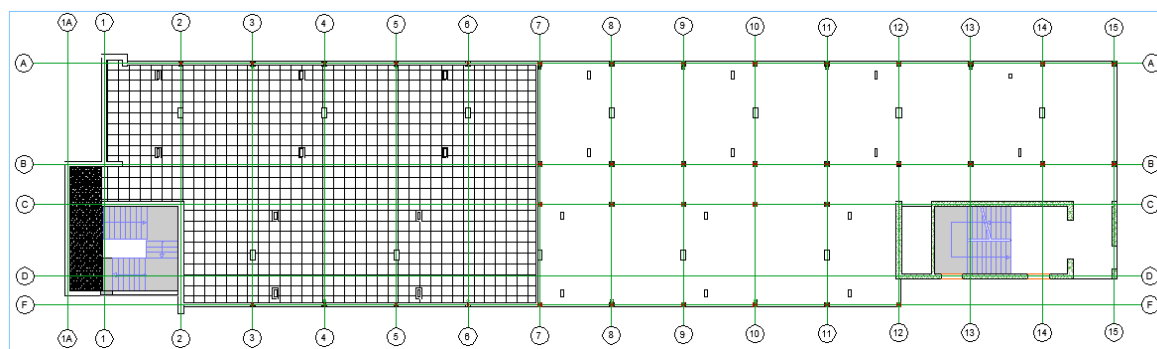
Pianta Piano Secondo



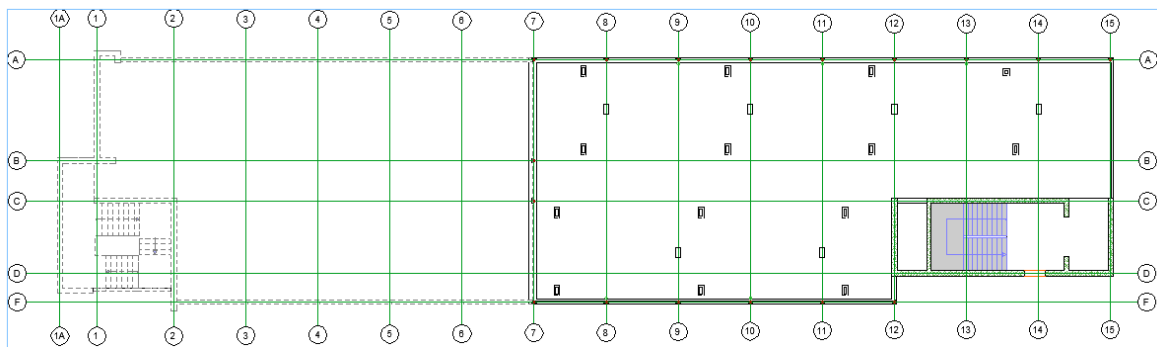
Pianta Piano Terzo



Pianta Piano Quarto

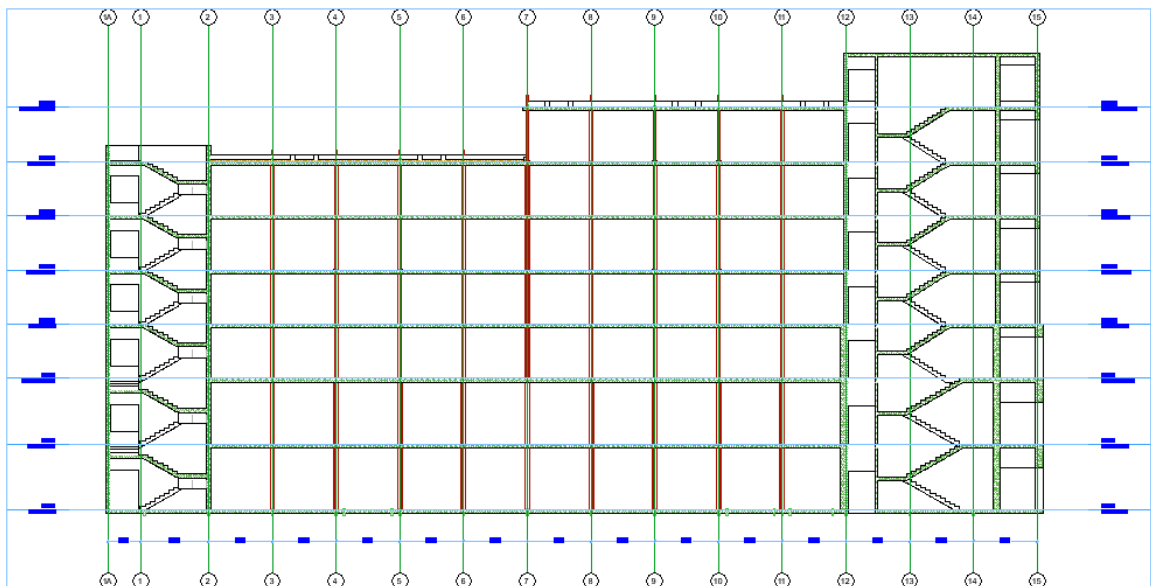


Pianta Piano Quinto



Pianta Sesto

Nel seguito si riporta la sezione dell'edificio da cui si osserva che i primi due livelli presentano interpiano di circa 3,90m, mentre i restanti livelli di 3,20m.



Sviluppo in elevazione dell'edificio

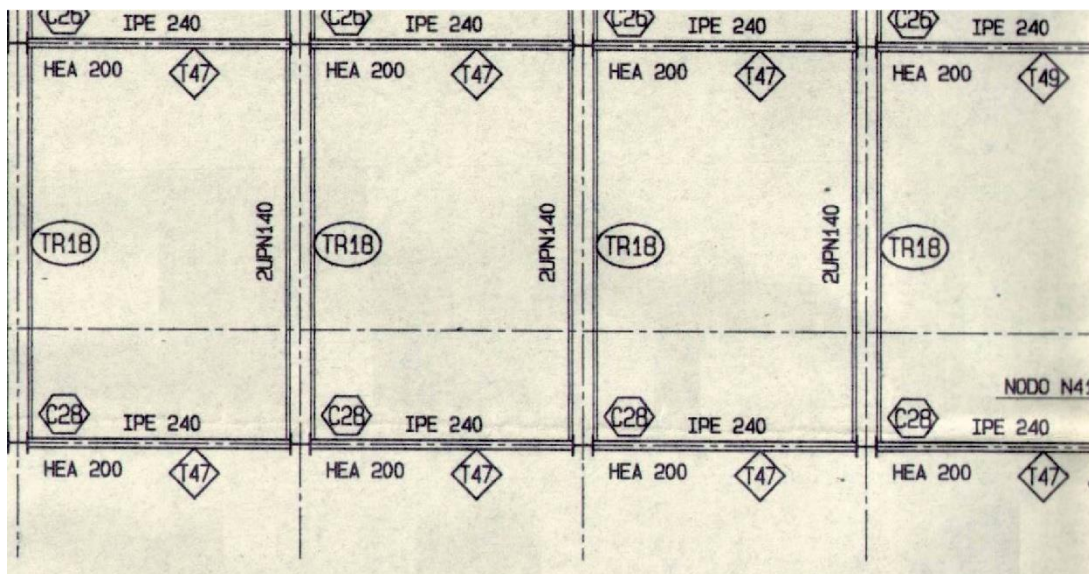
I nuclei di controvento in cemento armato sono realizzati con pareti di spessore 30cm e solette di spessore 20cm. La scala è realizzata con soletta rampante di spessore 20cm e gradini di riporto, a meno di alcune rampe che presentano travi a ginocchio estradossate.



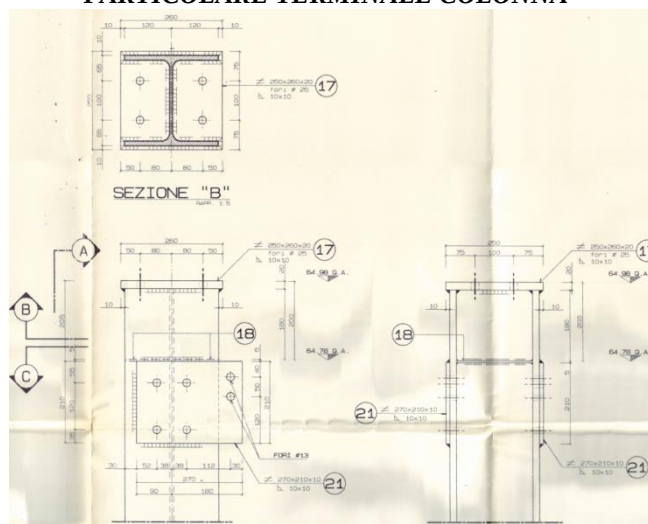
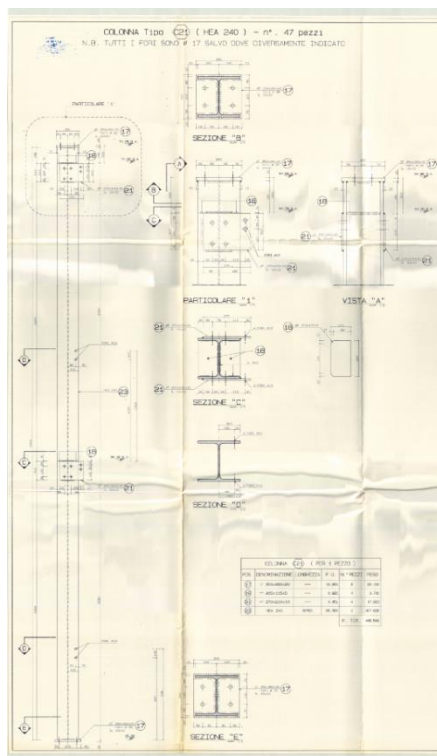
Prospetto Nord Est – Porzione scala con trave a ginocchio

La parte dell'edificio realizzata in carpenteria metallica, presenta colonne con profili laminati a caldo del tipo HE ed elementi orizzontali principali, del tipo IPE e secondari del tipo UPN. In particolare, i pilastri al piano terra ed al primo sono realizzati con colonne HE280B continue; allo stesso modo i pilastri al piano secondo e terzo e quelli al piano quarto e quinto sono realizzati con colonne continue rispettivamente del tipo HE240B e HE240A; i pilastri dell'ultimo impalcato, invece, presentano sezione HE200A. Gli elementi orizzontali principali sono costituiti, per tutti gli implacati, da profili laminati a caldo del tipo IPE240 e sono resi solidali alla soletta in c.a. mediante connettori; gli elementi secondari, anch'essi uguali per tutti gli impalcati, sono realizzati con profili pressopiegati a freddo UPN140.

Nelle figure seguenti, viene riportato un particolare della carpenteria copertura, dove è possibile vedere il collegamento travi primarie e secondarie con gli elementi pilastri, e il particolare dello sviluppo di un pilastro continuo su due impalcati.



PARTICOLARE TERMINALE COLONNA





Particolare attacco pilastro

I solai sono realizzati a lastra del tipo “predalles” con alleggerimento in blocchi di polistirolo e getto di completamento per uno spessore complessivo di cm20 (4+11+5).



