



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

PROGETTO STRUTTURALE

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	26/11/2018	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
01	08/01/2019	Modifiche a seguito di verifica del RINA	VERIFICATO DA:
02	30/10/2020	Seconda Revisione	Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA:
			Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE

ELABORATO :

05/17-**PS.RT31/02**

Edificio B Polifunzionale in acciaio

- Relazione tecnica generale ed illustrativa- Verifica dello stato di progetto



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

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 PROGETTO**

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	7
3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO – RILIEVO DEI DISSESTI.....	17
4. NORME DI RIFERIMENTO.....	20
5. CRITERI ALLA BASE DELLE VERIFICHE DELLA SICUREZZA.....	20
6. DESCRIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO.....	21
7. FONDAZIONI.....	22
8. MATERIALI.....	27
8.1 Barre di armatura per c.a.	27
8.2 Calcestruzzo gettato in opera.....	27
8.3 Profilati in acciaio per carpenteria.....	30
8.4 Bulloni e Verifica Serraggio.....	31
9. ANALISI DEI CARICHI.....	32
10. COMBINAZIONI DI CARICO.....	36
11. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA.....	37
12. DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE.....	42
13. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	45
13.1 Affidabilità e validazione dei codici utilizzati.....	45
13.2 Modalità di presentazione dei risultati.....	45
14. TIPO DI ANALISI SVOLTA E MODELLI DI CALCOLO.....	46
15. INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE CONDOTTA E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI OTTENUTI.....	47
16. PRINCIPALI VERIFICHE E SINTESI DEI RISULTATI.....	52
16.1 Verifiche per le combinazioni di carico SLV ed SLU.....	52
16.2 Verifiche per la combinazione di carico SLE.....	57
DESCRIZIONE SINTETICA DEI PRINCIPALI RISULTATI OTTENUTI.....	58

ALLEGATI - SCHEDE DEGLI INTERVENTI:

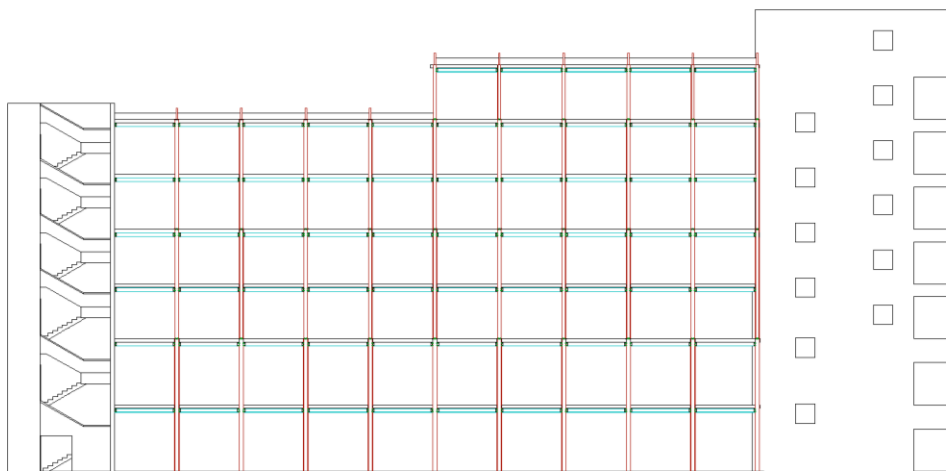
SCHEDA SI01 - Ripristino degli elementi strutturali in cls armato

SCHEDA SI02 - Sostituzione bulloni e fazzoletti negli elementi in carpenteria metallica

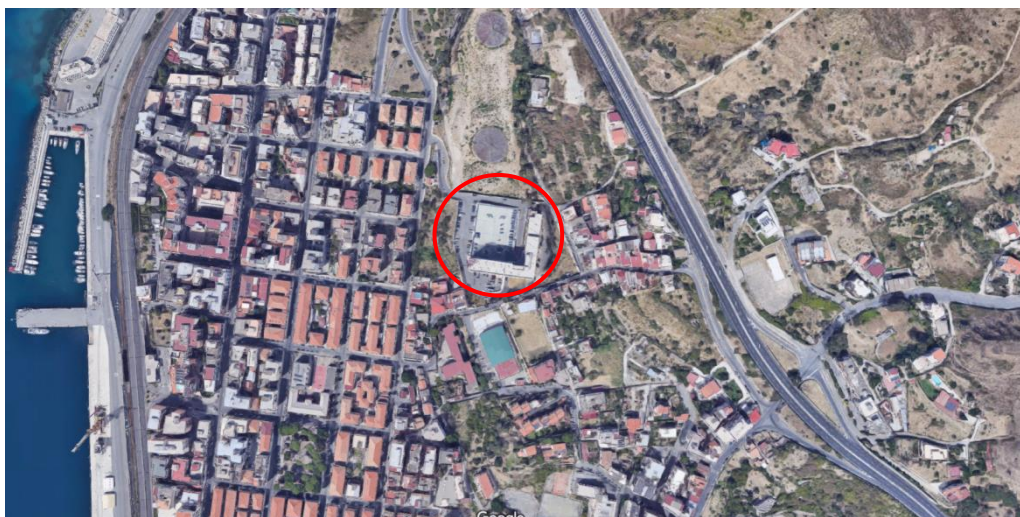
SCHEDA SI03 - Trattamento protettivo elementi in carpenteria metallica

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 170x20cm.

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).

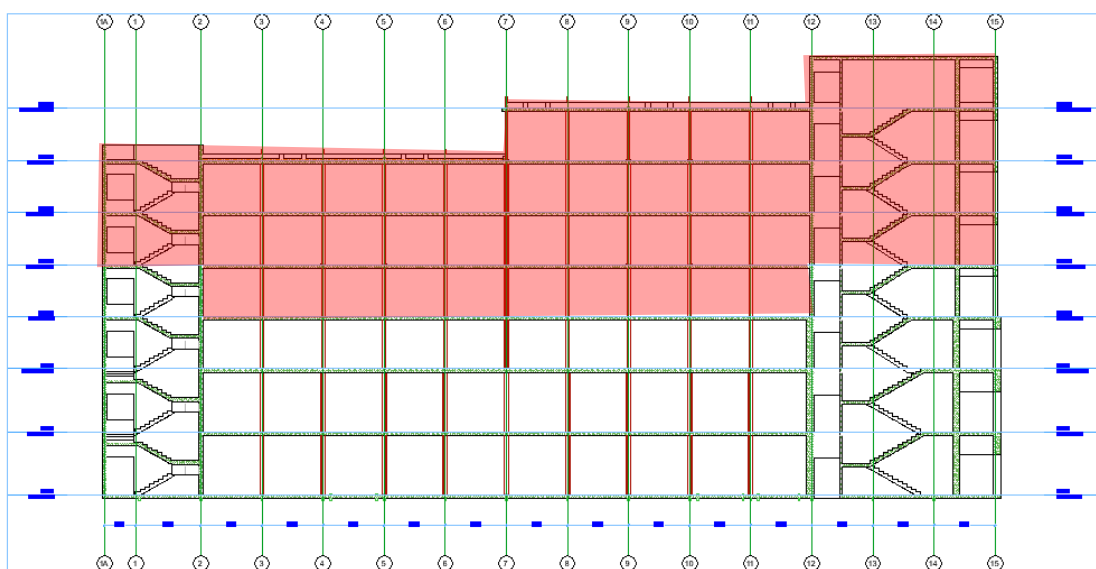
Come descritto nelle verifiche dello stato di fatto nei confronti delle azioni sismiche, è stata predisposta una procedura di analisi ricorsiva, che prevede la diminuzione delle accelerazioni di picco al suolo per individuarne il valore per cui la struttura risulta verificata nelle condizioni di stato limite SLV. In tal modo è stato valutato 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.

CONSIDERATO LE SCARSE CAPACITÀ DELL'EDIFICIO, il progetto di adeguamento sismico, considerate le esigenze della stazione appaltante, prevede la demolizione controllata di quattro dei sette piani di cui si compone l'edificio e il ripristino funzionale delle sezioni strutturali e dei dettagli costruttivi, sia delle parti realizzate in c.a. che quelle realizzate in carpenteria metallica.



Sviluppo in elevazione dell'edificio – con evidenziati i piani oggetto di demolizione



Prospetto Nord Est – con indicazione dei piani oggetto di demolizione

L'edificio, come evidenziato nella relazione di verifica sullo stato di fatto è parte di un complesso più ampio, di cui ne condivide le fondazioni. In particolare, l'agglomerato è costituito da due corpi strutturali in elevazione, sismicamente giuntati. Ai fini del progetto di adeguamento si evidenzia che la demolizione di quattro livelli determina una riduzione sostanziale dell'impegno delle strutture in fondazione che, peraltro, non presentano alcun segno di cedimenti, ammalimento o sofferenza. Pertanto, considerate le valutazioni già condotte in sede di verifica dell'edificio nel suo stato di fatto, si ritiene non necessario, in accordo a quanto previsto dalle norme vigenti, non necessario procedere ad interventi di consolidamento delle stesse. D'altra parte un qualsiasi intervento in fondazione, non necessario per quanto detto, avrebbe dovuto interessare l'intero sistema fondale e, quindi, anche le parti in corrispondenza del corpo strutturale non oggetto di intervento.

L'intervento, oltre alla demolizione controllata di quattro livelli, prevede il ripristino delle strutture mediante:

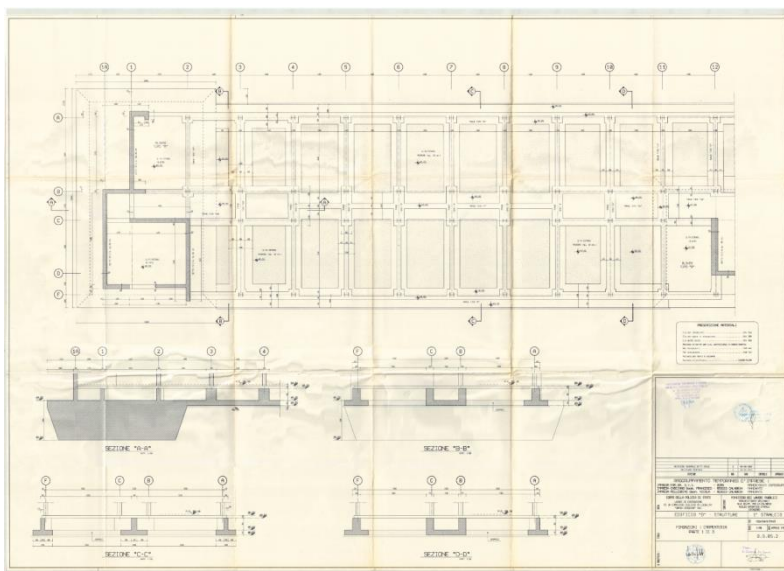
- Ricostruzione dei cupriferi ammalorati e protezione delle barre di armatura;
- Revisione dei nodi degli elementi costituenti la carpenteria metallica con sostituzione bulloni e parti ossidate; protezione degli elementi strutturali con vernice intumescente.

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

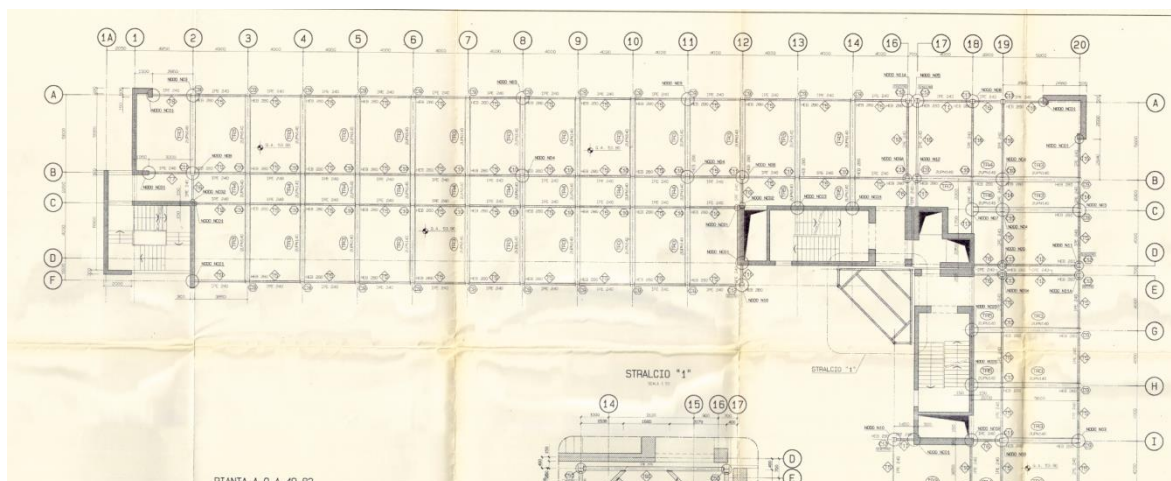
Rimandando alla Relazione sulle Indagini per i dettagli, si riportano di seguito gli aspetti salienti descrittivi della costruzione. Come risulta dagli elaborati progettuali originari disponibili, la costruzione risale alla metà degli anni '90, con progetto delle strutture a firma dell'ing. Mario Salabè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

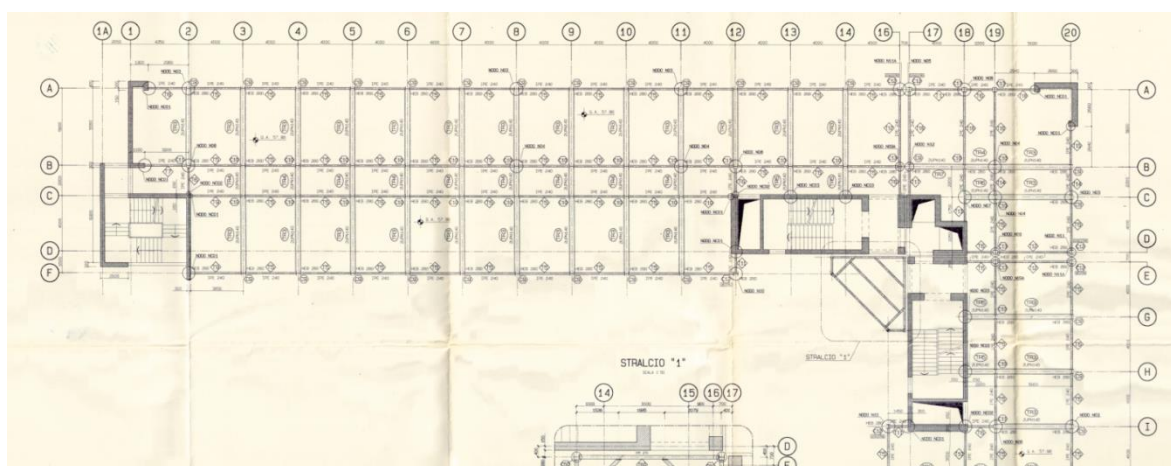
Di seguito, a completezza, si riportano le scansioni di parte delle tavole originarie, rimandando per i dettagli agli allegati alla Relazione Sulle Indagini ed agli elaborati grafici originari allegati.