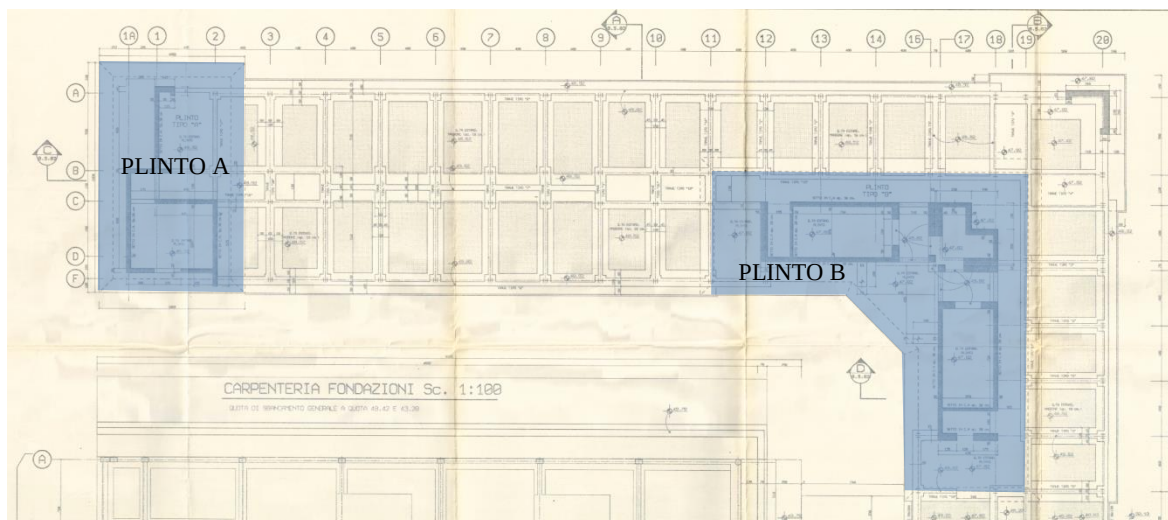
Solaio – Predalles di spessore 20cm

I collegamenti tra gli elementi in carpenteria metallica e tra questi e le strutture in cemento armato, sono realizzati per mezzo di unioni bullonate di classe 8.8.



Foto particolare nodi

Per quanto attiene le fondazioni, da quanto descritto dal certificato di collaudo, dalle tavole originarie e da quanto accertato in opera con saggi diretti, queste sono realizzate per mezzo di travi rovesce di dimensioni variabili, nella zona che ospita le parti in carpenteria metallica, mentre sono del tipo a plinto al di sotto dei blocchi scala. I plinti suddetti presentano altezza di circa 3,00m; in particolare, il plinto A ha forma rettangolare e di circa 16,60x10,60, mentre il plinto B ha forma ad L e dimensione delle ale di circa 24,00m e larghezza 7,80m. Di seguito, si riporta la pianta copertura con l'indicazione dei plinti.



Scansione parte della Tavola B.S.01.4 – Fondazioni: Carpenteria

Anche per le fondazioni è stata accertata la sostanziale congruenza di quanto realizzato con quanto descritto negli elaborati originari di progetto.

3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO – RILIEVO DEI DISSESTI

Di seguito si riporta una descrizione fotografica dello stato di fatto.



Prospetto Nord-Ovest – Prospetto lato Est



Piano Terra



Dettaglio Nodi esterno e Nodi interno/attacco parete in c.a.



Dettaglio Nodo attacco colonna



Dettaglio giunto



Dettaglio giunto



Dettaglio Scala in c.a./ distacco del copriferro



Dettaglio Predalles/distacco del copriferro

L'analisi dello stato di fatto evidenzia un quadro generale di ammaloramento delle strutture, soprattutto a causa dell'esposizione delle stesse agli agenti atmosferici. In particolare, mentre per i calcestruzzi si rilevano solo fenomeni localizzati di espulsione di copriferri, ossidazione delle barre di armature e dilavamenti superficiali, nel caso della carpenteria metallica le condizioni di fatto risultano peggiori. Infatti, benché i profilati non presentano segni avanzati di degrado, i bulloni che realizzano i nodi si presentano in uno stato avanzato di ossidazione.

Per quanto attiene, invece, alle fondazioni, non si rilevano fenomeni di cedimento né di altra natura che potrebbero indurre a pensare ad una cattiva realizzazione, danneggiamento o altro.

4. NORME DI RIFERIMENTO

Le verifiche di sicurezza delle strutture nello stato di fatto sono state condotte con riferimento alle seguenti norme tecniche:

- 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”. Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.) “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

5. CRITERI ALLA BASE DELLE VERIFICHE DELLA SICUREZZA

La verifica statica e sismica dell'edificio nello stato di fatto è condotta in accordo ai criteri previsti dalle norme tecniche vigenti.

La valutazione condotta della sicurezza tiene conto, secondo quanto riportato nella Normativa Tecnica, 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 del modello strutturale si è tenuto conto, inoltre, che:

- la conoscenza della geometria e dei dettagli costruttivi dipende dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive condotte;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

In particolare, la valutazione della sicurezza è stata eseguita nel caso specifico considerando gli Stati Limite Ultimi (SLU) per le condizioni statiche e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) per quelle sismiche.

A tal fine, le verifiche dello stato di fatto, considerate le prescrizioni e le indicazioni delle norme tecniche vigenti, sono state condotte assumendo un livello di conoscenza LC2.

A tale livello di conoscenza corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1,20$ e le analisi e le verifiche sono condotte con la procedura modale con spettro di risposta assegnato.

6. DESCRIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno sottostante l'edificio, considerate:

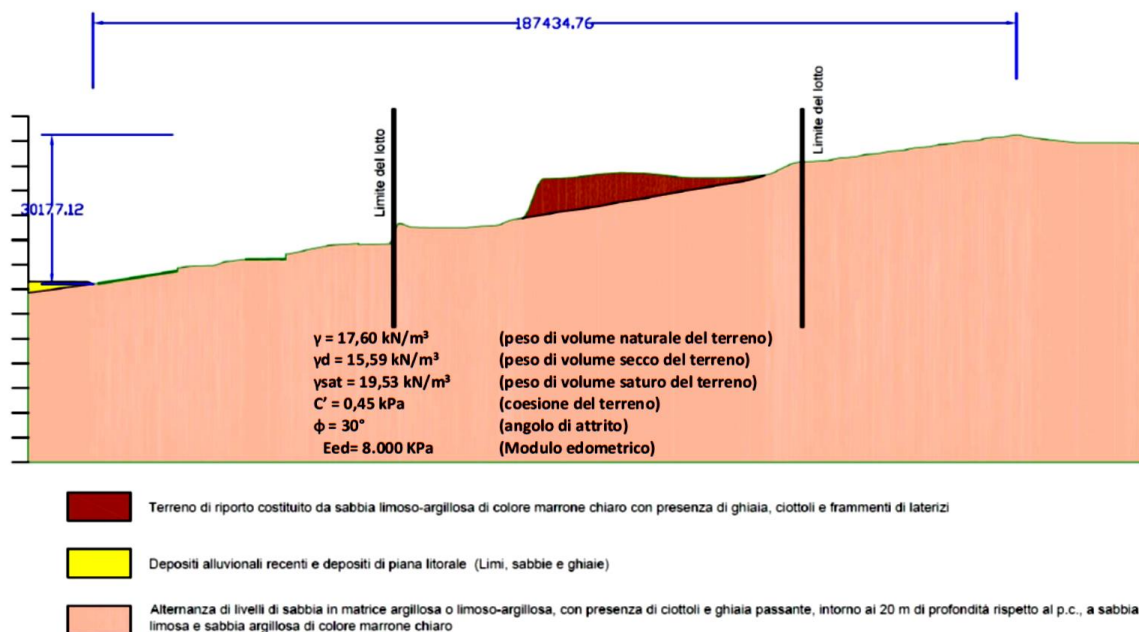
- Le informazioni contenute nei certificati originali di collaudo eseguiti dalla Tecno Sud (1993-1997);
- Le risultanze delle indagini effettuate per lo studio geologico-tecnico del territorio comunale di Reggio Calabria allegato al Piano Strutturale Comunale;

- Le risultanze delle indagini effettuate situ per le quali si rimanda alla Relazione Geologica;
- La Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni.

In particolare, è stato possibile definire il quadro geologico della zona, la natura dei litotipi presenti, le caratteristiche essenziali dell'assetto litostratigrafico, ricostruendo la seguente successione stratigrafica:

- Terreno di riporto costituito da sabbia limoso-argillosa di colore marrone chiaro con presenza di ghiaia, ciottoli e frammenti di laterizi, per uno spessore variabile da pochi decimetri a 6,0 ÷ 6,5 m;
- Alternanza di livelli di sabbia in matrice argillosa o limoso-argillosa, con presenza di ciottoli e ghiaia passante, intorno ai 20 m di profondità rispetto al p.c., a sabbia limosa e sabbia argillosa di colore marrone chiaro.

Come descritto, ai fini delle analisi è considerato il seguente modello geotecnico.

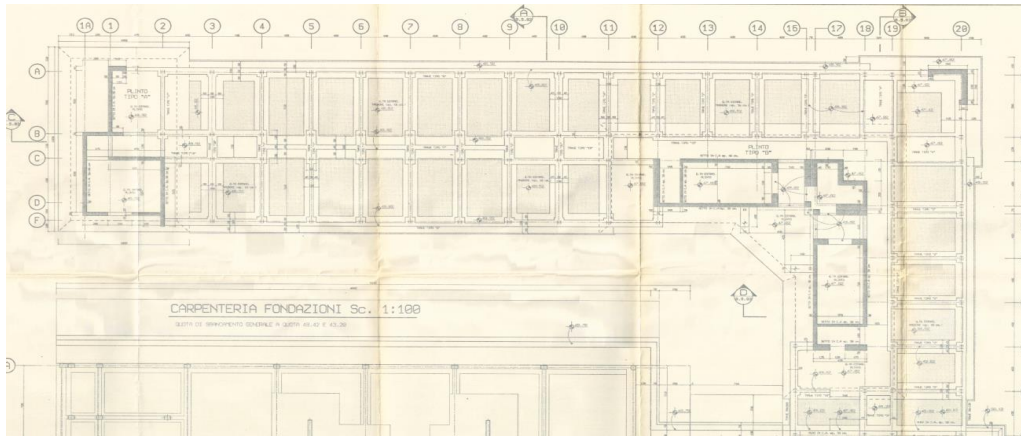


7. FONDAZIONI

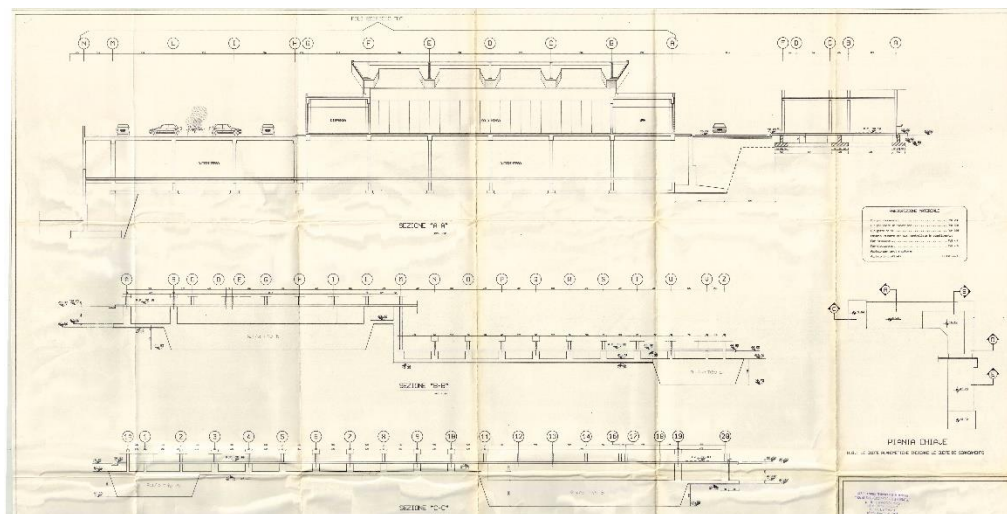
Le fondazioni dell'edificio risultano realizzate per mezzo di plinti di fondazione e travi rovesce, come meglio specificato dagli elaborati progettuali originari. In particolare, in corrispondenza delle scale sono stati realizzati due macro-plinti su cui si attestano le pareti che costituiscono le scale stesse. Tali plinti sono a loro volta collegati da travi rovesce

fondate a quota superiore. Si evidenzia inoltre che la fondazione dell'edificio non è autonoma, ma parte integrante di un sistema di fondazioni più ampio che abbraccia l'attiguo edificio, ad oggi in uso.