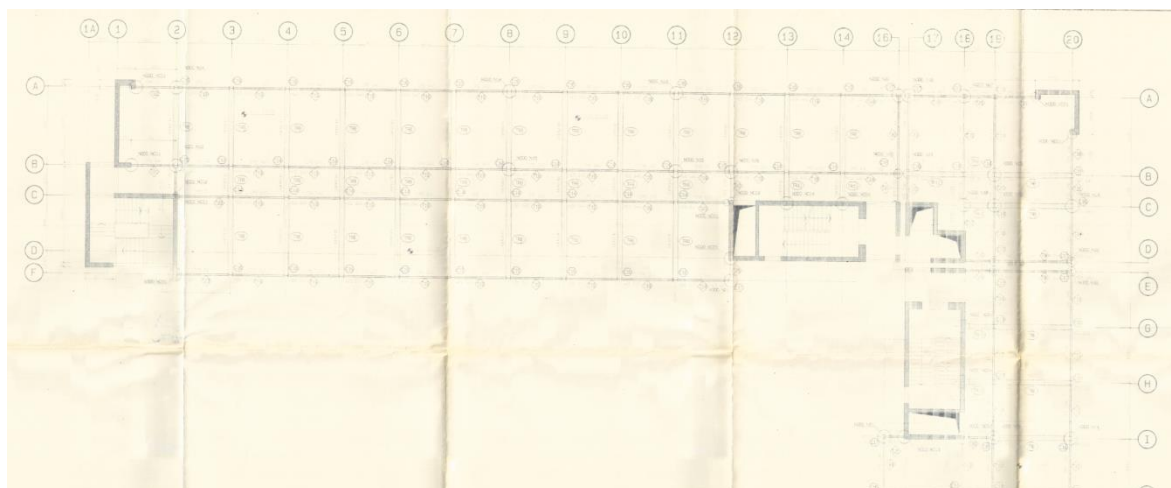
Scansione della Tavola B.S.05.02 – Fondazioni: Carpenteria parte 1 di 3



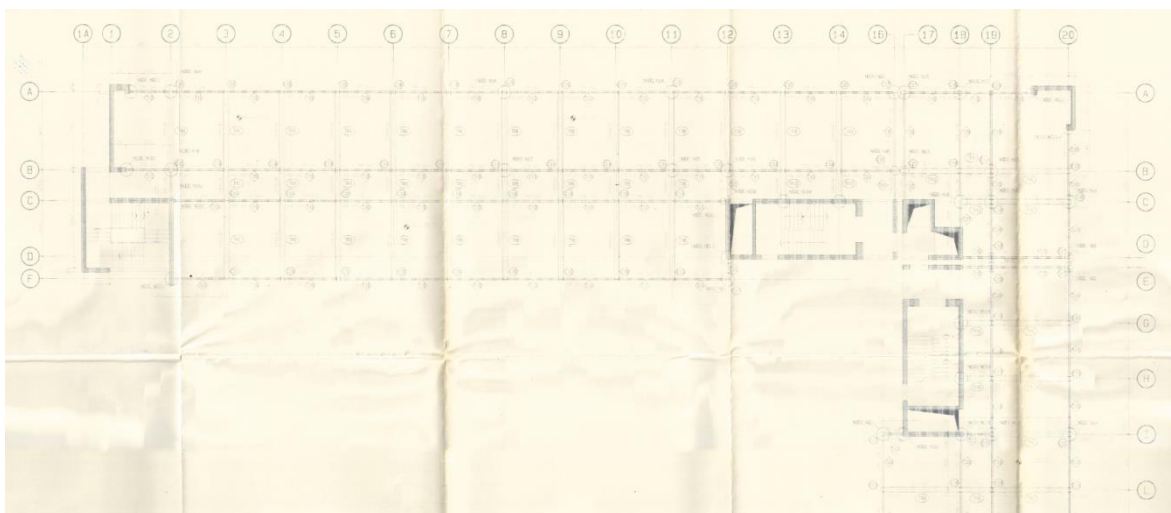
Scansione parte della Tavola B.S.26.3 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 49.82-53.90-54.00



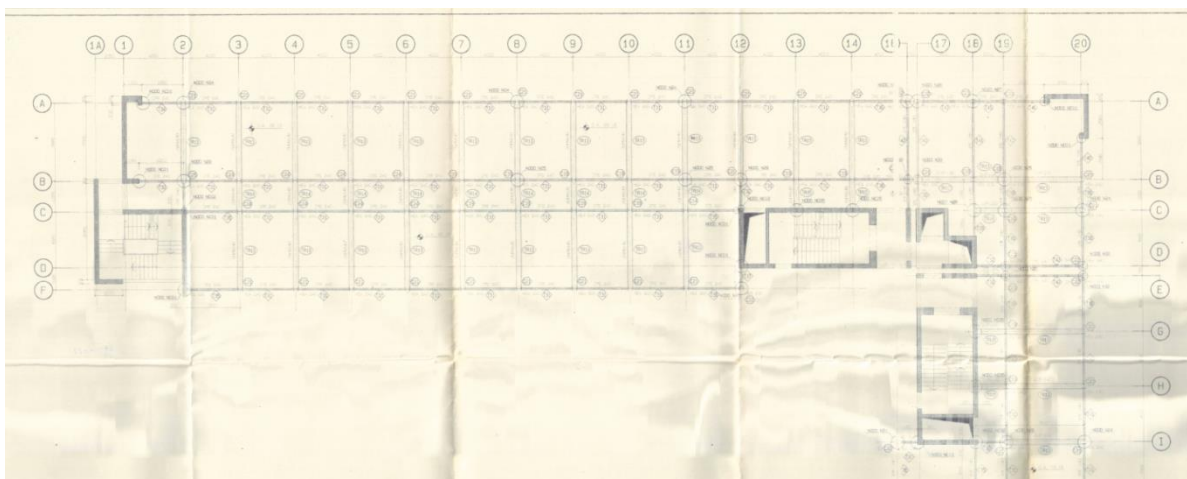
Scansione parte della Tavola B.S.27.2 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 57.98-58.08



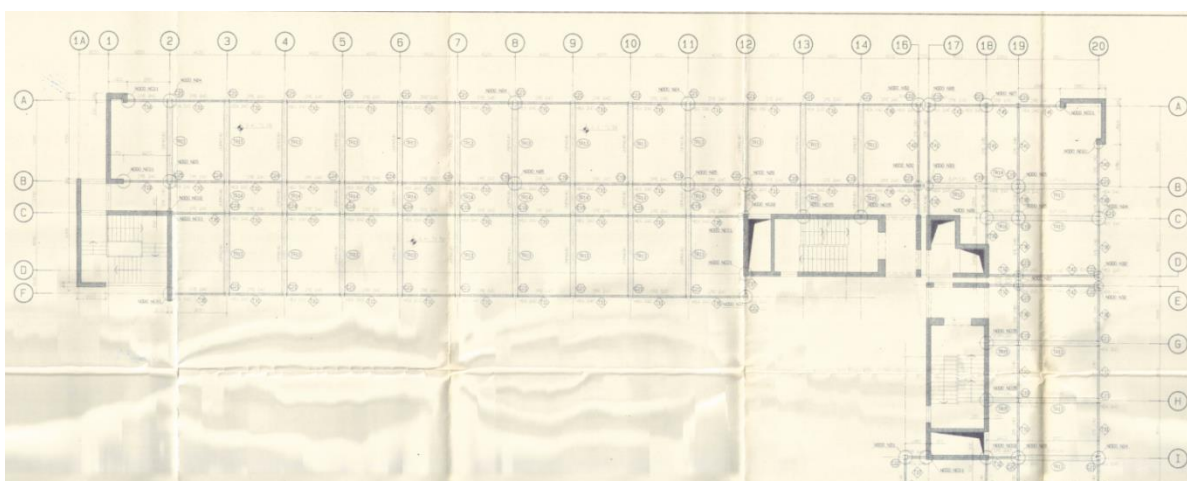
Scansione parte della Tavola B.S.28.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 61.38



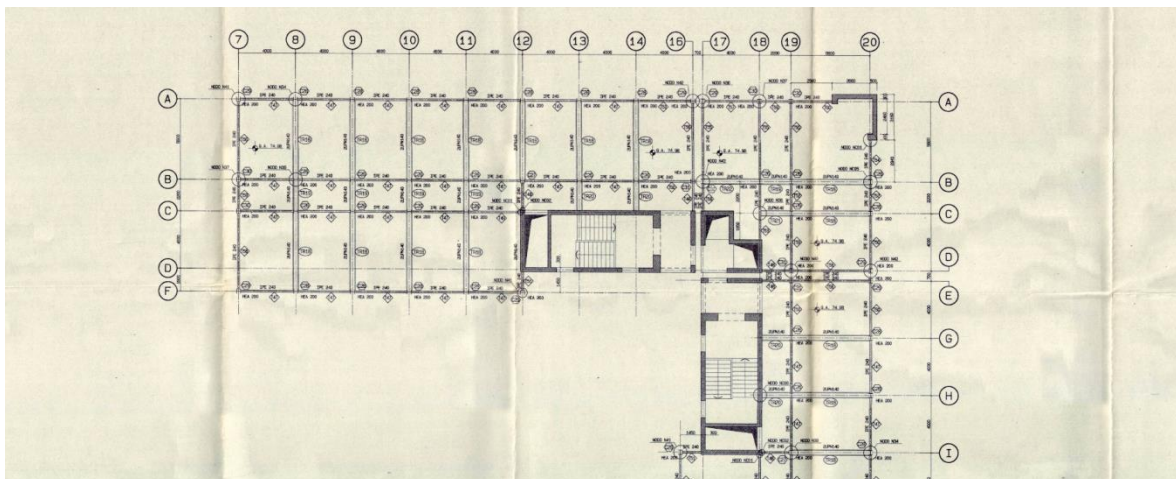
Scansione parte della Tavola B.S.29.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 64.78



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



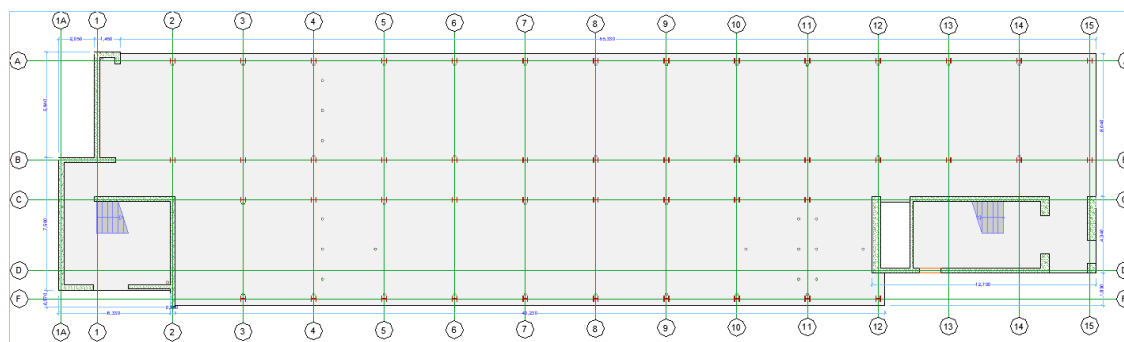
Scansione parte della Tavola B.S.31.1 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 71.58



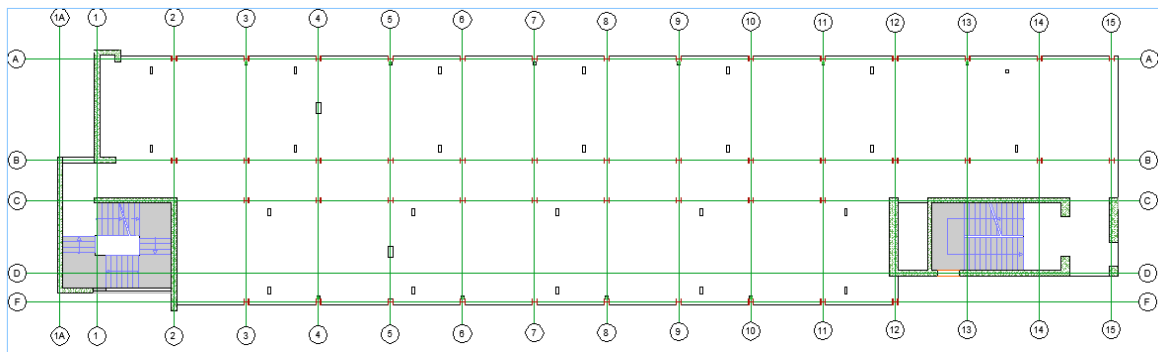
Scansione parte della Tavola B.S.32.0 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 74.98

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.