Di seguito si riportano, rimandando alle tavole del progetto originario, gli elementi salienti che descrivono il sistema fondale.



Pianta delle strutture di fondazione



Sezioni delle strutture di fondazione

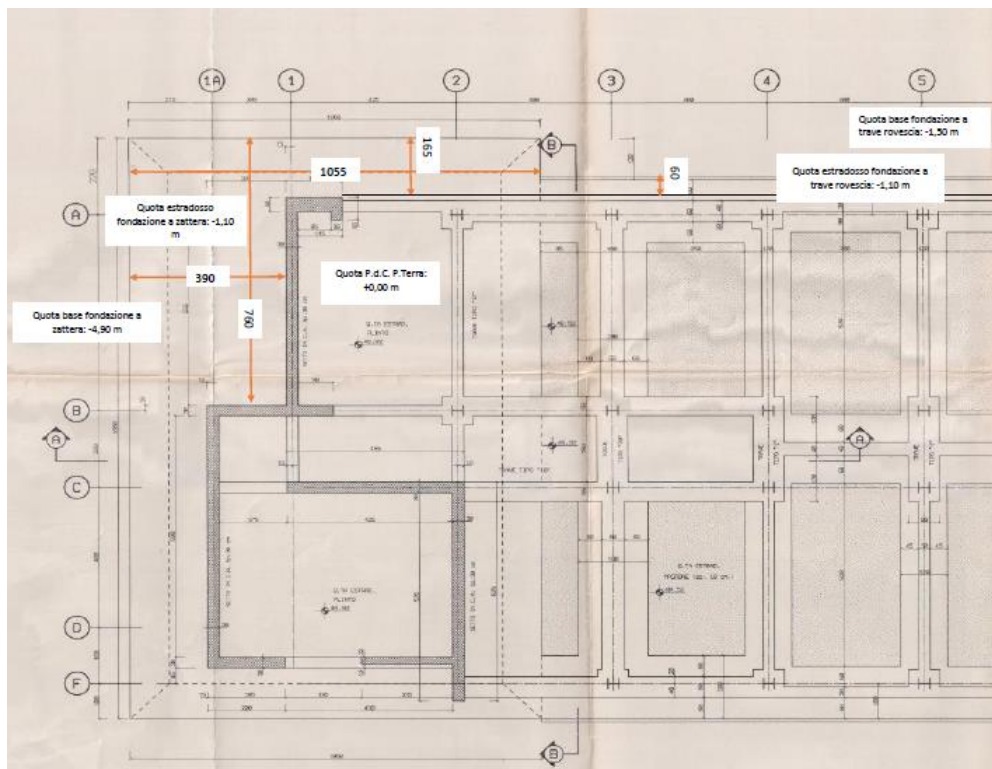
Dalle indagini condotte, e come descritto nella relazione geologica, risulta quanto segue:

- non sono stati riscontrati indizi di dissesti gravitativi, in atto o potenziali;
- non sono state definite, ad eccezione della presenza delle dette coperture detritiche superficiali, variazioni o discontinuità litologiche sia verticali che

orizzontali inducenti particolari problematiche di ordine costruttivo o tali da compromettere la stabilità dell'area;

- i fabbricati esistenti in prossimità dell'area oggetto del presente studio non presentano segni di dissesto imputabili a cedimenti delle strutture fondali;
- i terreni costituenti il substrato dell'area di possibile sedime sono da considerare non liquefacibili in quanto, oltre alle caratteristiche litologiche e granulometriche non compatibili con la fenomenologia non è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea fino alla profondità di 30 m rispetto al p.c..

Inoltre, le indagini condotte in situ dalla C.M.G. Testing srl, di cui si rimanda ai rapporti di prova PROT.N. PS/049/18 e PROT.N. PS/244/18 per maggiori dettagli, hanno confermato quanto riscontrato dai documenti originali, come di seguito evidenziato.



Riscontri metrici in situ



Attacco fondazione a zattera – fondazione trave rovescia e dettaglio trave rovescia



Particolari fondazione a zattera



Particolari fondazione a zattera



Particolari fondazione a trave rovescia

Secondo quanto riportato al *Capitolo 8 – Costruzioni esistenti – Paragrafo 3 Valutazione della sicurezza delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018)*, qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

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

Pertanto, non si ritiene necessario procedere alla verifica delle fondazioni.

8. MATERIALI

Ai fini della caratterizzazione della qualità dei materiali in opera è stata condotta, come descritto nella Relazione sulle Indagini, un'ampia campagna di verifiche dirette ed indirette atte ad accertare le caratteristiche di resistenza e l'omogeneità in elevazione. In particolare, per i primi tre livelli, che saranno oggetto di recupero nel progetto di adeguamento, sono state condotte analisi di maggior dettaglio.

A tal proposito, considerata la rilevanza dell'edificio, si ripartono di seguito le principali risultanze.

8.1 Barre di armatura per c.a.

Come detto, per l'edificio in oggetto, sono disponibili i rapporti di prova *PROT.N. PS/049/18 (ID 1557)* e *PROT.N. PS/244/18 (ID 1557)* ed i certificati originali di collaudo redatti dalla Tecno Sud (1993/1997);

Dai rapporti di prova, per quanto attiene alle barre di armatura, emerge che sono stati utilizzati i seguenti materiali:

Sigla	Data Prelievo	Posizione in opera	Diametro (mm)	Fy (N/mm ²)	Ft (N/mm ²)	Agt
F1	28/02/2018	Setto scala laterale - Primo Piano	23,8	481.80	705.60	25.90
F2	28/02/2018	Setto scala laterale - Piano Terzo	12,2	508.60	748.60	12.20

Ai fini delle verifiche, considerate le qualità degli acciai accertati in opera e la congruenza degli stessi con i certificati allegati alla relazione di collaudo, si adotta una resistenza corrispondente alla qualità B450C.

8.2 Calcestruzzo gettato in opera

Il progetto prevede, oltre alla verifica, l'adeguamento sismico del fabbricato mediante demolizione dei quattro livelli superiori.

Pertanto, ai fini dell'accertamento delle caratteristiche dei calcestruzzi in opera, si è ritenuto necessario procedere all'accertamento delle caratteristiche di resistenza a compressione dei calcestruzzi con un approfondimento maggiore ai primi tre livelli dell'edificio (rapporti di prova *PROT.N. PS/049/18 (ID 1557)* e *PROT.N. PS/244/18 (ID 1557)*).

Di seguito si riportano sinteticamente le caratteristiche di resistenza a compressione accertate:

Sigla	Data Prelievo	Posizione in opera	fc (N/mm ²)	Tipo rottura (S/SN)
C1"-PF	27/09/2018	Fondazione a zattera lato NORD - Corpo scale	30,52	S
C2"-PF	27/09/2018	Fondazione a zattera lato NORD - Corpo scale	22,76	S
C3"-PF	27/09/2018	Fondazione a trave rovescia lato EST - Edificio	22,93	S
C4"-PF	27/09/2018	Fondazione a trave rovescia lato EST - Edificio	24,85	S
C5"-PT	26/09/2018	Parete corpo scale lato NORD - Piano Terra	26,34	S
C6"-PT	26/09/2018	Parete corpo scale centrale - Piano Terra	30,65	S
C1	26/02/2018	Setto scala laterale - P. Terra	19,31	S
C2	26/02/2018	Setto scala centrale - P. Terra	19,07	S
C3	27/02/2018	Setto vano ascensore - P. Piano	19,46	S
C7"-1°P	26/09/2018	Parete corpo scale lato NORD - Piano Primo	20,87	S
C8"-1°P	26/09/2018	Parete corpo scale lato NORD - Piano Primo	26,16	S
C9"-1°P	26/09/2018	Corpo scale centrale - Primo Piano	27,07	S
C4	27/02/2018	Setto vano ascensore - P. Secondo	19,38	S
C10"-2°P	26/09/2018	Parete corpo scale lato NORD - Piano Secondo	20,83	S
C11"-2°P	26/09/2018	Parete corpo scala centrale - Piano Secondo	28,56	S
C12"-2°P	26/09/2018	Parete corpo scala centrale - Piano Secondo	33,98	S
C5	27/02/2018	Setto vano ascensore - P. Terzo	20,70	S
C6	27/02/2018	Setto scala laterale - P. Quarto	19,32	S
C7	27/02/2018	Setto scala centrale - P. Quinto	18,56	S
C8	27/02/2018	Setto vano ascensore - P. Sesto	19,5	S

Considerando il complesso dei livelli costituenti l'edificio, sono stati calcolati il valore medio di resistenza a compressione, lo scarto quadratico medio ed il coefficiente di variazione:

Media	Scarto	CV
23,54	4,68	0,20

Tenuto conto del valore elevato del coefficiente di variazione, sono stati calcolati i suddetti parametri per ciascun livello:

- Fondazione

Posizione in opera	fc (N/mm ²)	Tipo rottura (S/SN)	Media	Scarto	CV
Fondazione a zattera lato NORD - Corpo scale	30,52	S	25,27	3,63	0,14
Fondazione a zattera lato NORD - Corpo scale	22,76	S			
Fondazione a trave rovescia lato EST - Edificio	22,93	S			
Fondazione a trave rovescia lato EST - Edificio	24,85	S			

- Piano Terra

Posizione in opera	fc (N/mm ²)	Tipo rottura (S/SN)	Media	Scarto	CV
Parete corpo scale lato NORD - Piano Terra	26,34	S	23,84	5,65	0,24
Parete corpo scale centrale - Piano Terra	30,65	S			
Setto scala laterale - P. Terra	19,31	S			
Setto scala centrale - P. Terra	19,07	S			

- Primo Piano

Posizione in opera	f_c (N/mm ²)	Tipo rottura (S/SN)	Media	Scarto	CV
Setto vano ascensore - P. Piano	19,46	S	23,39	3,79	0,16
Parete corpo scale lato NORD - Piano Primo	20,87	S			
Parete corpo scale lato NORD - Piano Primo	26,16	S			
Corpo scale centrale - Piano Primo	27,07	S			

- Secondo Piano

Posizione in opera	f_c (N/mm ²)	Tipo rottura (S/SN)	Media	Scarto	CV
Setto vano ascensore - P. Secondo	19,38	S	25,69	6,84	0,27
Parete corpo scale lato NORD - Piano Secondo	20,83	S			
Parete corpo scala centrale - Piano Secondo	28,56	S			
Parete corpo scala centrale - Piano Secondo	33,98	S			

Come si osserva dai risultati ottenuti, i coefficienti di variazione (CV) sono prossimi al limite di accettabilità di 0,20 (EN 1990, Eurocodice 0) ed in alcuni casi (Piano Terra e Secondo Piano) maggiore.