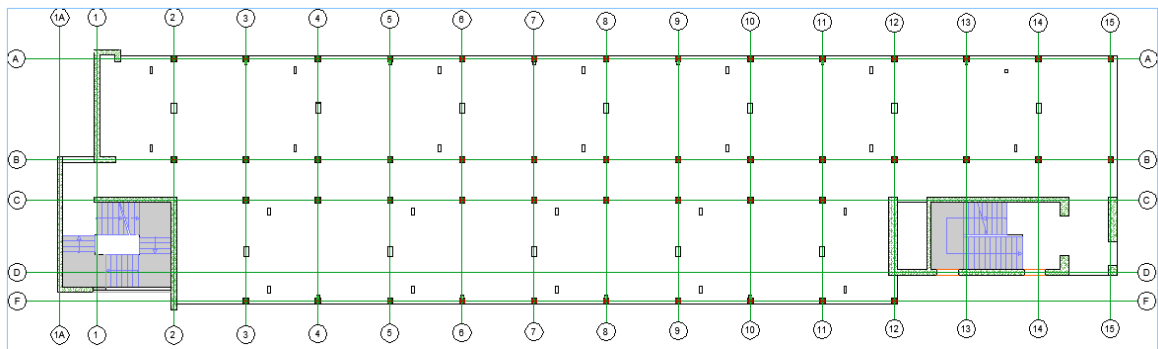
Nello specifico, la porzione del fabbricato oggetto di verifica si sviluppa per ogni impalcato per circa 740mq a meno dell'ultimo che è di circa 430mq.



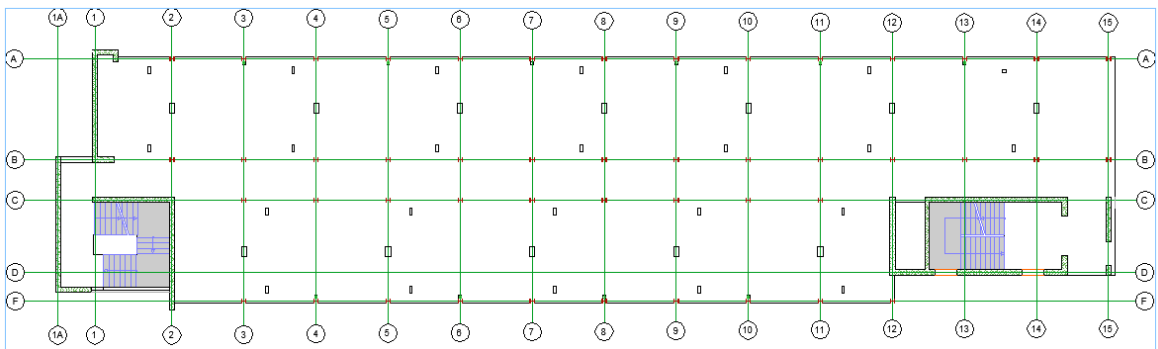
Pianta Piano Terra



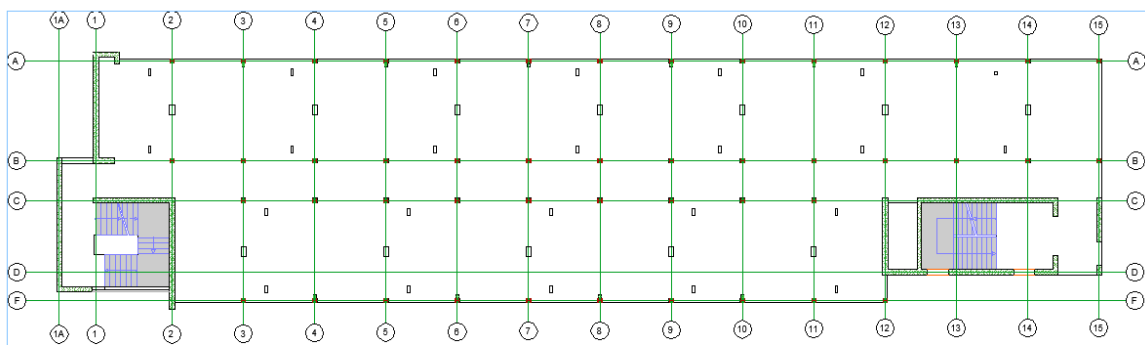
Pianta Piano Primo



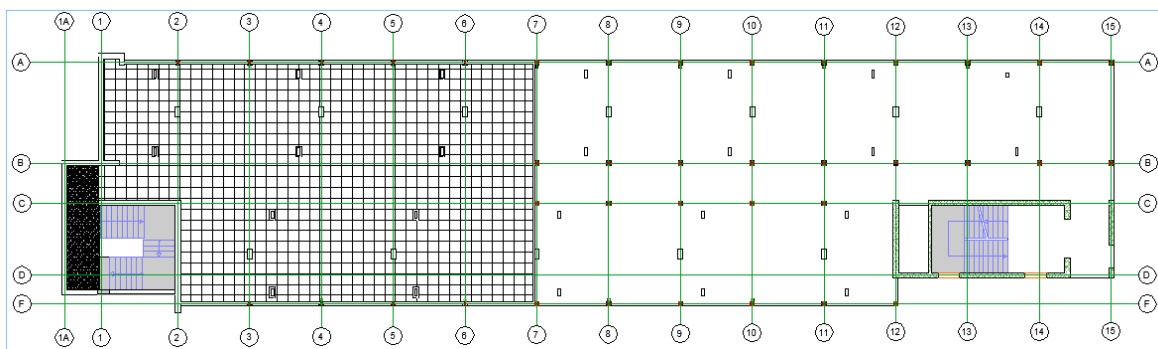
Pianta Piano Secondo



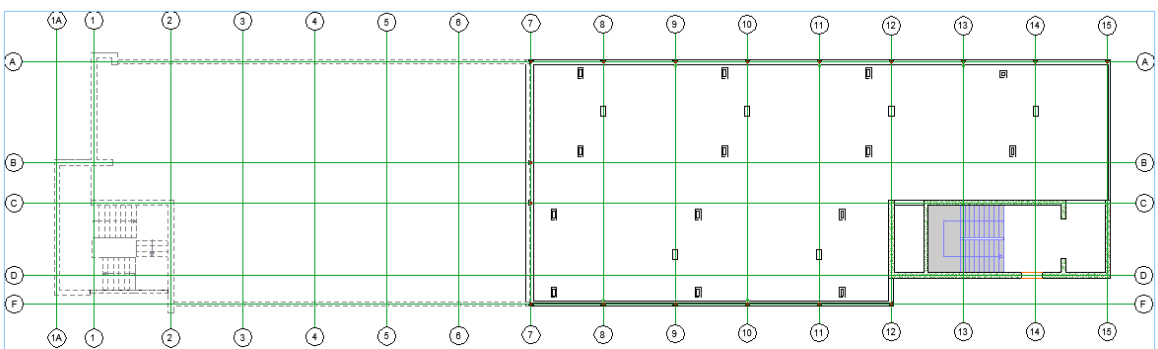
Pianta Piano Terzo



Pianta Piano Quarto

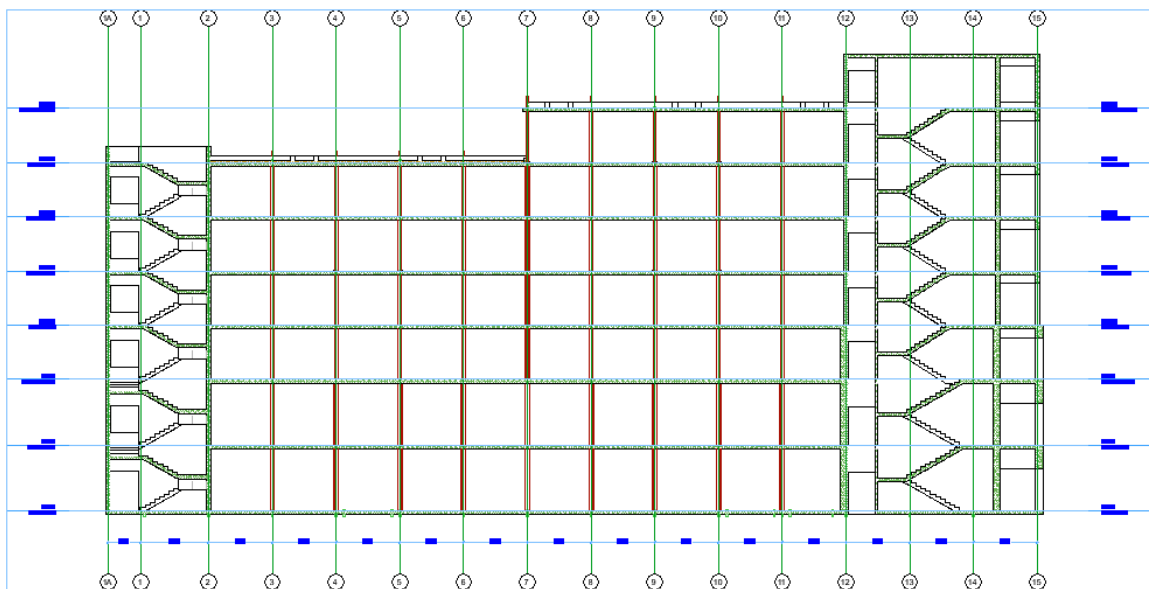


Pianta Piano Quinto



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

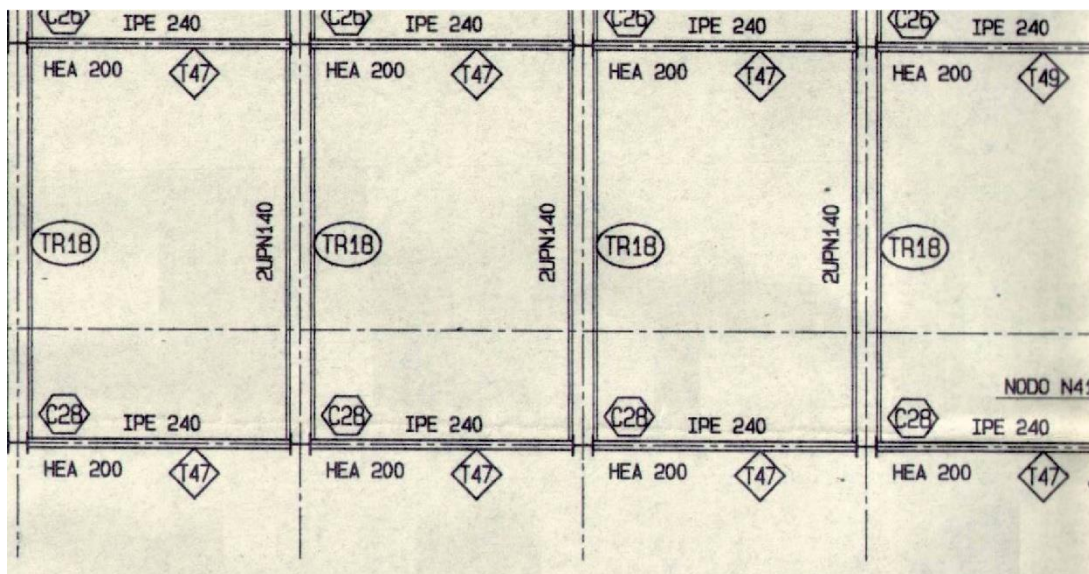
I nuclei di controvento in cemento armato sono realizzati con pareti di spessore 30cm e solette di spessore 20cm. La scala è realizzata con soletta rampante di spessore 20cm e gradini di riporto, a meno di alcune rampe che presentano travi a ginocchio estradossate.



Prospetto Nord Est – Porzione scala con trave a ginocchio

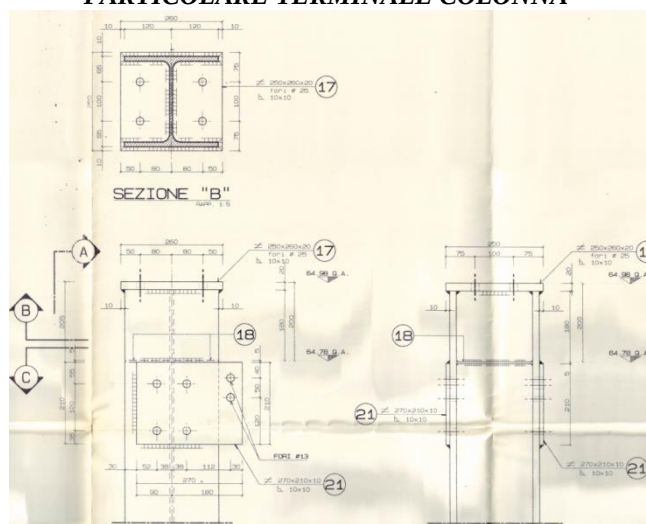
La parte dell'edificio realizzata in carpenteria metallica, presenta colonne con profili laminati a caldo del tipo HE ed elementi orizzontali principali, del tipo IPE e secondari del tipo UPN. In particolare, i pilastri al piano terra ed al primo sono realizzati con colonne HE280B continue; allo stesso 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 impalcati, 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.

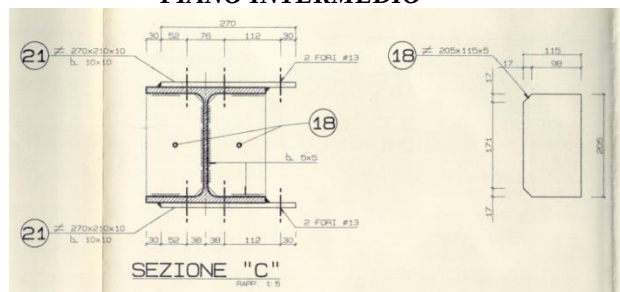


Scansione parte della Tavola B.S.32.0 – Carpenteria Metallica a Q.ta Acciaio 74.98

PARTICOLARE TERMINALE COLONNA



PARTICOLARE IRRIGIDIMENTO PIANO INTERMEDIO



Scansione parte della Tavola B.S.116.1 – Distinta di Officina colonne tipo “C21”-“C22”-“C23”



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

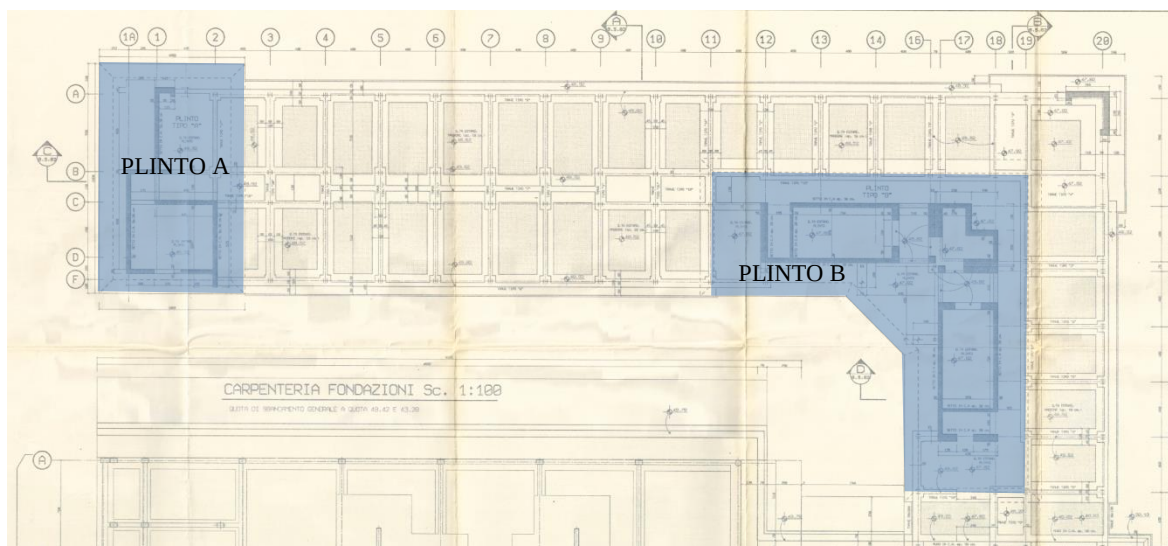
I collegamenti tra gli elementi in carpenteria metallica e tra questi e le strutture in cemento armato, sono realizzati per mezzo di unioni bullonate di classe 8.8.





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 originali 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:

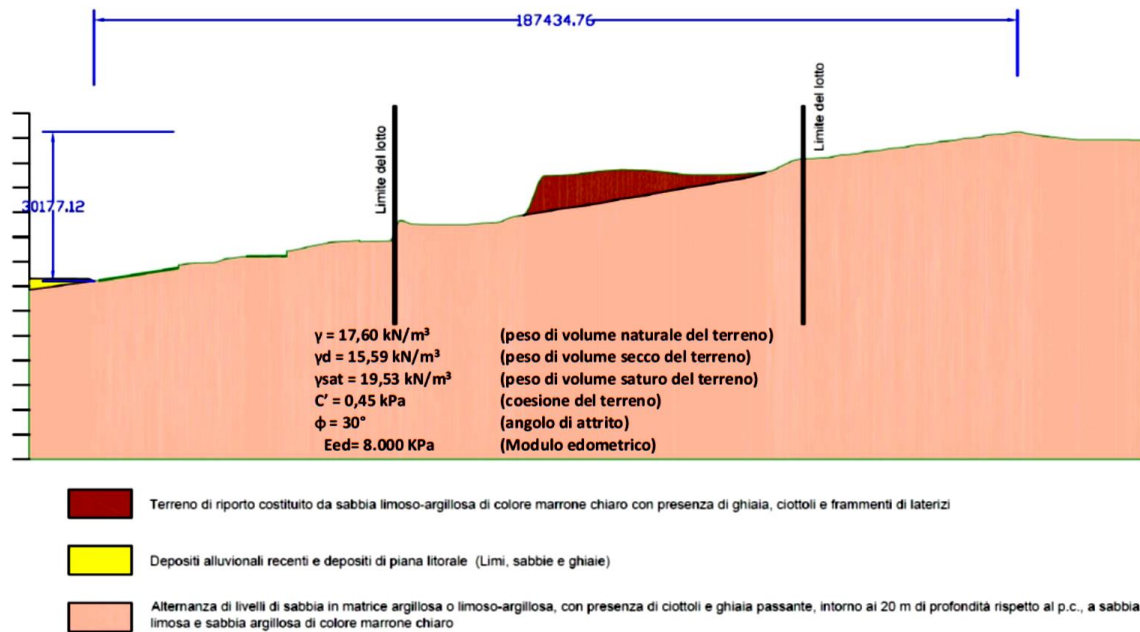
- Le informazioni contenute nei certificati originali di collaudo eseguiti dalla Tecno Sud (1993-1997);
- Le risultanze delle indagini effettuate per lo studio geologico-tecnico del territorio comunale di Reggio Calabria allegato al Piano Strutturale Comunale;
- Le risultanze delle indagini effettuate 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 $6,0 \div 6,5$ 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.

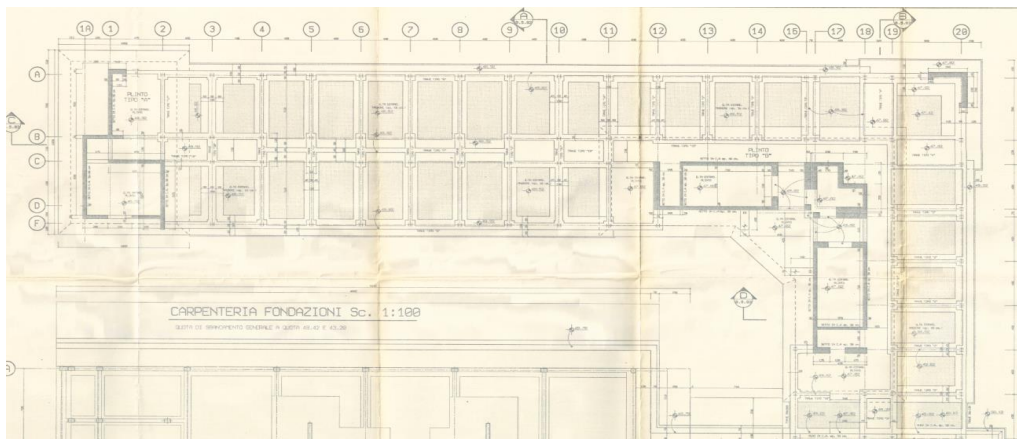
Come descritto, ai fini delle analisi è considerato il seguente modello geotecnico.



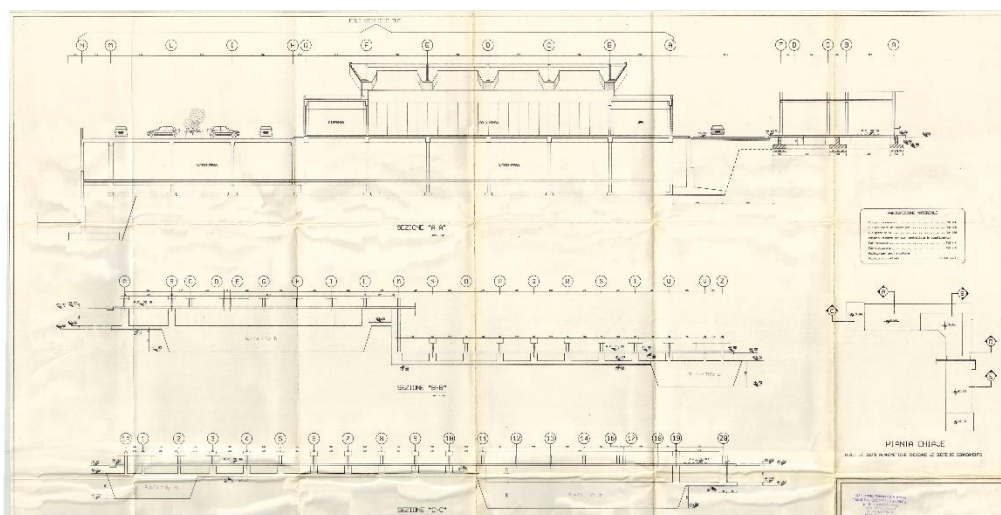
7. FONDAZIONI

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



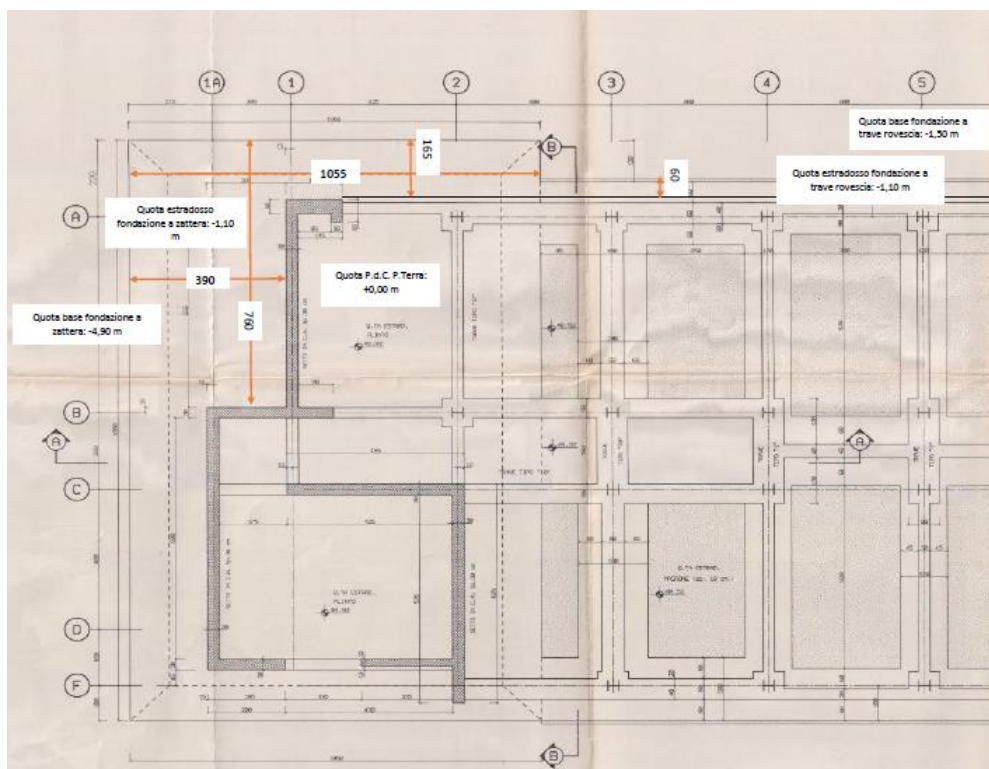
Sezioni delle strutture di fondazione

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

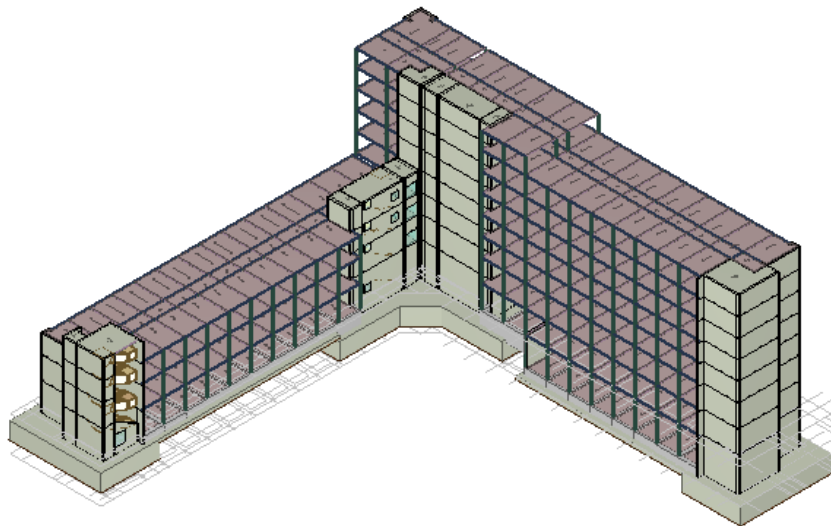
Secondo quanto riportato al *Capitolo 8 – Costruzioni esistenti – Paragrafo 3*
Valutazione della sicurezza delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018), qualora

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, in fase definitiva non si è ritenuto necessario procedere alla verifica delle fondazioni.

Per quanto attiene invece al progetto esecutivo, si è proceduto alla verifica del complesso delle fondazioni considerando le interazioni indotte dal corpo di fabbrica complessivo sul piano di fondazione. A tal proposito si rimanda alla relazione geotecnica e sulle fondazioni in cui sono descritte le analisi condotte sul modello complessivo, di seguito graficamente riportato.



Modello complessivo agli elementi finiti per la 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	f_c (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	f_c (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	f_c (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 - Primo Piano	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 più basso di quello 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 descritto da una resistenza media, scontata del fattore di conoscenza $FC=1,2$, pari a:

$$f_{cm}/FC = 16 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore di resistenza, corrisponde numericamente al valore della resistenza caratteristica di 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, cui corrisponde:

$$f_{yd} = 275 \text{ N/mm}^2$$

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	M12 C8.8	84,3	818,1	907,5	8,6
B2	M12 C8.8	84,3	824,3	899,1	8,2
B3	M12 C8.8	84,3	823,7	893,5	16,2
B4	M12 C8.8	84,3	838,8	924,8	15,8
B5	M16 C8.8	157	788,9	880,2	16,8
B6	M16 C8.8	157	776,3	876,1	17,8
B7	M16 C8.8	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

Ai fini del progetto sono stati considerati i carichi ed i sovraccarichi in accordo a quanto previsto ai punti 2.5 e 3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2018. Per i dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo. Si evidenzia che, tenuto conto della particolare tipologia strutturale e funzionale, e volendo garantire la possibilità di modificare nel futuro i layout architettonici, si assumono valori nominali medi per gli elementi non strutturali e portati (G_2), prevedendo un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2}=1,5$ come meglio specificato nel paragrafo sulle combinazioni adottate.

Carichi Permanenti Strutturali G_1

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

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

In particolare, il carico complessivo G_2 è fornito dai seguenti pesi:

01 – Massetto ($\gamma = 16,00 \text{ kN/m}^3$)

$$0,05 \times 16 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

02 – Pavimento

Per i pavimenti previsti si assume un carico pari a 0,40 kN/m².