Sulla base dei risultati ottenuti dal complesso delle prove, riducendo la resistenza a compressione media (23,54 N/mm²) del fattore di confidenza pari a 1,20 (Livello di Conoscenza LC2) si ottiene:

$$f_{cd} = (23,54/1,20) = 19,62 \text{ N/mm}^2$$

Valutando, invece, la resistenza caratteristica a compressione secondo quanto indicato nelle NTC 2018 si ottiene:

$$f_{ck} = (23,54 - 1,64) \cdot 4,68 = 15,86 \text{ N/mm}^2$$

Come si osserva, a causa della particolare disperazione delle resistenze, il valore caratteristico della resistenza risulta molto più basso di quello normativamente ammissibile ai fini delle verifiche delle condizioni di fatto.

Ripetendo il procedimento contemplando le resistenze ottenute per i soli primi tre livelli, si perviene a:

Media	Scarto	CV
24,32	4,66	0,19

$$f_{cd} = 20,27 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 16,68 \text{ N/mm}^2$$

Anche in tal caso, si osserva la discrepanza tra f_{ck} e f_{cd} .

Pertanto a vantaggio di sicurezza, nei modelli di calcolo si considera un calcestruzzo di classe C16/20.

8.3 Profilati in acciaio per carpenteria

Come detto, per l'edificio in oggetto, sono disponibili i rapporti di prova PROT.N. PS/049/18 (ID 1557) e PROT.N. PS/244/18 (ID 1557) ed i certificati originali di collaudo redatti dalla Tecno Sud (1993/1997).

Di seguito si riportano i principali risultati dei profilati prelevati:

Sigla	Larghezza (mm)	Spessore (mm)	f_y (N/mm ²)	f_b (N/mm ²)	Allungamento (%)
P1	24.74	9.56	364.40	495.40	27.50
P2	24.78	7.73	388.00	498.10	25.90
P3	25.13	8.80	332.90	486.00	30.90
P4	24.82	8.15	362.90	479.10	27.50
P5	25.12	8.32	342.80	460.80	29.30
P6	24.98	9.21	358.90	484.40	25.60
P7	25.10	9.88	313.00	474.90	27.70

Successivamente, sono stati calcolati il valore medio, lo scarto quadratico medio ed il coefficiente di variazione delle tensioni di snervamento (f_y):

Media	Scarto	CV
351,4	24,5	0,07

Tali indagini sono state ampliate con verifiche non distruttive microdurometriche. Di seguito si riportano i principali risultati (indice di durezza secondo la scala Vickers (HV) ottenuti:

Sigla	Tipologia	Indice HV
D1	IPE240	130
D2	HEB240	131
D3	UPN140	121
D4	HEB280	109
D5	IPE240	126
D6	HEB240	109
D7	UPN140	110
D8	HEB240	116
D9	UPN140	117
D10	HEB240	121
D11	IPE240	116
D12	HEB240	128
D13	HEA200	127
D14	HEA200	129

I risultati evidenziano, pertanto, una sostanziale omogeneità delle caratteristiche meccaniche dei materiali in opera.

Ai fini delle verifiche, tenuto conto del Livello di Conoscenza LC2 adottato, si dovrebbe pertanto utilizzare un valore della resistenza pari a:

$$f_{yd} = (351,4/1,20) = 292,83 \text{ N/mm}^2$$

Pur tuttavia, in considerazione della destinazione d'uso che l'edificio adeguato dovrà avere, si ritiene considerare, a vantaggio di sicurezza, nei modelli di calcolo le caratteristiche corrispondenti ad un acciaio tipo S275.

8.4 Bulloni e Verifica Serraggio

Le informazioni contenute nel rapporto di prova PROT.N. PS/049/18 (ID 1557) della C.M.G. Testing srl risultano congruenti a quelle dei certificati originali di collaudo redatti dalla Tecno Sud (1993/1997).

Di seguito si riportano i principali risultati ottenuti dai bulloni prelevati:

Sigla	Tipologie viste	Sezione resistente (mmq)	Snervamento (N/mmq)	Resistenza a trazione (N/mmq)	Allungamento dopo rottura (%)
B1	M12C8.8	84,3	818,1	907,5	8,6
B2	M12C8.8	84,3	824,3	899,1	8,2
B3	M12C8.8	84,3	823,7	893,5	16,2
B4	M12C8.8	84,3	838,8	924,8	15,8
B5	M16C8.8	157	788,9	880,2	16,8
B6	M16C8.8	157	776,3	876,1	17,8
B7	M16C8.8	157	781,8	881,9	18,8

Si rimanda al suddetto rapporto di prova per la lettura dei risultati delle prove di serraggio eseguite sui 22 bulloni saggiati.

9. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla struttura. Si rimanda ai tabulati di calcolo relativi, per i dettagli.

Carichi Permanenti Strutturali G_1

I carichi permanenti sono valutati nel modello di calcolo sulla base delle reali dimensioni e tipologie degli elementi strutturali.

Solaio tipo Predalle (5+11+4):

soletta 0.05x1.00x25: 1,25 kN/mq

travetti-: 0.10x0.11x25 / 0,50: 0.55 kN/mq

elementi alleggerimento polistirolo: 0.4x0.11x0.2 /0,50 : 0,02 kN/mq

soletta 0.04x1.00x24: 0,96 kN/mq

Peso Proprio solaio tipo Predalle: $2,78 \text{ kN/mq} = 2800 \text{ N/mq}$

Carichi Permanenti non strutturali G_2

I carichi permanenti non strutturali sono valutati nelle ipotesi di finiture ordinarie per la tipologia di edificio, come segue:

Livello terra, applicati all'estradosso platee, plinti e travi: 2,00 kN/mq

Uffici, livelli superiori: 2,00 kN/mq

Scale: 2,00 kN/m

Tompagni: 0,74 kN/mq (superficie in sviluppo verticale)

Carichi Accidentali Q

Destinazione d'uso uffici non aperti al pubblico Cat.B1: 2,00 kN/mq

Scale comuni, balconi e ballatoi: 4,00 kN/mq

Considerata la tipologie e l'intensità dei carichi applicati nel sito oggetto di indagine si rileva che vento e neve non determinano condizioni di sollecitazioni di rilievo rispetto ai carichi accidentali e, soprattutto, sismici.

10. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono le seguenti:

1. *combinazione fondamentale* per la verifica degli stati limite ultimi (SLU):

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

2. *combinazione sismica (SLV)*:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche degli elementi strutturali, in accordo alla Tab. 2.6.I delle NTC2008 (STR), valgono:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono considerati in accordo a quanto previsto nella Tab. 2.5.I delle NTC2008.

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

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati portando in conto le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

11. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Al fine della caratterizzazione dinamica del terreno di fondazione sono state eseguite campagne di indagini geognostiche e geofisiche. Per i dettagli si rimanda a:

- Relazione sulle indagini geognostiche e stratigrafiche eseguite dal Dott. Geol. Francesco Borgese;
- Indagine Geofisica tramite tecnica MASW – Elaborazione MASW1 e MASW2 a firma della Dott.ssa geol. Annalisa Vietri;
- Indagine Geofisica in Foro Down-Hole del Dott. Geol. Francesco Borgese;
- Relazione sulle Indagini a firma del Dott. Geol. Alberto Caprara.

Dalle suddette indagini risulta per il sito, descritto dalle coordinate

Latitudine: 38.129070

Longitudine: 15.659310

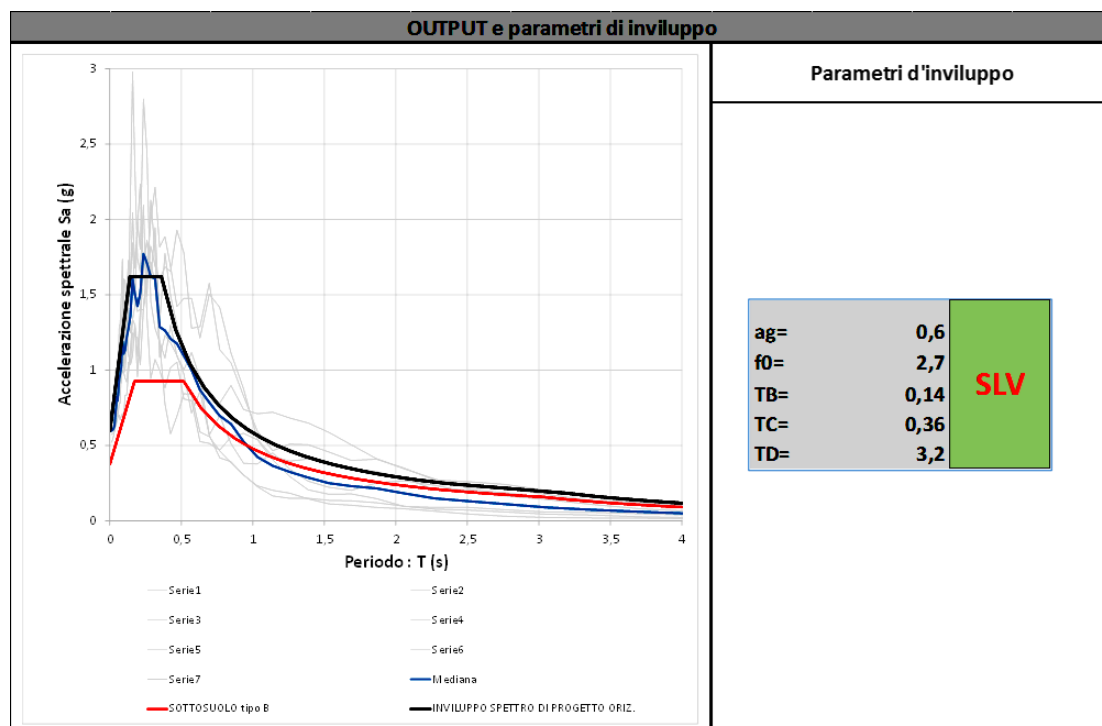
Inoltre, come si rileva dalla Relazione Geologica, il lotto individuato per il completamento del polifunzionale “Manganelli” in loc. Santa Caterina di Reggio Calabria è situato lungo un versante caratterizzato da una pendenza media pari a circa il 16% (corrispondente ad un angolo di $9 \div 10^\circ$ rispetto all'orizzontale), ad una quota media di 53 m s.l.m., per cui, ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, la suddetta area rientra nella categoria topografica T1.