03 – Incidenza tramezzi

le tramezzature interne sono previste realizzate con tre tipologie, in funzione dell'ambiente che racchiuderanno (servizi, uffici, ect). Di seguito vengono riportate tutte le tipologie:

La **parete tipo1** è composta da:

PARETE TIPO 1			
	STRATIGRAFIA	Spessore (mm)	Peso (Kg/m ²)
1	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
2	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
			20

La **parete tipo 2** è composta da:

PARETE TIPO 2			
	STRATIGRAFIA	Spessore (mm)	Peso (Kg/m ²)
1	Pannello carton gesso tipo Knauf lastra GKB-BV	12,5	2,83
2	Pannello tipo ekovetro P in lana minerale prodotto con tecnologia Ecosse	60	0,9
3	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
4	Incidenza profili		10,00
			23,73

La **parete tipo 3** è composta da:

PARETE TIPO 3			
	STRATIGRAFIA	Spessore (mm)	Peso (Kg/m ²)
1	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
2	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
3	Pannello tipo ekovetro P in lana minerale prodotto con tecnologia Ecosse	75	1,05
4	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10

5	Pannello carton gesso tipo Knauf IDROLASTRA H	12,5	10
6	Incidenza profili		10,00
			51,05

Considerando la tipologia 3, ovvero quella con il peso maggiore, si ottiene il seguente peso a metro lineare:

$$51.05 \times 3.00 = 153.15 \text{ kg/m} = 1.53 \text{ kN/m}$$

Ai fini del progetto esecutivo, si assume un carico di $0,80 \text{ kN/m}^2$ quale contributo al carico permanente dovuto all'incidenza tramezzi come descritto al punto 3.1.3.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018.

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

In definitiva il carico permanente sul solaio vale:

$$G_2 = 0,80 + 0,40 + 0,80 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Scale: $2,00 \text{ kN/m}$

Per le scale il peso G_2 è fornito da:

02 – *Massetto* ($\gamma = 16,00 \text{ kN/m}^3$)

$$1,30^* \times 0,05 \times 16 = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

03 – *marmi ed intonaco*

Per lo strato si assume un carico pari a $0,96 \text{ kN/m}^2$

* influenza alzate gradini.

In definitiva il carico permanente non strutturale vale:

$$G_2 = 1,04 + 0,96 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Tompagni: $0,74 \text{ kN/mq}$ (superficie in sviluppo verticale)

I rompagnoni sono previsti realizzati con due pannelli (esterno-interno), strutturalmente autonomi e composte dalle seguenti stratigrafie:

	STRATIGRAFIA - PANNELLO INTERNO	Spessore (mm)	Peso (Kg/m ²)
1	Pannello carton gesso tipo GYPSOTECH lastra STD	12,5	10,60
2	Pannello carton gesso tipo Knauf lastra GKB-BV	12,5	2,83
3	Pannello tipo ekovetro P in lana minerale prodotto con tecnologia Ecose	45	0,68
4	Incidenza profili		10,00
			24,11

	STRATIGRAFIA - PANNELLO ESTERNO	Spessore (mm)	Peso (Kg/m ²)
1	Isolastra tipo MN 115 con lastra Knauf GKB (A) accoppiata con lana minerale (LM)	100	13,3
2	Pannello tipo sistema Knauf acquapanel outdoor	12,5	16
3	Pannello tipo Isopan Isoparete Plus pannello a doppio rivestimento metallico con isolamento in poliuretano	80	13,7
4	Incidenza profili		10
			53,00

A vantaggio di sicurezza, considerata la possibilità di modifiche in esercizio, si assume per il rompagnone un peso pari a 0,74 kg/m²

Carichi Accidentali Q

Autorimessa piano terra, cat F1: 2,50 kN/mq

Piani Superiori, destinazione d'uso uffici non aperti al pubblico Cat.B1:

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.

Per il dettaglio dei carichi si rimanda ai tabulati di calcolo.

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 NTC2018 (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 NTC2018.

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 alla relazione geologica.

Dalle suddette indagini risulta 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.

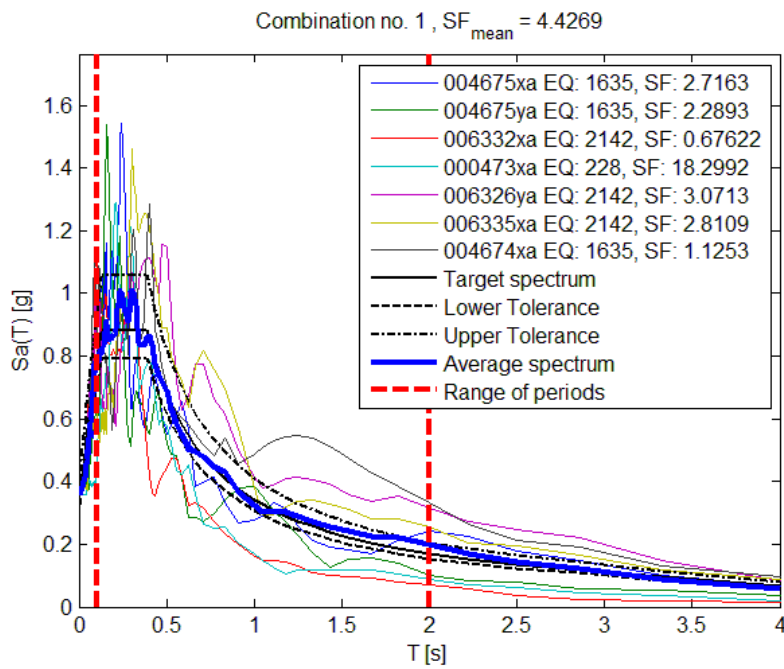
Come descritto nella relazione sismica, in relazione alle diverse condizioni di stato limite adottato nei calcoli e alle risposte spettrali attese dalle strutture, sono stati selezionati differenti set di accelerogrammi di spettrocompatibilità per la verifica delle condizioni di amplificazione di sito. 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.

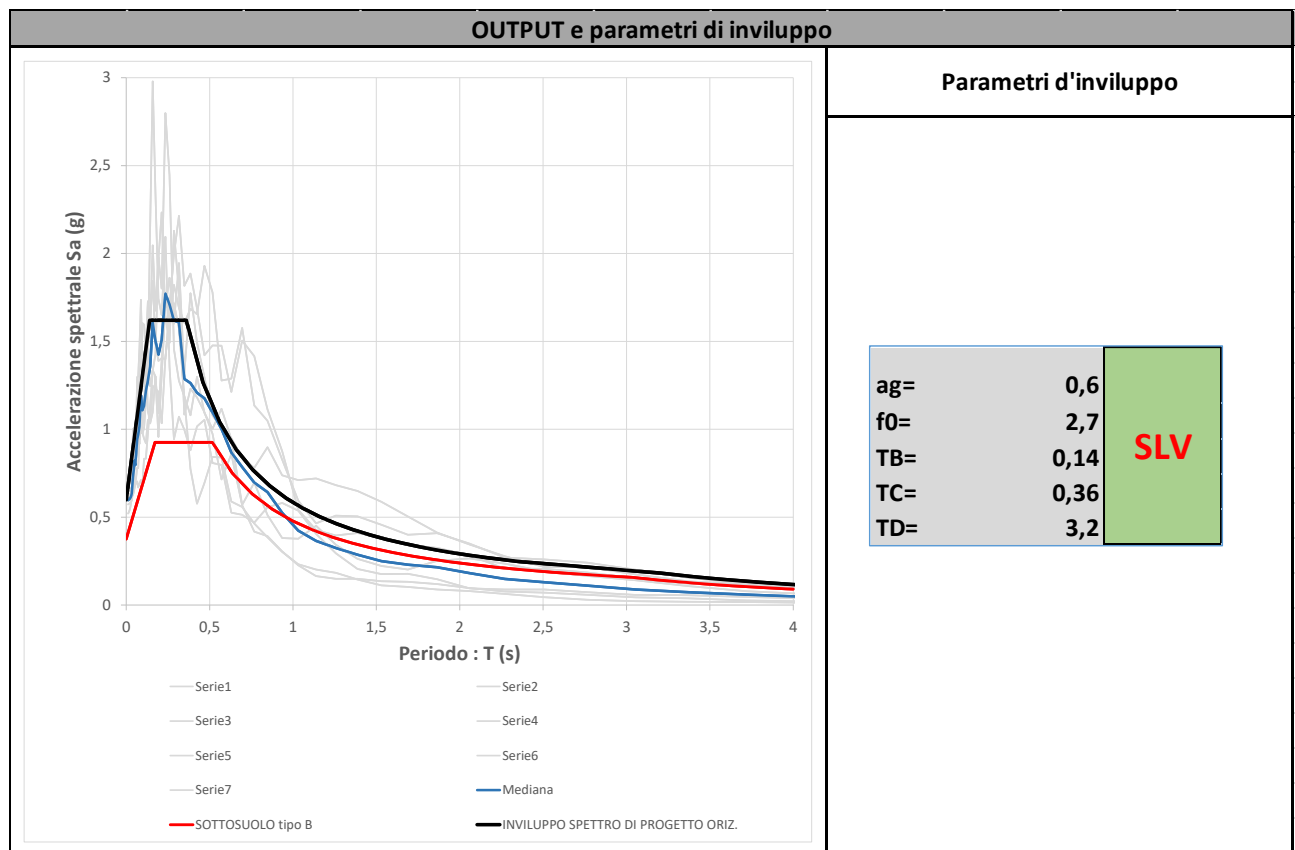
L'analisi della risposta sismica eseguita mediante il software STRATA (Kottke and Rathje, 2013) prevede la risoluzione dell'equazione del moto sismico dell'onda di taglio nel dominio delle frequenze (Seed e Idriss, 1971) in condizioni di campo libero. In particolare il modello contempla l'analisi del degrado dinamico non lineare dei materiali in termini di Modulo di taglio (G/G_0) e di smorzamento (damping, D) secondo un sistema di tipo lineare equivalente al quale è associata una aliquota della deformazione massima di taglio raggiunta che nel seguente calcolo 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.

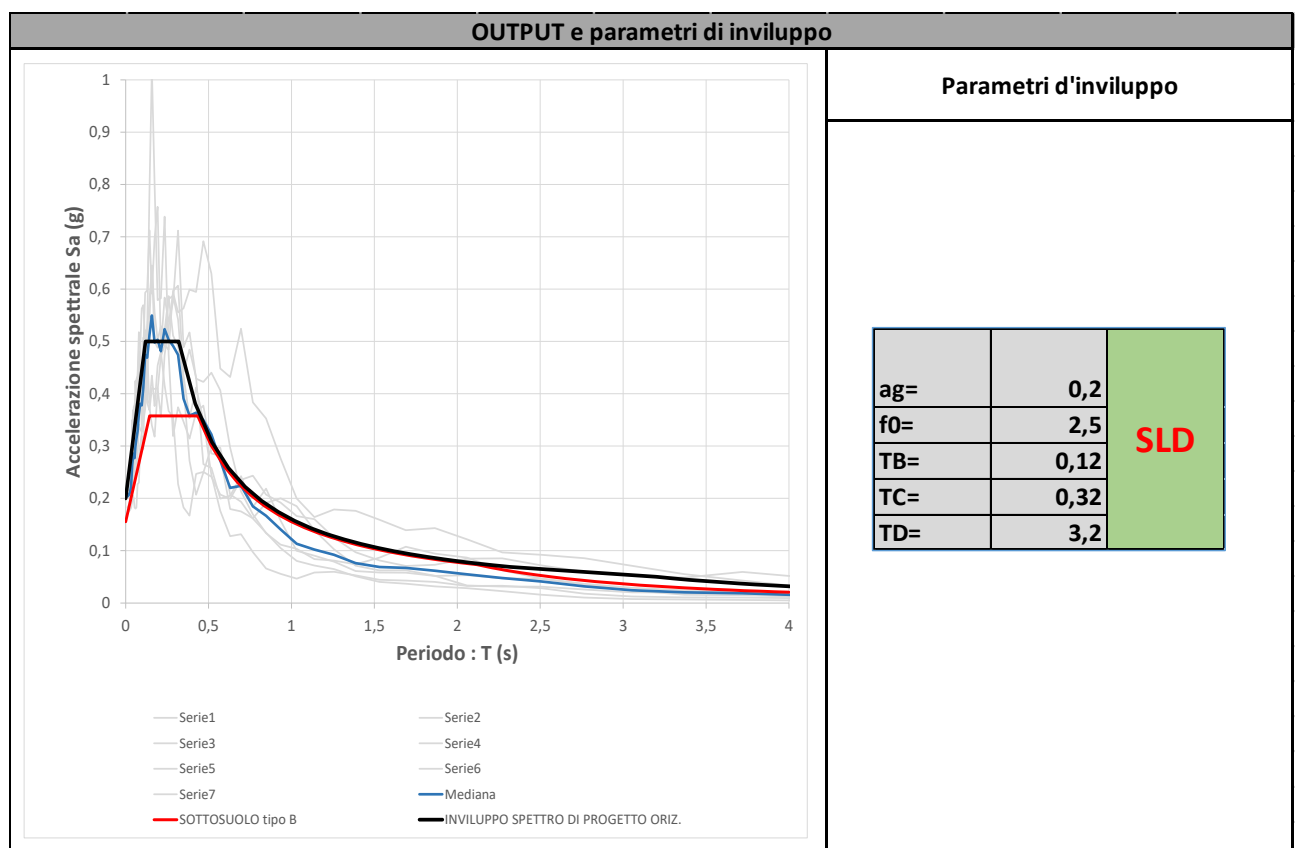
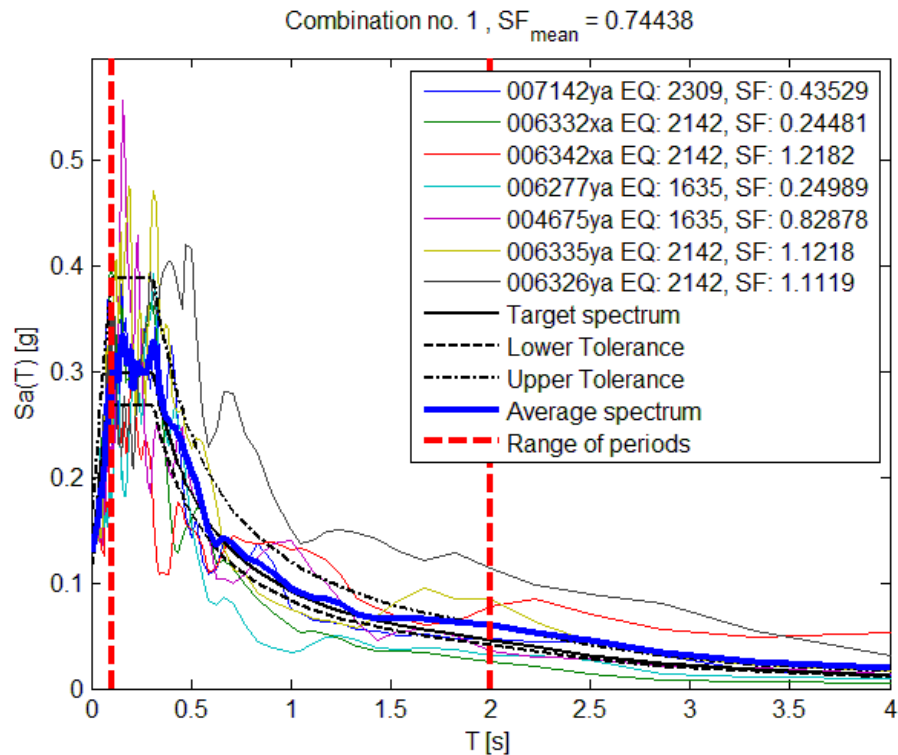
- Analisi allo SLV