Come descritto nella relazione sismica, in relazione alle diverse condizioni di stato limite adottato nei calcoli e alle risposte spettrali attese dalle strutture, sono stati selezionati differenti set di accelerogrammi di spettrocompatibilità per la verifica delle condizioni di amplificazione di sito. Per la struttura oggetto di indagine, considerati i periodi principali di vibrazione, si fa riferimento alle valutazioni dell'amplificazione sismica locale nell'intervallo di periodi 0,10-1,50s.

L'analisi della risposta sismica è stata eseguita attraverso il software STRATA (Kottke and Rathje, 2013) che, come noto, prevede la risoluzione dell'equazione del moto sismico dell'onda di taglio nel dominio delle frequenze (Seed e Idriss, 1971) in condizioni di campo libero. Come noto, la modellazione da sviluppare prevede anche l'analisi del degrado

dinamico non lineare dei materiali, in termini di Modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e di smorzamento (Damping, D), secondo un sistema di tipo lineare equivalente al quale è associata un'aliquota della deformazione massima di taglio raggiunta. Nello sviluppo del calcolo tale aliquota è stata assunta pari a 0.65, in accordo con Seed e Idriss (1971) e per magnitudo (M_R) attese superiori a 6.5. Il calcolo è stato eseguito in regime di tensioni totali.

Rimandando alla relazione sugli effetti di amplificazione per i dettagli, si riportano di seguito i parametri per il calcolo della domanda sismica per gli stati limite considerati.



Per quanto attiene alla descrizione del coefficiente di struttura, che individua in sostanza le caratteristiche dissipative della struttura nel suo complesso, si fa riferimento alle indicazioni contenute nella “Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

Al par. C8.7.8.2 si ripota che per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio

esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano.

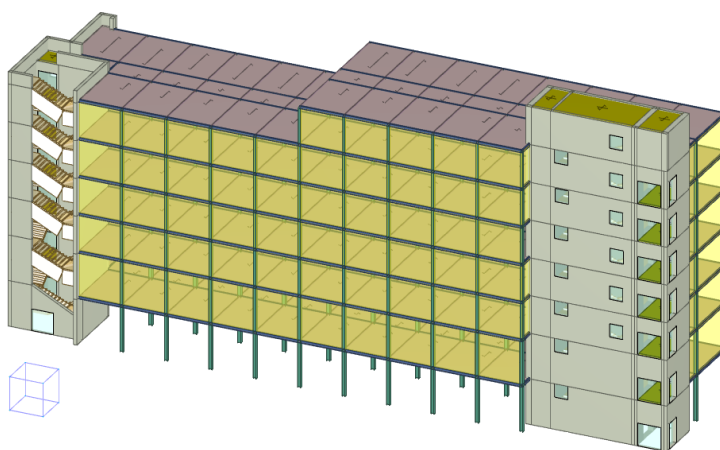
Nel caso specifico, considerato lo stato di fatto in cui versano le superfici degli elementi in calcestruzzo e, soprattutto, il livello di ossidazione dei collegamenti in carpenteria metallica, si adotta un coefficiente di struttura posto a vantaggio di sicurezza nelle condizioni di fatto pari a:

$$q = 1,5$$

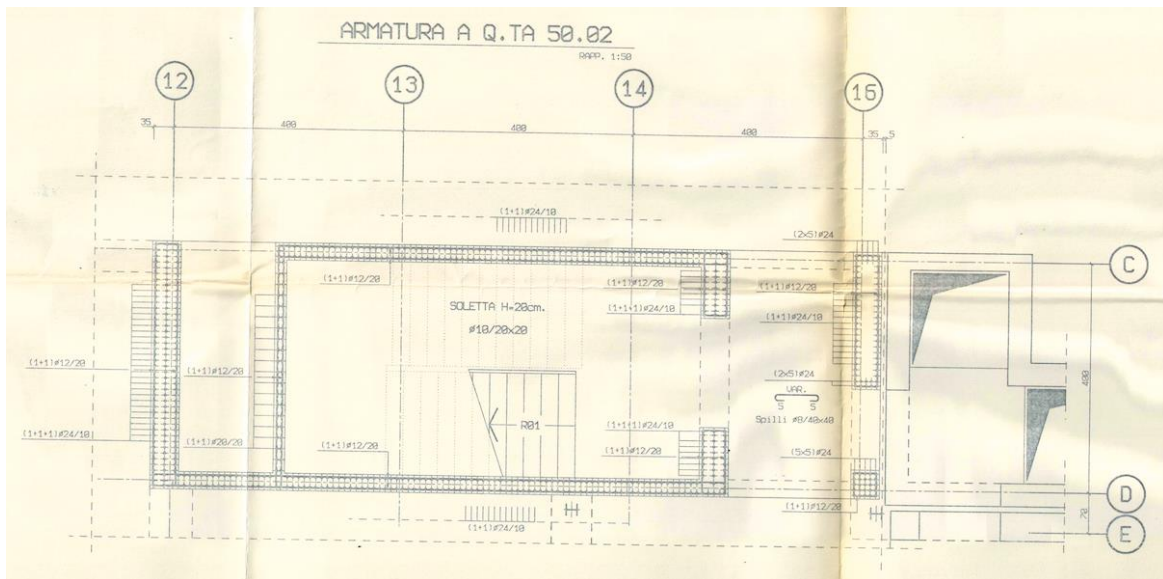
Per quanto attiene allo stato di fatto è eseguita la sola verifica nelle condizioni di carico riferite allo stato limite ultimo SLV.

12. DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

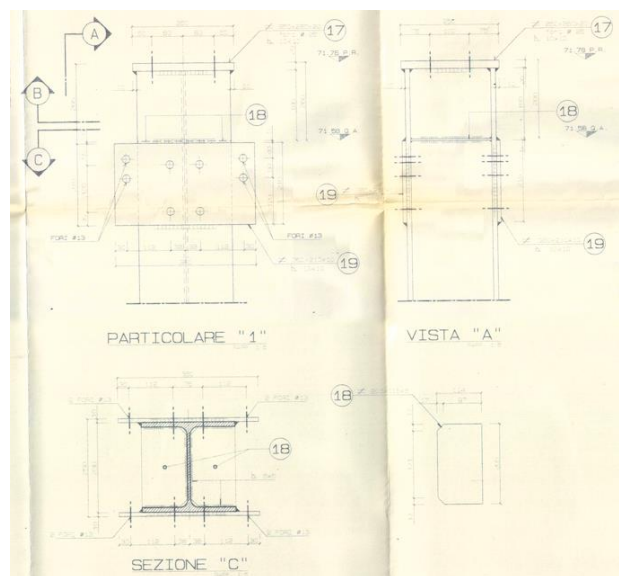
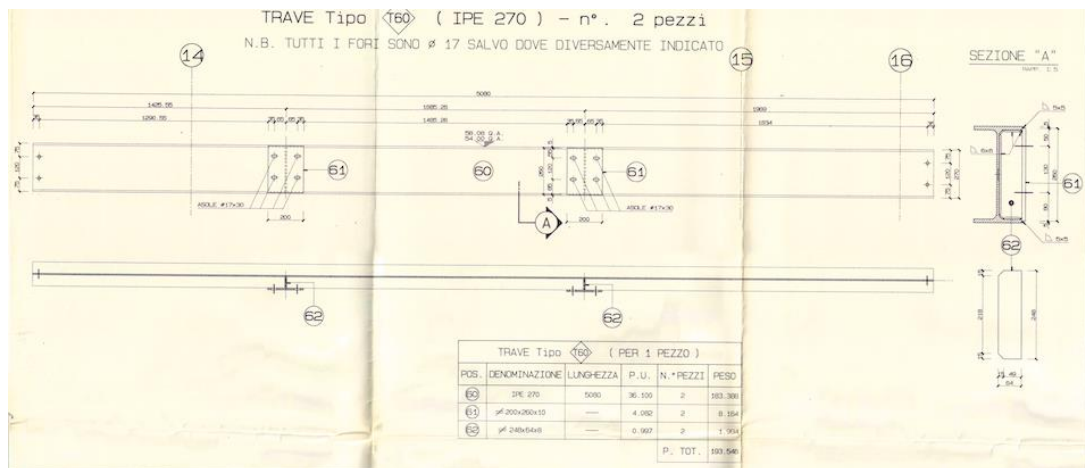
Per la verifica nello stato di fatto è stato costruito un modello agli elementi finiti nel programma di calcolo Edilus, versione BIM (b). Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.



Vista modello estruso 3D



Dettagli costruttivi pareti nuclei scala e dettagli solette



Dettagli costruttivi carpenteria metallica

13. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Il calcolo strutturale dei modelli complessivi sia in condizioni statiche che dinamiche, sono stati eseguiti in ambiente Edilus. Di seguito se ne riporta la denominazione.

Nome del Software	EdiLus ver.BIM(b)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

13.1 Affidabilità e validazione dei codici utilizzati

La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione disponibile, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati numerici allegati.

13.2 Modalità di presentazione dei risultati

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

I principali risultati ottenuti sono descritti di seguito in relazione e puntualmente negli allegati di calcolo.

14. TIPO DI ANALISI SVOLTA E MODELLI DI CALCOLO

Le analisi sono condotte con la procedura lineare modale considerando le caratteristiche di resistenza ottenute dalle indagini in sito adottando un opportuno coefficiente di struttura. Per quanto attiene l'analisi dinamica lineare del tipo modale, è utilizzata la tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^3}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
 ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
 β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito. Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione, escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati. Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; ovvero eventuali muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra). Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti. Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Si rimanda ai tabulati di calcolo per la descrizione di dettaglio del modello e delle analisi condotte.

15. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE CONDOTTA E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI OTTENUTI

Ai fini di un controllo dei risultati del calcolo sono state condotte verifiche puntuali che hanno visto la coerenza delle sollecitazioni con i carichi presenti ed il progetto coerente con le sollecitazioni.

In particolare, i risultati numerici ottenuti sono stati, tra l'altro, controllati valutando con metodi semplici i seguenti principali parametri:

- peso complessivo della struttura;
- periodi principali di vibrazione;
- forme modali;
- taglio sismico alla base;

- momenti in mezzeria ed in appoggio delle travi;
- taglio all'appoggio delle travi.

Di seguito si riportano i principali risultati ottenuti dall'analisi modale.