Scelta del set di accelerogrammi per la spettrocompatibilità nell'intervallo 0.1 – 1.5s

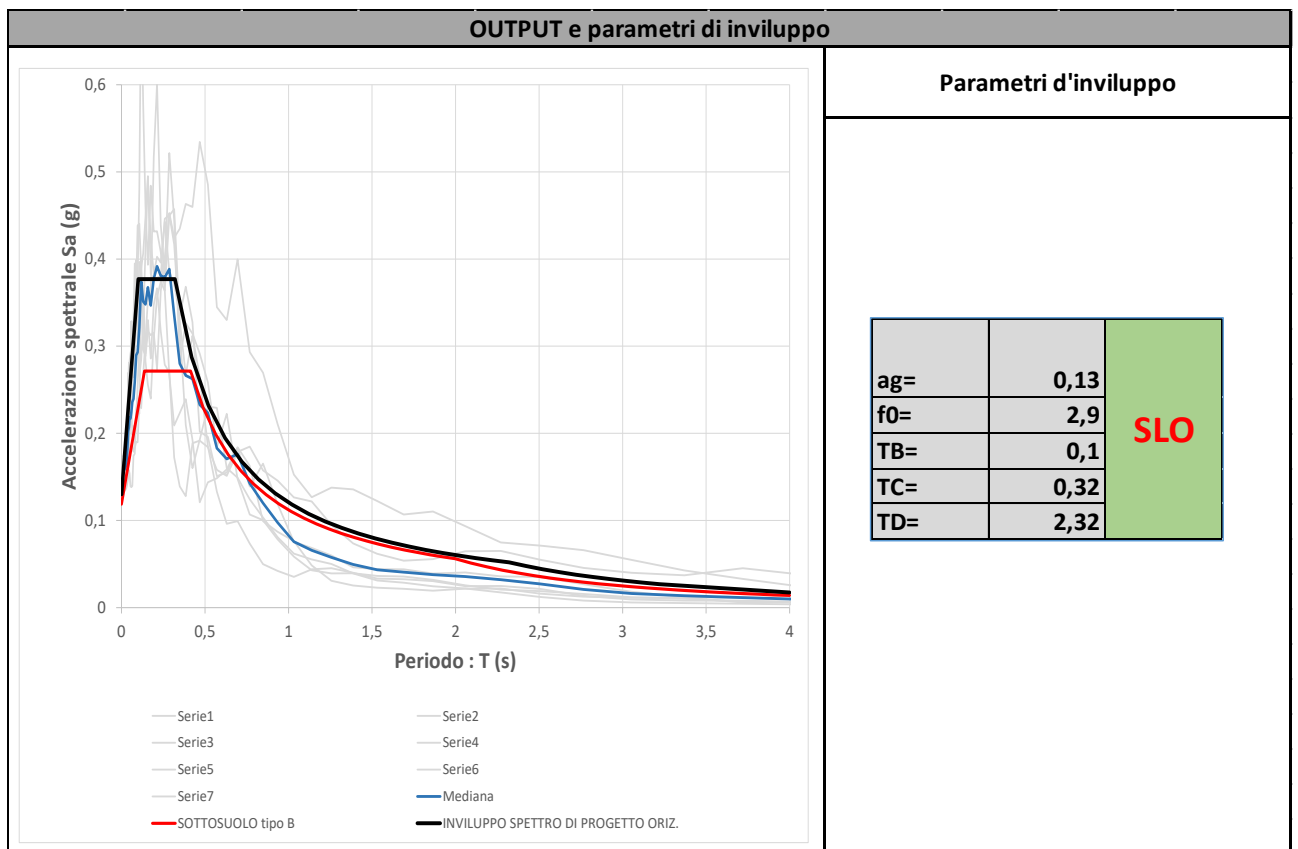
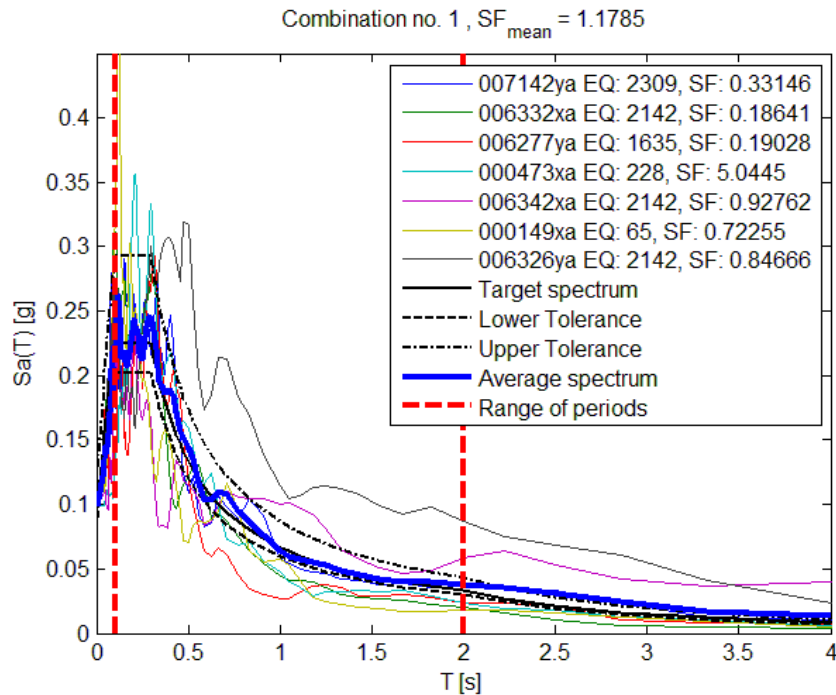




- Analisi allo SLD
- Scelta del set di accelerogrammi per la spettrocompatibilità nell'intervallo 0.1 – 1.5s



Scelta del set di accelerogrammi per la spettrocompatibilità nell'intervallo 0.1 – 1.5s



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:

- $q = 2,0 \alpha u / \alpha l$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha u / \alpha l$ negli altri casi

in cui αu e αl sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto $\alpha u / \alpha l$ 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.

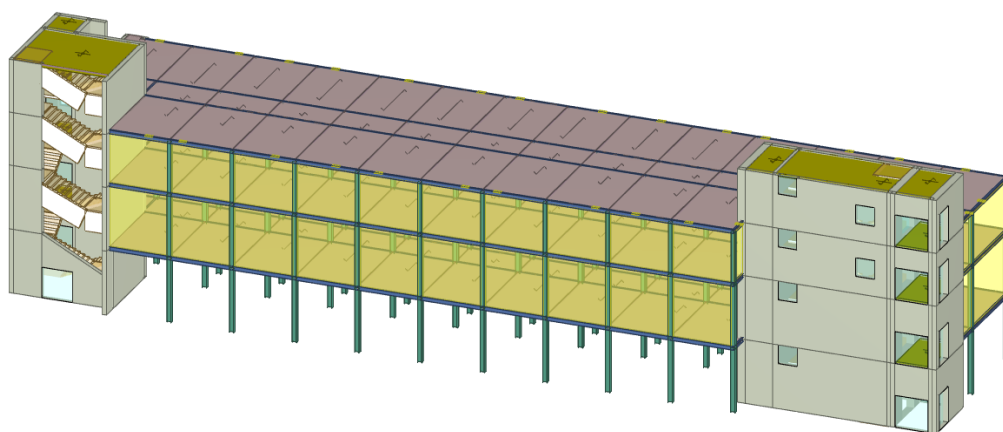
Nel caso specifico, considerato lo stato di progetto che prevede la demolizione dei livelli superiori, il ripristino di tutte le superfici di calcestruzzo e la sostituzione dei bulloni in corrispondenza di tutti i nodi in carpenteria metallica, si adotta un coefficiente di struttura pari a 1,5 volte quello previsto per gli edifici regolari in elevazione secondo quanto previsto dalla circolare:

$$q = 3,0$$

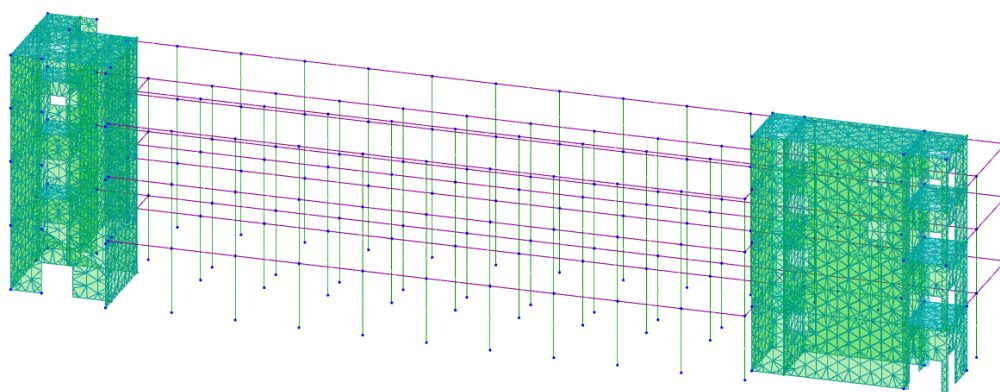
Per quanto attiene allo stato di fatto è eseguita la sola verifica nelle condizioni di carico riferite allo stato limite ultimo SLV.

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



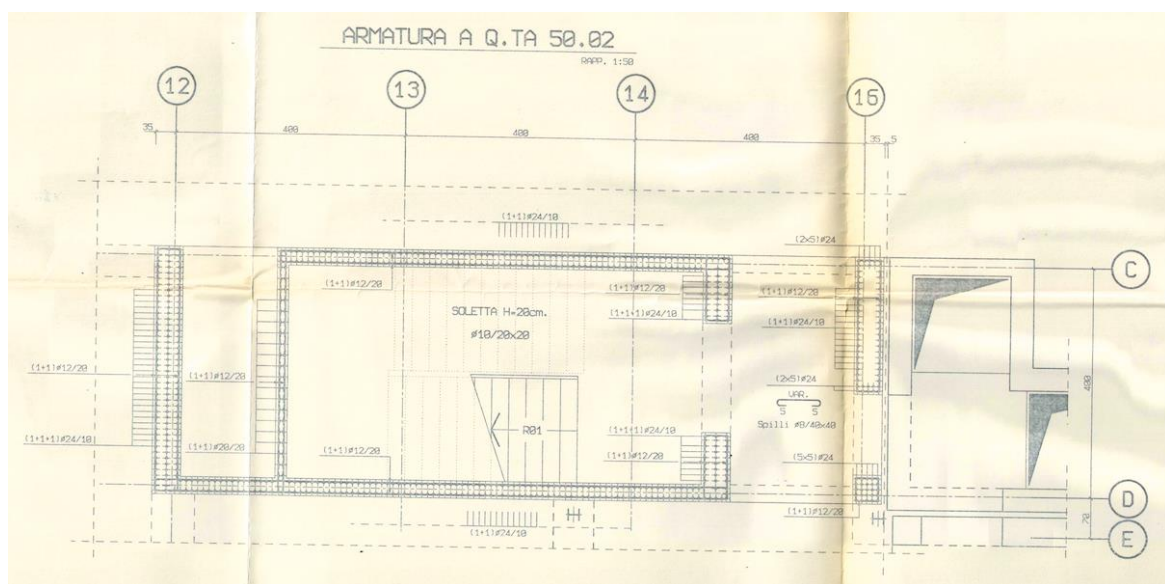
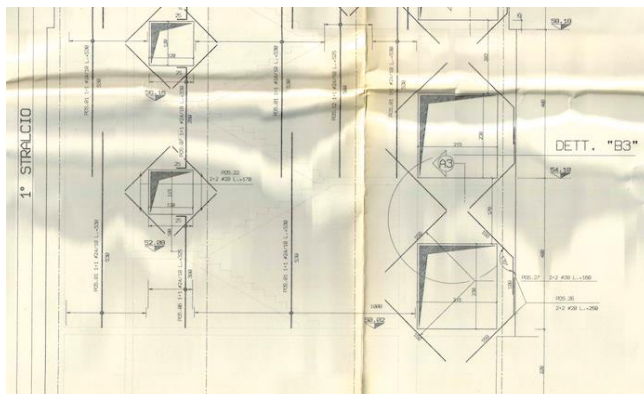
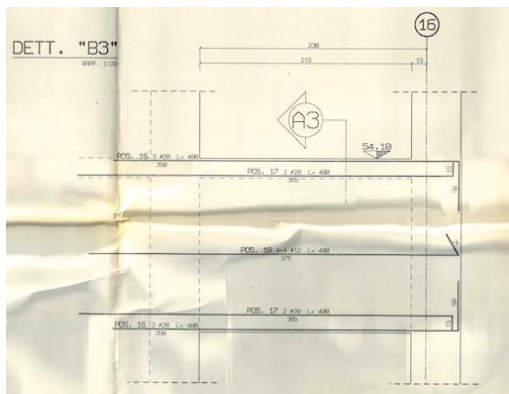
Vista modello FEM 3D

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

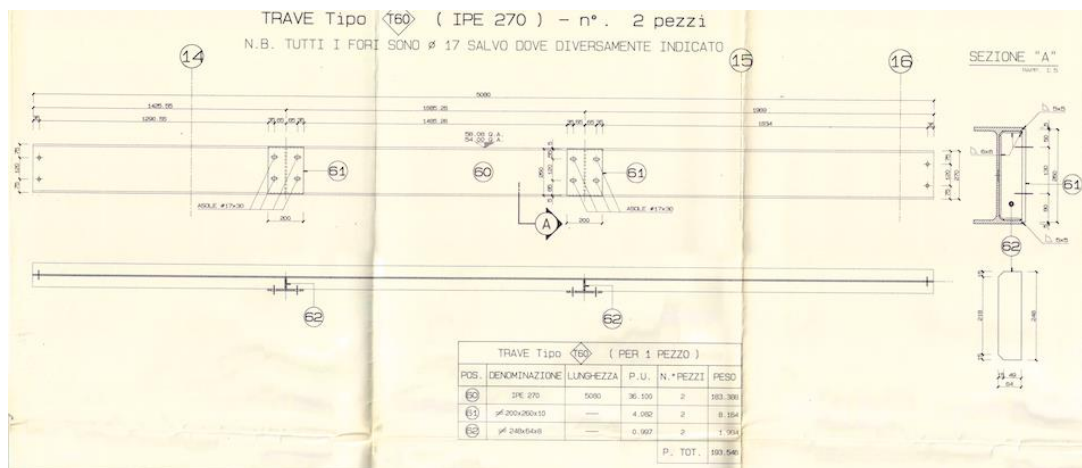
Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate. Per i dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo.

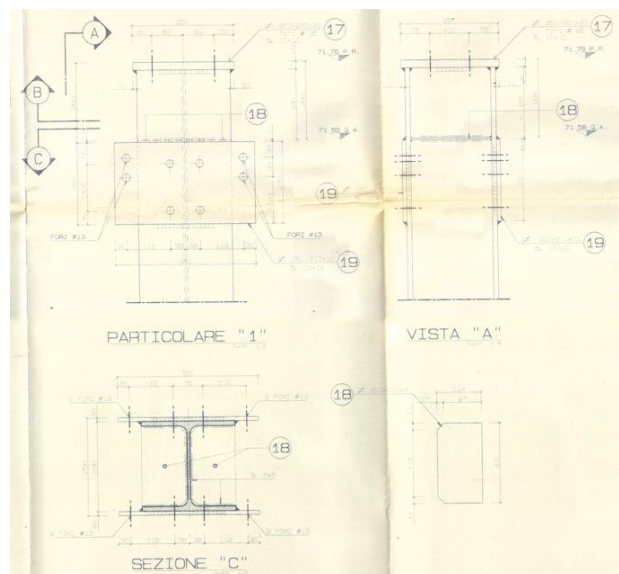
Si evidenzia inoltre che il modello è stato realizzato considerando la struttura in elevazione incastrata alla base, non dovendo verificare le strutture di fondazione. Tale assunzione risulta a vantaggio di sicurezza in quanto, viene assunta una rigidezza infinita nell'interazione terreno-struttura, portando la risposta dinamica nell'intervallo dei periodi per cui la domanda sismica risulta massima.

I dettagli costruttivi considerati nel modello di calcolo, accertata la corrispondenza con indagini e prove dirette in sito, sono stati modellati in accordo a quanto riportato nelle tavole progettuali originarie, cui si rimanda. Di seguito si riportano alcuni elementi di riferimento.



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):

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

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 mezzera ed in appoggio delle travi;
- taglio all'appoggio delle travi.

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

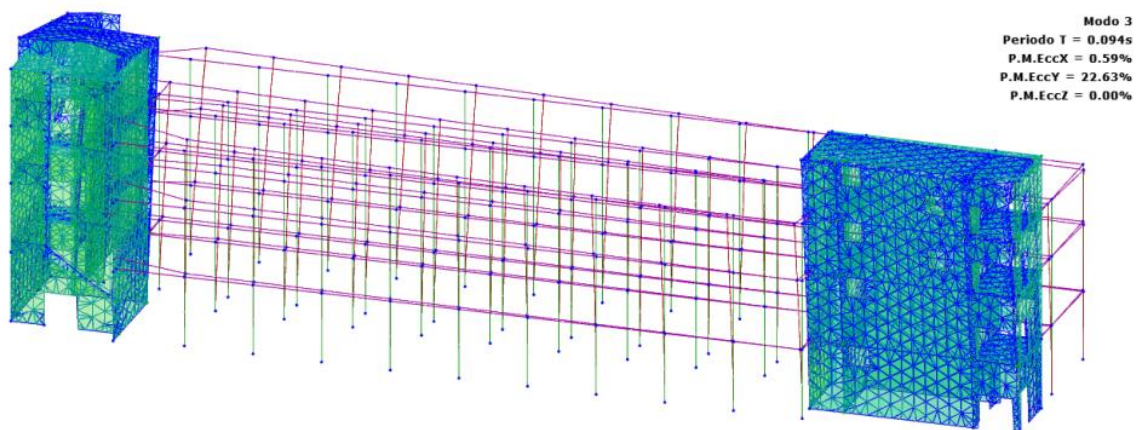
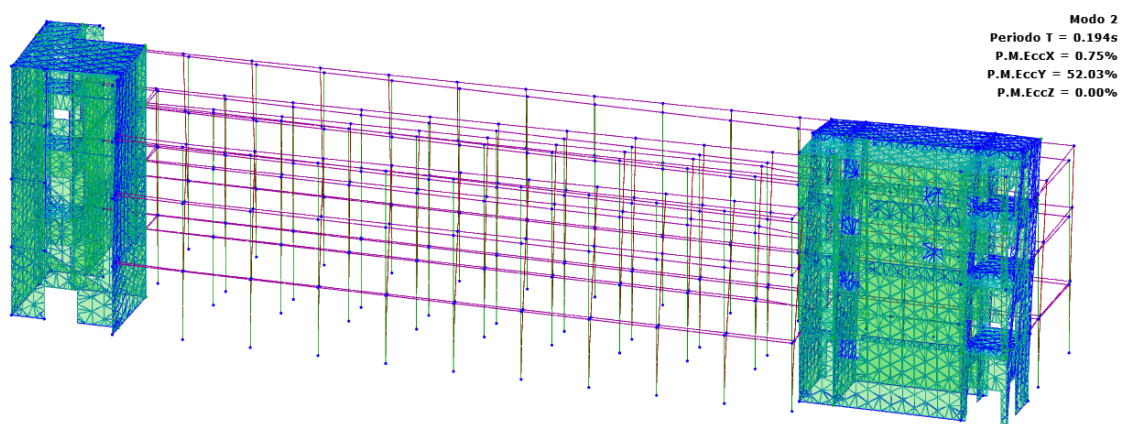
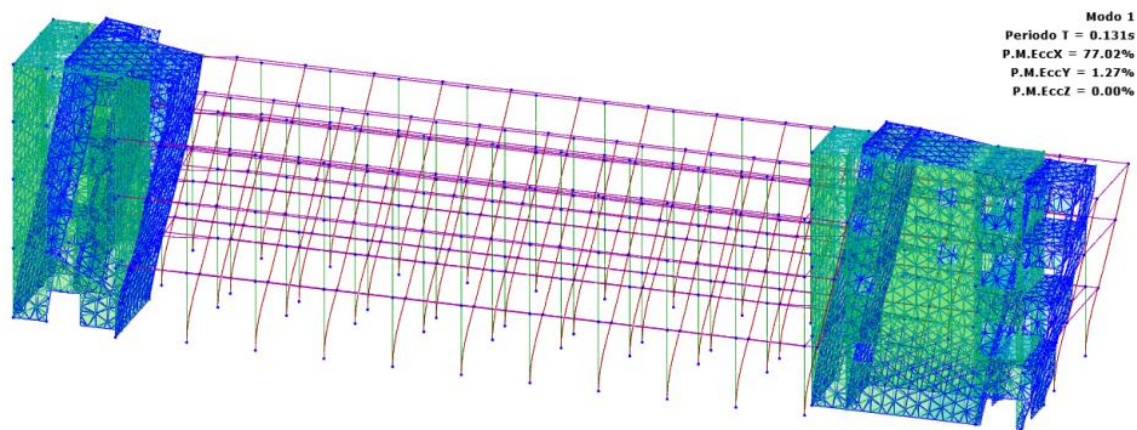
PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA

Dir	M _{Str}	M _{SLU}	M _{Ecc,SLU}	M _{SLD}	M _{Ecc,SLD}	% T.M _{Ecc}	ΣV _{Ed,SLU}
	[N-s ² /m]	[N-s ² /m]	[N-s ² /m]	[N-s ² /m]	[N-s ² /m]	[%]	[N]
X	2 716 364	2 227 601	2 169 041	2 227 601	2 169 041	97,37	16 091 582
Y	2 716 364	2 227 601	2 165 257	2 227 601	2 165 257	97,20	16 091 582
Z	2 716 364	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 97%.



Come si osserva, le prime tre forme modali presentano periodi rispettivamente pari a 0.131, 0.194, e 0.094s 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 0.194s. Come si osserva, inoltre, la seconda e la terza forma modale (Modo 3) evidenziano una rototraslazione a causa dell'eccentricità

tra baricentri delle masse e delle rigidezze dovuta 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 $G_1+G_2+\psi Q$.

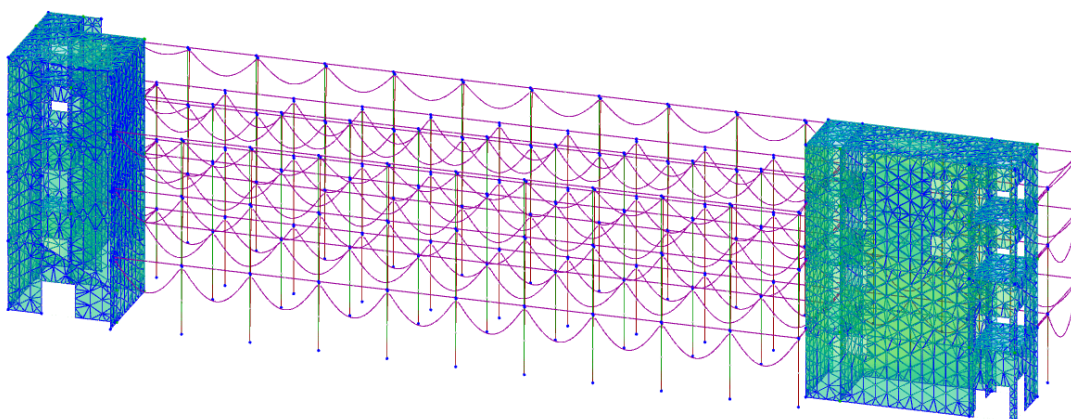


Diagramma dei momenti flettenti

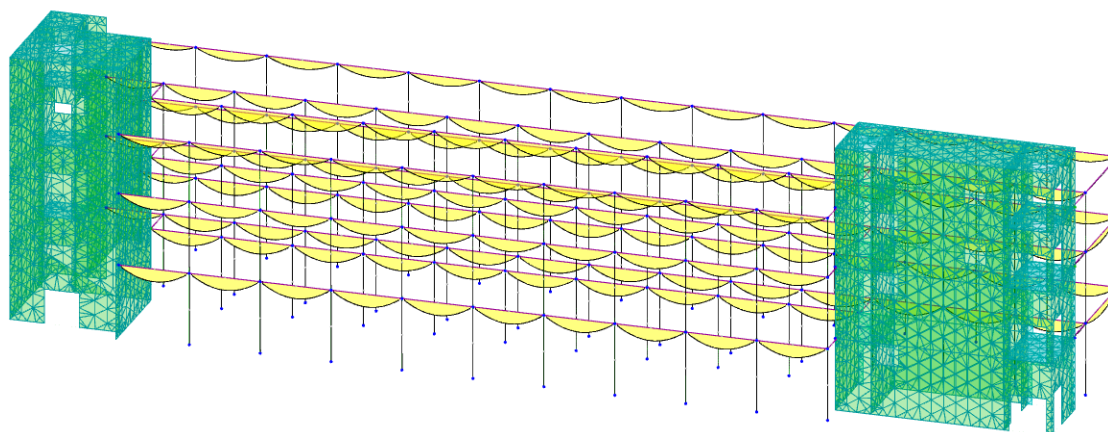


Diagramma delle deformazioni

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.

Id Piano	Q _{Lv}	H _{Lv}	Rd _{Tmp}	Irr _{Tmp}	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 Terzo	11,60	3,40	NO		163 928	9 343 872	2 714 473	0	0	0	0
Piano Secondo	8,20	3,40	NO		550 393	17 714 188	7 208 916	0	0	0	0
Piano Primo	4,10	4,10	NO	NO	696 978	20 974 405	9 843 271	0	0	0	0
Piano Terra	0,00	4,10	NO		727 544	31 109 377	18 770 217	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.

Rd_{Tmp} 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: [SI] = Piano con riduzione dei tamponamenti - [NO] = Piano senza riduzione dei tamponamenti.

Irr_{Tmp} 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 SLU, riferite agli assi X ed Y del riferimento globale.