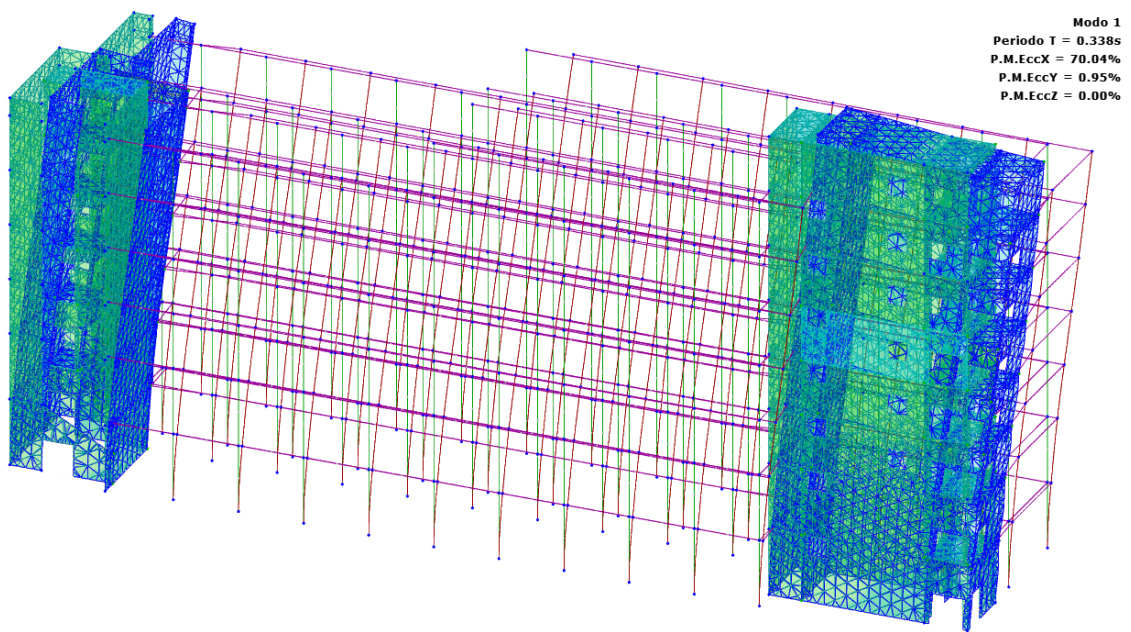
PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA

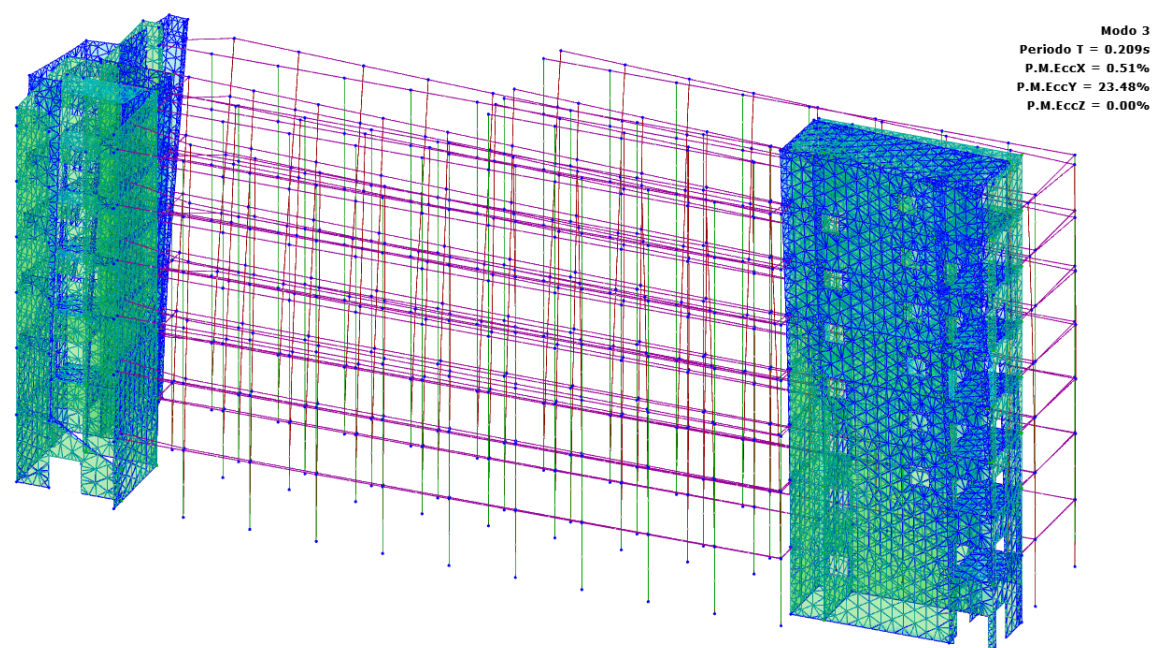
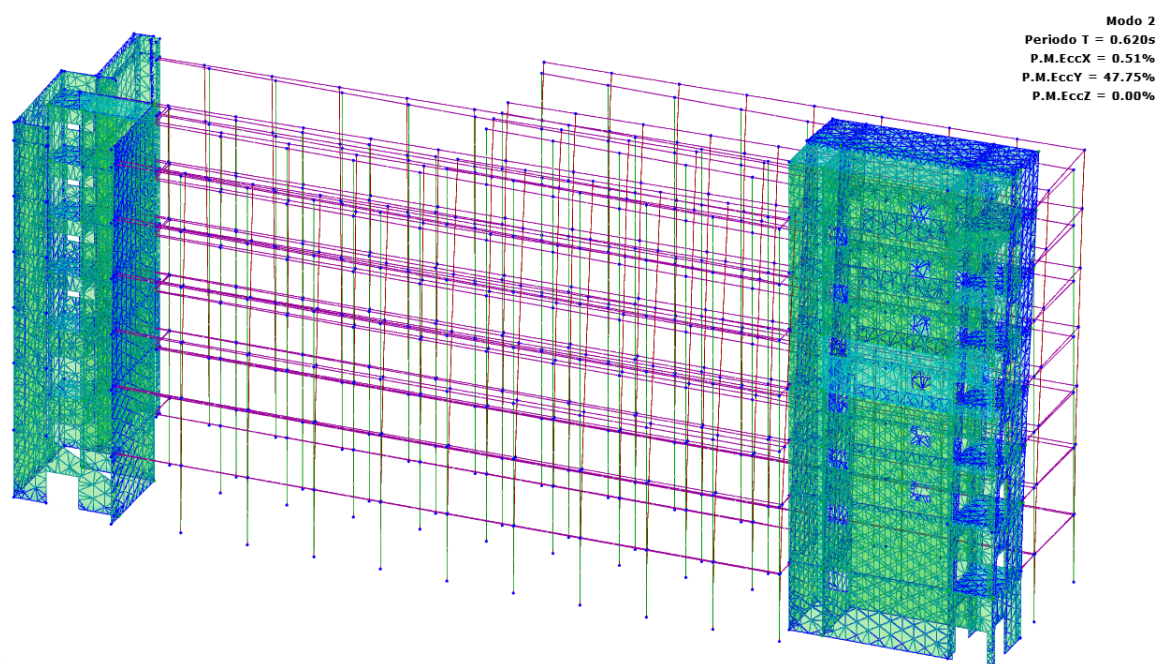
Dir	M _{str} [N-s²/m]	M _{SLU} [N-s²/m]	M _{Ecc,SLU} [N-s²/m]	M _{SLD} [N-s²/m]	M _{Ecc,SLD} [N-s²/m]	% T.M _{Ecc} [%]	ΣV _{Ed,SLU} [N]
X	5 415 936	4 501 483	4 251 413	4 501 483	4 251 413	94,44	14 264 810
Y	5 415 936	4 501 483	4 302 844	4 501 483	4 302 844	95,59	7 782 928
Z	5 415 936	0	0	0	0	100,00	0

LEGENDA:

Dir Direzione del sisma.
M_{str} Massa complessiva della struttura.
M_{SLU} Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc,SLU} Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD} Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc,SLD} Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
% T.M_{Ecc} Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed,SLU} Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

I risultati ottenuti evidenziano che le forme modali indagate consentono di eccitare una massa partecipante superiore al 94%.





Come si osserva, le prime tre forme modali presentano periodi rispettivamente pari a 0.338, 0.628, e 0.209s congruenti con i periodi di vibrazione di tale tipologia strutturale per il numero di piani nello stato di fatto. La prima forma modale dinamica, nella realtà è il Modo 2 elaborato dal software e, pertanto, vale 0.628s. Come si osserva, inoltre, la terza forma modale (Modo 3) evidenzia una rototraslazione a causa dell'eccentricità tra baricentri delle masse e delle rigidezze dovuta sostanzialmente alla configurazione in pianta dei nuclei scala.

Di seguito, sempre al fine di mostrare la bontà del modello strutturale, si riportano infine i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e delle deformate indotte dalla combinazione simica $G_1+G_2+\psi Q$.

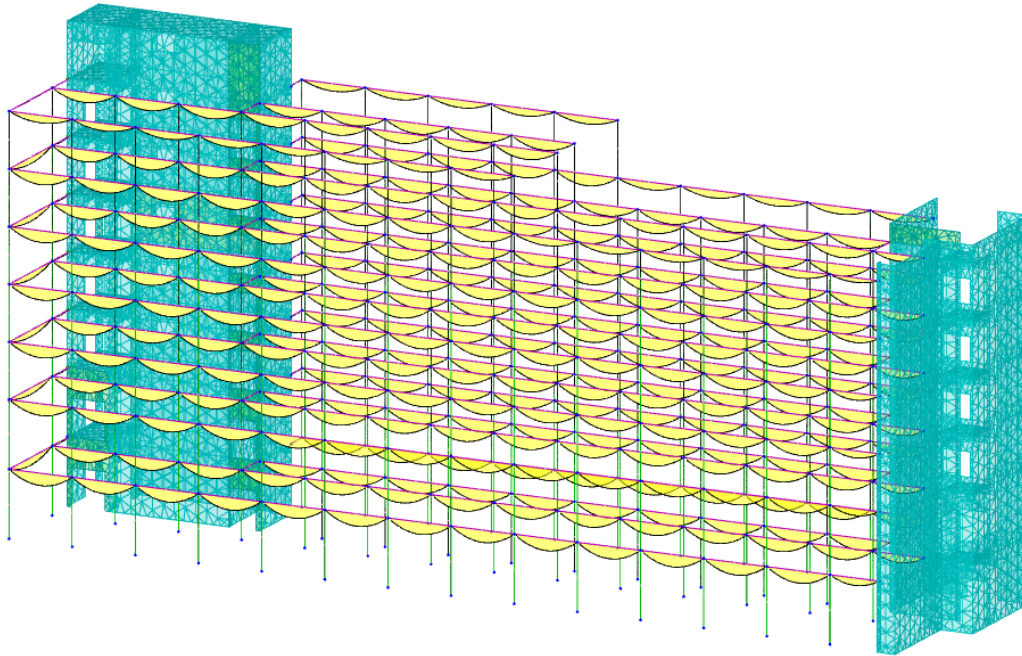


Diagramma dei momenti flettenti

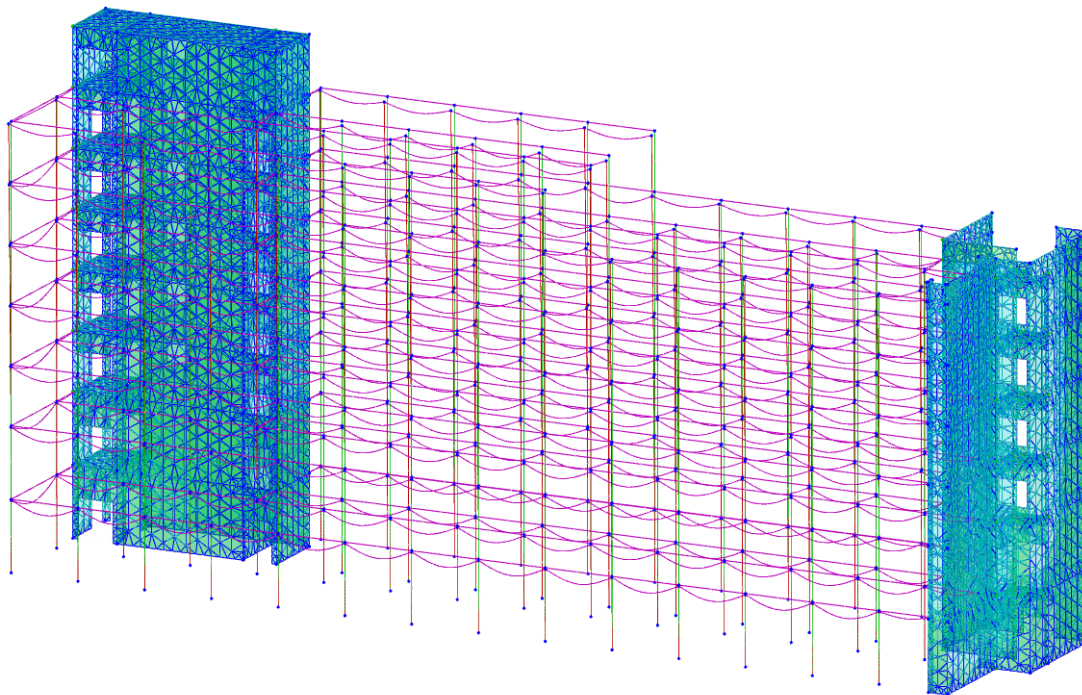


Diagramma delle deformazioni

Come si evidenzia dai diagrammi, la distribuzione delle sollecitazioni e l'andamento delle deformate sono congruenti con lo schema statico adottato per l'edificio.

Inoltre, le sollecitazioni ottenute in corrispondenza delle sezioni di mezzera delle travi risultano congruenti con quelle valutate in modo approssimativo dall'analisi dei carichi, adottando una superficie pari all'aria di influenza delle aste campione considerate.

Infine, si rileva dalle verifiche di regolarità, non utilizzate nel modello ai fini del calcolo del coefficiente di struttura, che la distribuzione delle masse e, quindi, dei pesi ai singoli piani è congruente con la superficie degli stessi.

IdPiano	Q _{Lv}	H _{Lv}	R _{dtmp}	I _{rtmp}	M _{SLU}	K _{SLU}		R _{eff}		R _{ric}	
						X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]			[N-s/m]	[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[N]	[N]
Piano Copertura Torino	25,20	3,40	NO		94 343	3 761 218	737 710	0	0	0	0
Piano Sesto	21,80	3,40	NO		332 449	9 164 902	2 176 526	0	0	0	0
Piano Quinto	18,40	3,40	NO		607 264	17 350 285	3 976 905	0	0	0	0
Piano Quarto	15,00	3,40	NO		651 193	23 826 339	5 753 452	0	0	0	0
Piano Terzo	11,60	3,40	NO	NO	663 068	29 372 260	7 497 975	0	0	0	0
Piano Secondo	8,20	3,40	NO		639 889	35 622 095	9 718 156	0	0	0	0
Piano Primo	4,10	4,10	NO		696 978	40 438 584	11 618 595	0	0	0	0
Piano Terra	0,00	4,10	NO		727 575	69 075 986	24 177 040	0	0	0	0

LEGENDA:

IdPiano Identificativo del livello o piano.

Q_{Lv} Quota del livello o piano.

H_{Lv} Altezza del livello o piano.

R_{dtmp} Per i piani con riduzione dei tamponamenti, sono state incrementate le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) di un fattore 1,4; [S1] = Piano con riduzione dei tamponamenti - [NO] = Piano senza riduzione dei tamponamenti.

I_{rtmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2; [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

M_{SLU} Massa eccitabile della struttura allo S.L. Ultimo, nelle direzioni X, Y, Z.

K_{SLU} Valori delle Rigidezze di Piano, valutate allo S.L.U., riferite agli assi X ed Y del riferimento globale.

R_{eff} Valori delle Resistenze Effettive di Piano, valutate allo S.L.U., relative al sistema di riferimento globale X, Y, Z.

R_{ric} Valori delle Resistenze Richieste di Piano, valutate allo S.L.U., relative al sistema di riferimento globale X, Y, Z.

(*) Vedi tabelle "Livelli o Piani" o "Solai e Balconi".

16. PRINCIPALI VERIFICHE E SINTESI DEI RISULTATI

Al fine di valutare le capacità dell'edificio nello stato di fatto nei confronti delle azioni sismiche è stata predisposta una procedura di analisi ricorsiva, che prevede la diminuzione delle accelerazioni di picco al suolo per individuarne il valore per cui la struttura risulta verificata nelle condizioni di stato limite SLV.

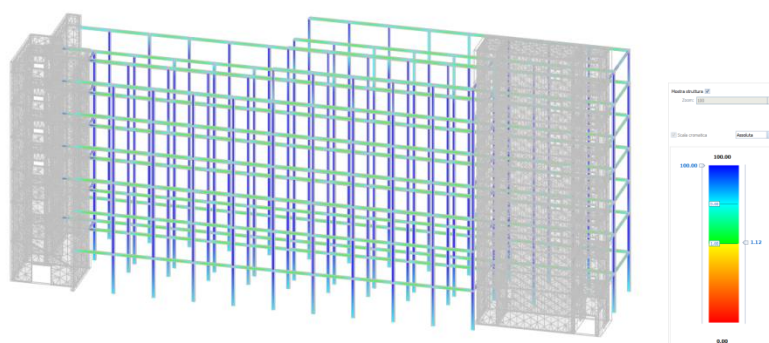
In tal modo è possibile valutare il parametro ζ_E , rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Per l'edificio in questione, la massima accelerazione che consente la verifica delle strutture risulta pari a 0,186g pari al 31% dell'accelerazione di picco al suolo (0,600g) valutata dalle analisi di amplificazione sismica locale.

Pertanto il parametro di verifica ζ_E risulta pari a:

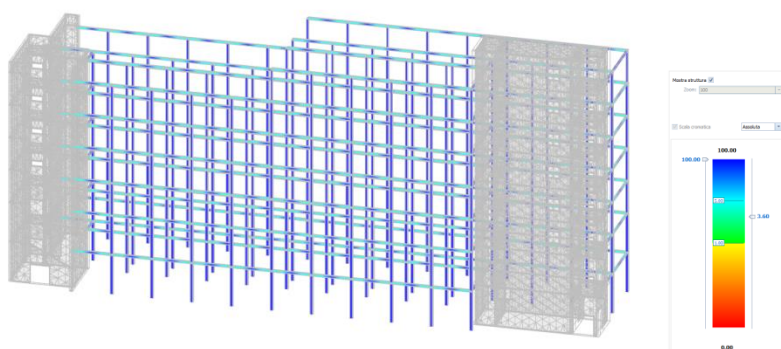
$$\zeta_E = 0,31$$

Per quanto attiene invece, alle azioni verticali, controllabili dall'uomo, l'edificio risulta verificato nelle condizioni di fatto.

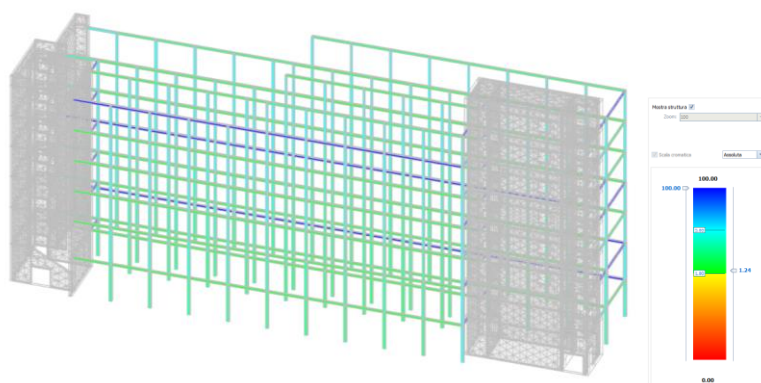
Di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza valutati per $\zeta_E=0,31$.



Verifiche di sicurezza a flessione elementi in carpenteria metallica



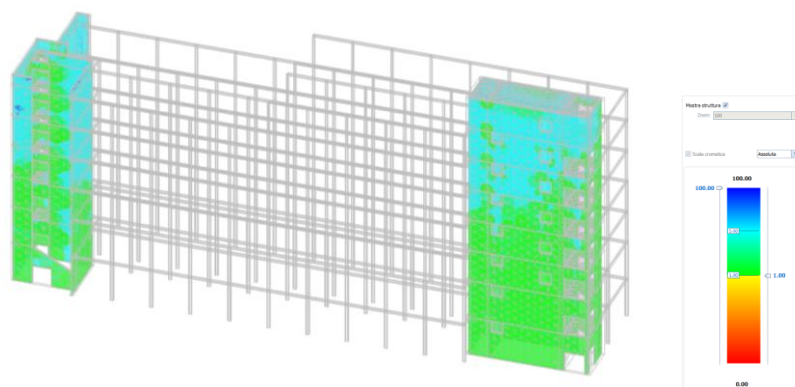
Verifiche di sicurezza a taglio elementi in carpenteria metallica



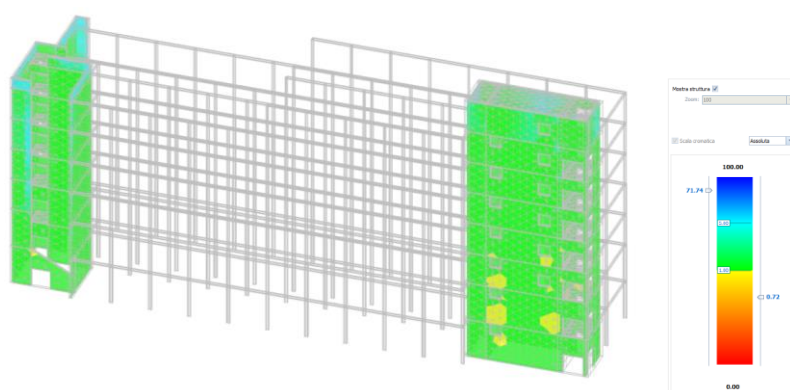
Verifiche di sicurezza all'instabilità degli elementi in carpenteria metallica

Dall'analisi delle verifiche degli elementi in carpenteria metallica, si evidenzia che non sussistono criticità nei confronti dei carichi verticali per le condizioni sismiche suddette. Ciò, naturalmente, è da imputarsi allo schema statico adottato dal progetto originario. Infatti, gli elementi in carpenteria metallica non svolgono alcun ruolo nella resistenza dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche ma si comportano come elementi di un sistema reticolare controventato in pianta dal solaio ed in elevazione dai nuclei in c.a..

Per quanto attiene agli elementi verticali in calcestruzzo (controventi – nuclei scala), la verifica è sostanzialmente governata dalle azioni sismiche. Per il suddetto livello di azioni sismiche si riportano di seguito le verifiche.



Verifiche di sicurezza alla flessione retta degli elementi in c.a.



Verifiche di sicurezza a taglio degli elementi in c.a.

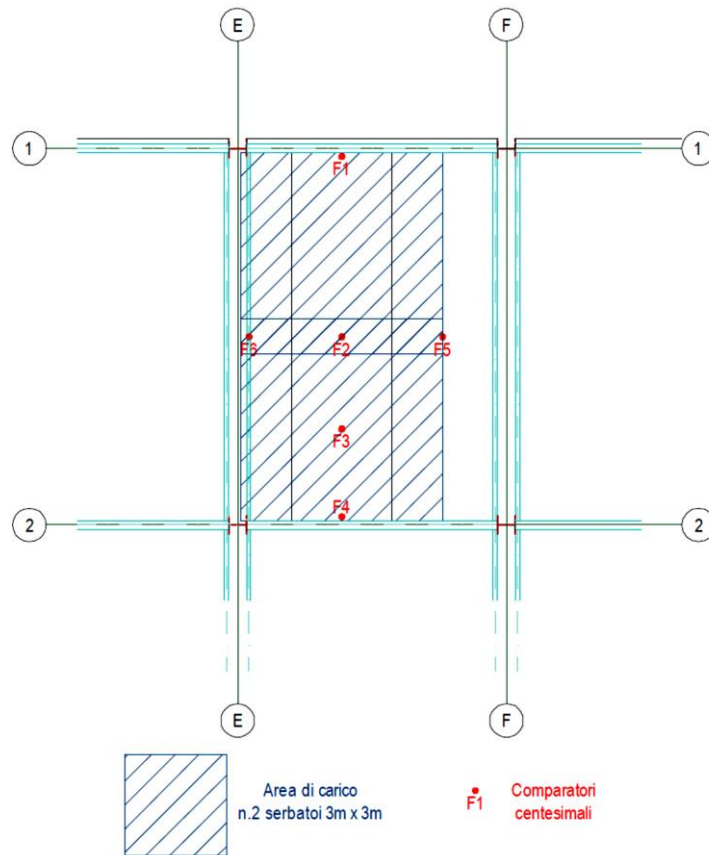
I risultati evidenziano che gli elementi in calcestruzzo vanno in crisi sostanzialmente per carenza di resistenza a taglio. In particolare per $\zeta_E=0,31$, le verifiche comportano un coefficiente di sicurezza minimo prossimo a 0,8, valore minimo di riferimento se si procedesse ad un adeguamento sismico per una domanda proprio pari al 31% di quella di riferimento.

Per le analisi e le verifiche di dettaglio si rimanda ai tabulati di calcolo.

Per quanto attiene, infine, ai solai in opera, si riportano di seguito i principali risultati delle prove di carico condotte e l'analisi dei risultati ottenuti, rimandando alla Relazione sulle Indagini per i dettagli.

Nella campagna di indagine del marzo 2018 (rapporto di prova *Prove di carico statico su solai PROT. N. 049/18 (ID 1557)*, C.M.G. Testing s.r.l.), è stata eseguita una prova di carico su solaio. In particolare la prova ha interessato una porzione di solaio in c.a. sottoposta ad un carico pari a 750 daN/m^2 (apponendo e successivamente riempiendo d'acqua n. 2 serbatoi flessibili/gommoni di dimensioni in pianta $3.00 \times 3.00 \text{ ml}$). Di seguito lo schema di prova.

SCHEMA di PROVA

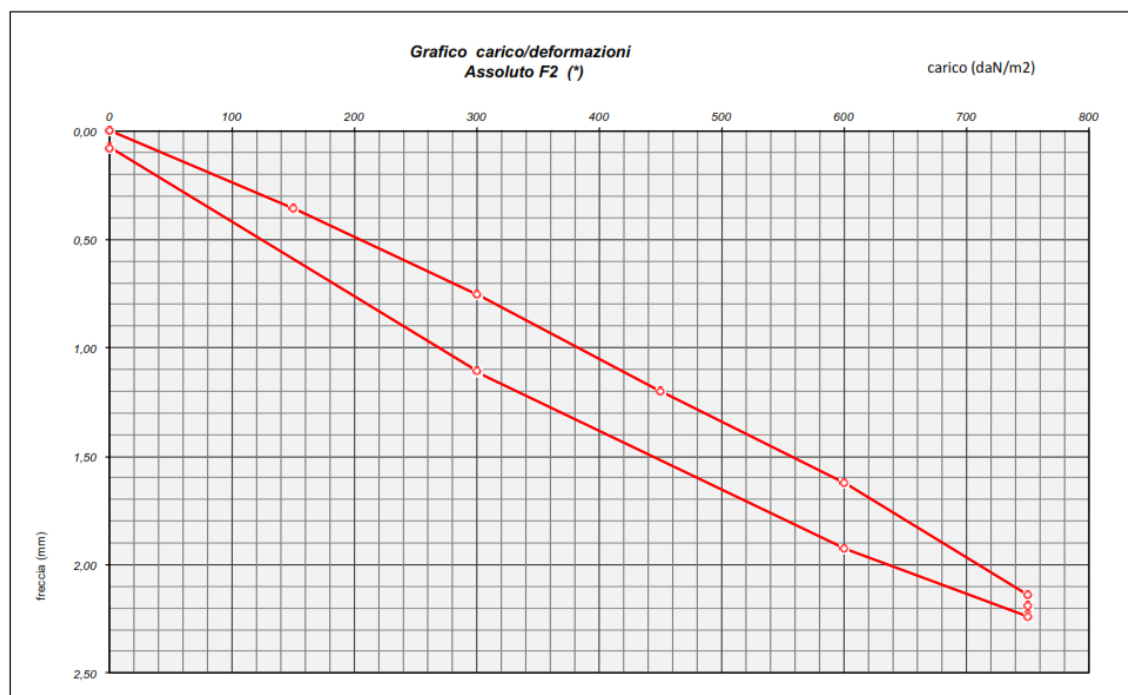
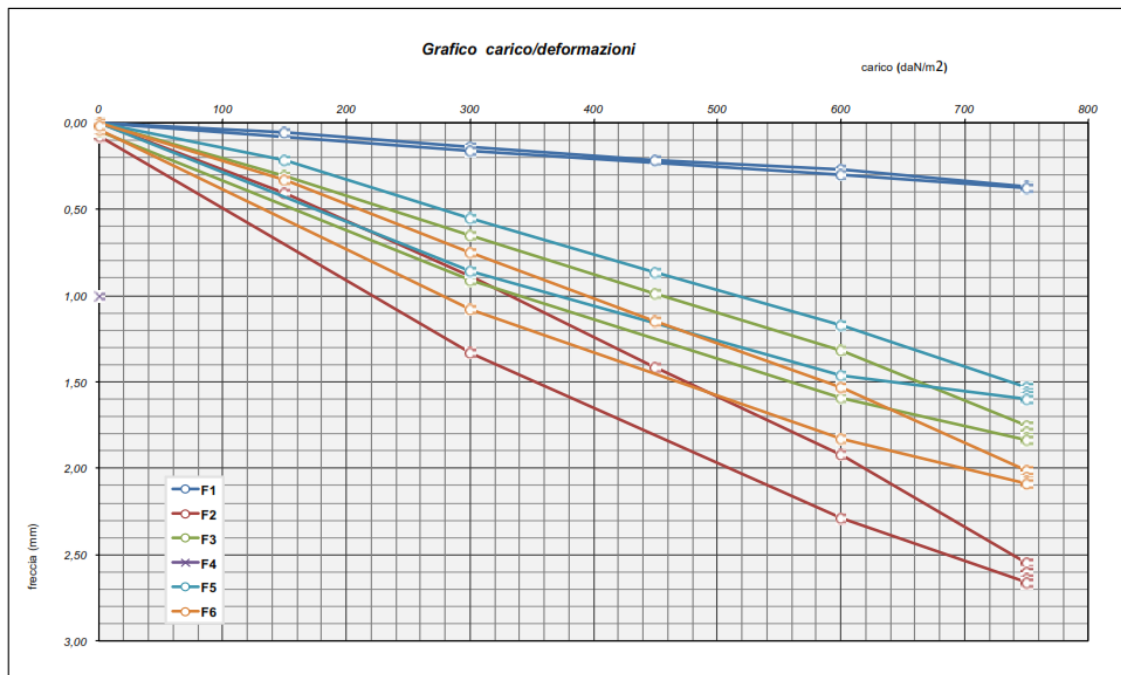


Il carico massimo di prova è stato raggiunto effettuando i seguenti schemi intermedi:

- 1° Schema: cm 15 di acqua nei gommoni pari a 150 daN/mq;
- 2° Schema: cm 30 di acqua nel gommone pari a 300 daN/mq;
- 3° Schema: cm 45 di acqua nel gommone pari a 450 daN/mq;
- 4° Schema: cm 60 di acqua nel gommone pari a 600 daN/mq;
- 5° Schema: cm 75 di acqua nel gommone pari a 750 daN/mq;

Per la misura degli spostamenti indotti dai carichi sono stati utilizzati n. 6 comparatori centesimali disposti sotto la struttura (collegati ad essa mediante un filo di acciaio INVAR), F1-F6.

Si riportano di seguito l'andamento delle frecce registrate.



La freccia massima registrata dalla prova di carico in corrispondenza di F2 (mezzeria) risulta pari a 2,66 mm.

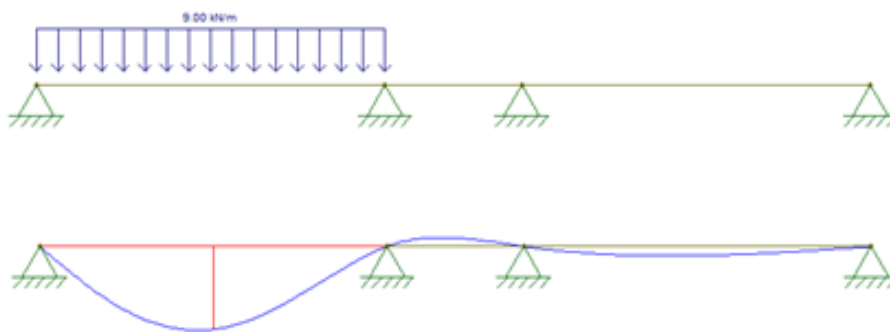
Al fine di valutarne la compatibilità con le condizioni di fatto, si riporta di seguito il calcolo teorico della freccia per una striscia di solaio pari a 1,20, corrispondente alla larghezza nominale delle lastre tralicciate in opera. A tal proposito, considerato che il solaio è realizzato con lastre tralicciate di spessore di (5 + 11 + 4) cm, come si legge dalla relazione

di collaudo e come risulta accertato in opera, la sezione di calcolo presenta la seguente caratteristiche:

$$I = 70591 \text{ cm}^4$$

$$E = 30000 \text{ Mpa}$$

Dallo schema di seguito riportato, risulta nella mezzeria del primo campo di solaio, caricato con un carico equivalente pari a $q = (750 \times 1,2) = 900 \text{ KN/m}$, una freccia pari a 3,05 mm.



Si deduce quindi che la freccia osservata dalla prova di carico, è compatibile con quella ottenuta analiticamente e la prova può ritenersi soddisfatta per quanto attiene alle verifiche di resistenza dei solai per i carichi controllati dall'uomo.

In definitiva l'edificio nelle condizioni di fatto non risulta verificato nelle condizioni di carico sismico previste dalla norma, con carenze pari a circa al 70%.