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

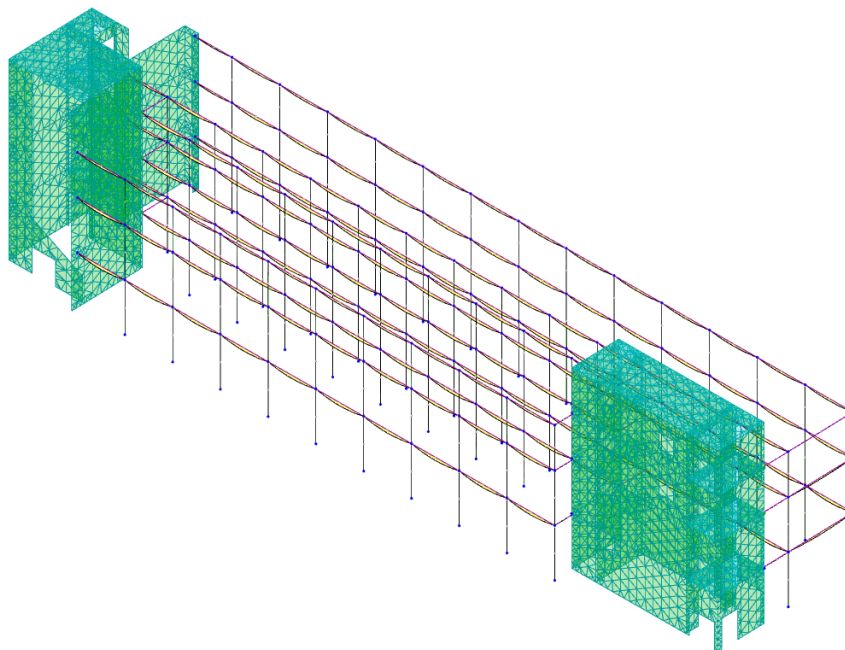
R_{ric} Valori delle Resistenze Richieste di Piano, valutate allo SLU, relative al sistema di riferimento globale X, Y, Z.

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

Al fine di un ulteriore controllo dei risultati ottenuti, sono stati confrontati i valori massimi di sollecitazione (momenti flettenti) calcolati con il modello numerico FEM e stimato dall'analisi dei carichi con le procedure della Scienza delle Costruzioni.

Dal modello numerico, per la combinazione 'carichi statici' risulta il seguente momento massimo:

$$M_{max} = 57.453 kNm$$



Andamento momenti flettenti travi in acciaio– condizione di carico ‘carichi statici’

La suddetta trave presenta una lunghezza di 4.00mt e supporta un solaio per una larghezza di 5.50mt

Pertanto, considerati i carichi agenti pari a

Peso Proprio	262 kg/m ²
Qp Solaio	200 kg/m ²
Q Fissi Solaio	300 kg/m ²

Si ottiene che il carico distribuito sulla trave, che è pari al taglio generato agli appoggi del solaio, considerando i coefficienti di amplificazione, vale

$$Q_{tot} = (1.3 \times 262 + 1.5 \times 200 + 1.5 \times 300) \times 5.50 / 2 = 2999.15 \text{ kg/m}$$

Che produce un momento massimo in mezzera della trave pari à:

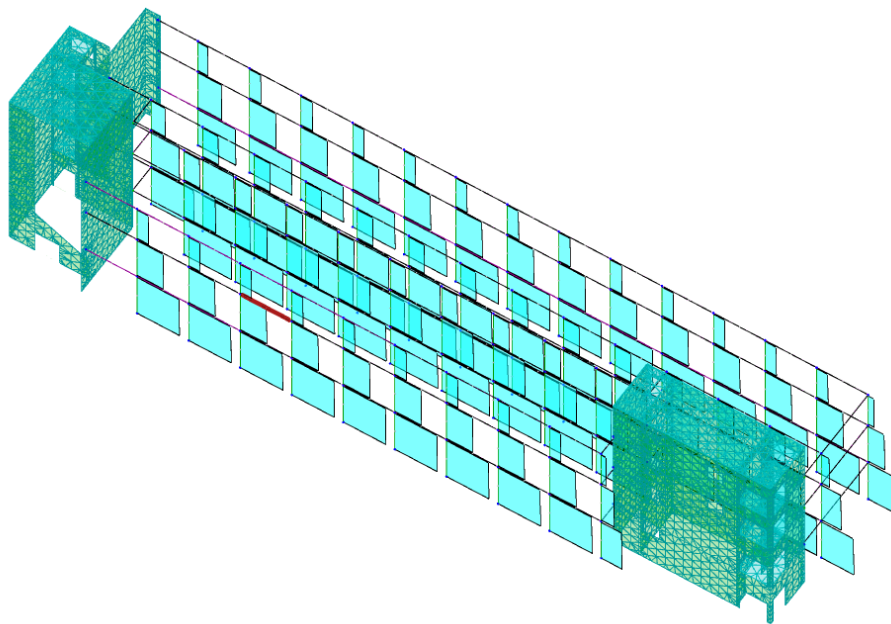
$$M_{max} = q \times l^2 / 8 = 2889.15 \times 4^2 / 8 = 5998.2 \text{ kgm} = 59.98 \text{ kNm}$$

$$\Delta_{diff} = (59982 - 57423) / 59982 = 0.042 = 4.2\%$$

In definitiva, anche tali verifiche risultano soddisfatte.

Infine, si riporta a titolo di esempio, anche la verifica del carico massimo alla base di una colonna esterna. Dal modello numerico, per la combinazione 'carichi statici' risulta il seguente sforzo normale massimo:

$$N_{max} = 369578 \text{ kN}$$



Andamento sforzi normali pilastri in acciaio– condizione di carico ‘carichi statici’

Sulla base della suddetta pilastrata scaricano tre impalcati ed il peso della pilastrata stessa:

Scarico impalcati

$$3 \times 2 \times Q_{\text{tot}} \times l/2 = 3 \times 2 \times 2999.15 \times 4/2 = 35989 \text{ kg} = 359.90 \text{ kN}$$

Peso Pilastrata

$$P_{\text{HEA280}} \times H_{1 \text{ e } 2 \text{ imp}} + P_{\text{HEA280}} \times H_{1 \text{ e } 2 \text{ imp}} + P_{\text{HEA240}} \times H_{3 \text{ imp}} = 76.4 \times 4.10 + 76.4 \times 3.40 + 60.30 \times 3.4 = 778.02 \text{ kg} = 7.78 \text{ kN}$$

Scarico totale

$$N_{\text{tot}} = 359.90 + 1.3 \times 7.78 = 370.00 \text{ kN}$$

Anche tale confronto tra i valori dello sforzo normale tra il modello FEM e questi precedentemente calcolati forniscono errori accettabili.

$$\Delta_{\text{diff}} = (370000 - 369578) / 370000 = 0.0011 = 0.11\%$$

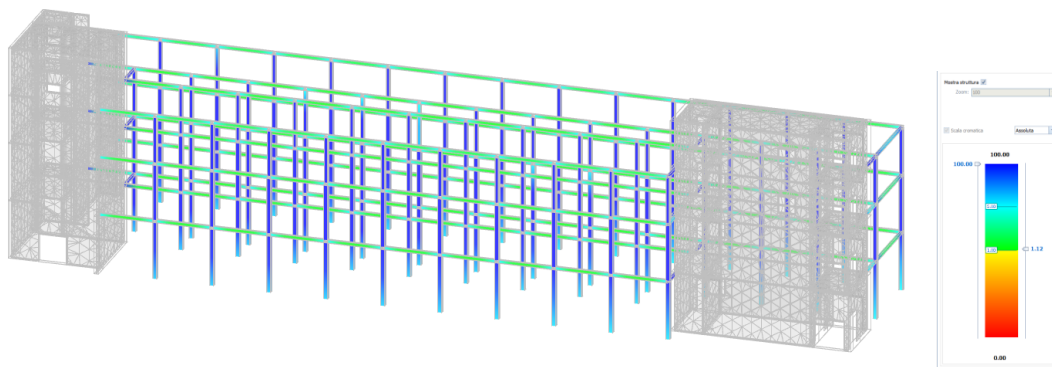
In definitiva, anche tali verifiche risultano soddisfatte.

16. PRINCIPALI VERIFICHE E SINTESI DEI RISULTATI

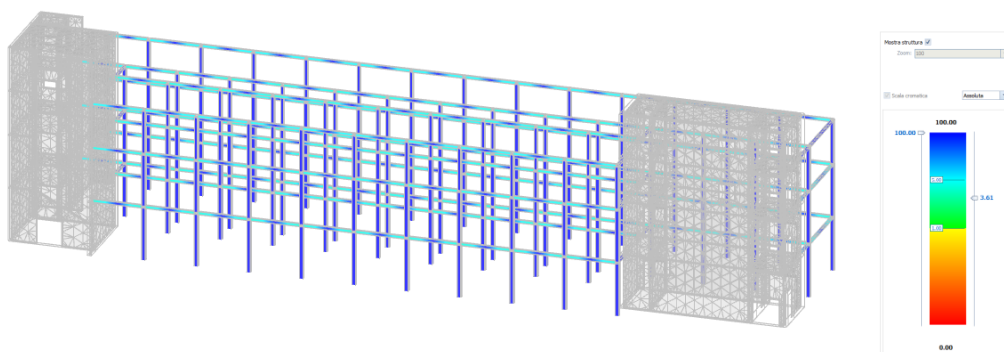
Al fine di valutare le capacità dell'edificio nello stato di fatto nei confronti delle azioni sismiche e dei carichi governati dall'Uomo, sono state condotte le verifiche nei confronti degli Stati Limite ultimi SLU e SLV, nonché le verifiche nei confronti dello Stato Limite SLE.

16.1 Verifiche per le combinazioni di carico SLV ed SLU

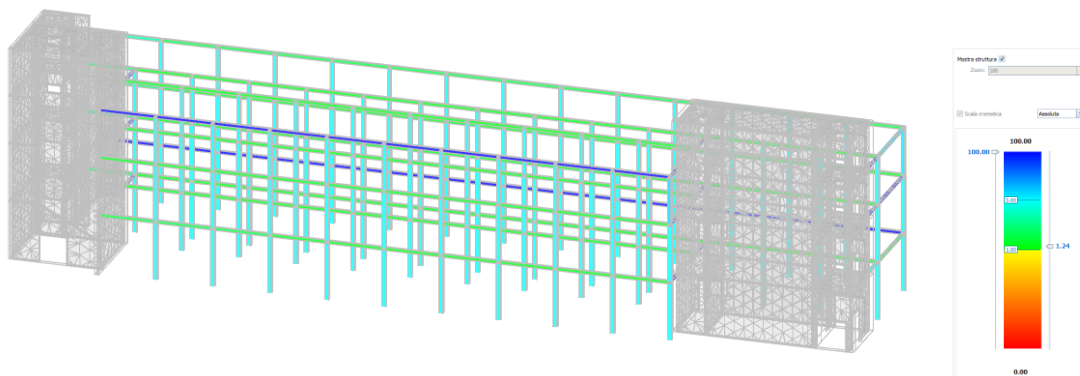
Di seguito si riporta la sintesi delle principali verifiche di resistenza nelle condizioni di carico statico e sismico.



Verifiche di sicurezza a flessione elementi in carpenteria metallica



Verifiche di sicurezza a taglio elementi in carpenteria metallica

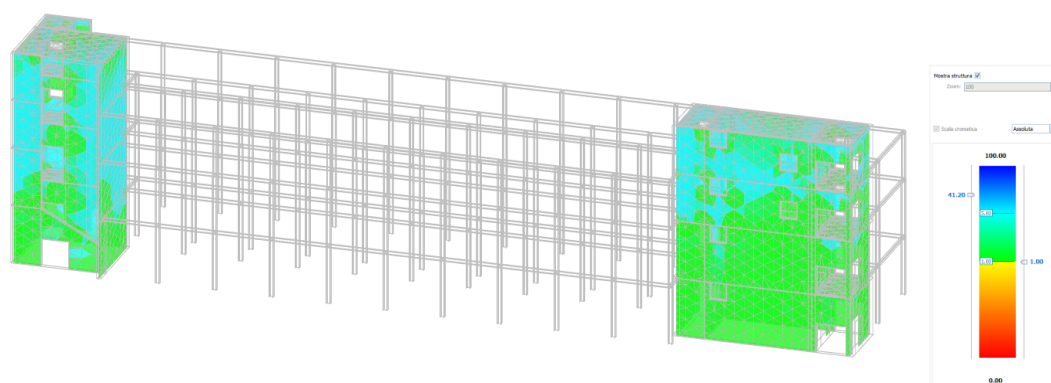


Verifiche di sicurezza all'instabilità degli elementi in carpenteria metallica

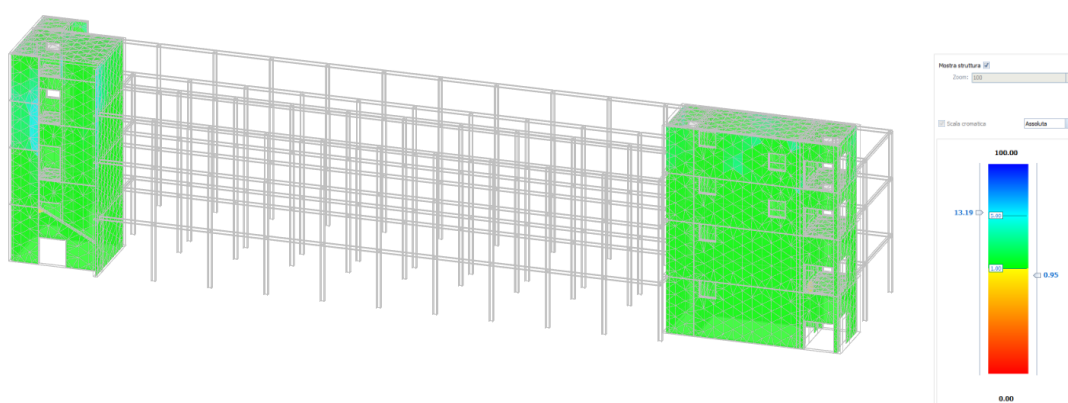
Dall'analisi delle verifiche degli elementi in carpenteria metallica, si evidenzia che non sussistono criticità nei confronti dei carichi verticali per le condizioni sismiche suddette. Ciò, naturalmente, come già descritto per le condizioni di fatto, è da imputarsi allo schema statico adottato dal progetto 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.

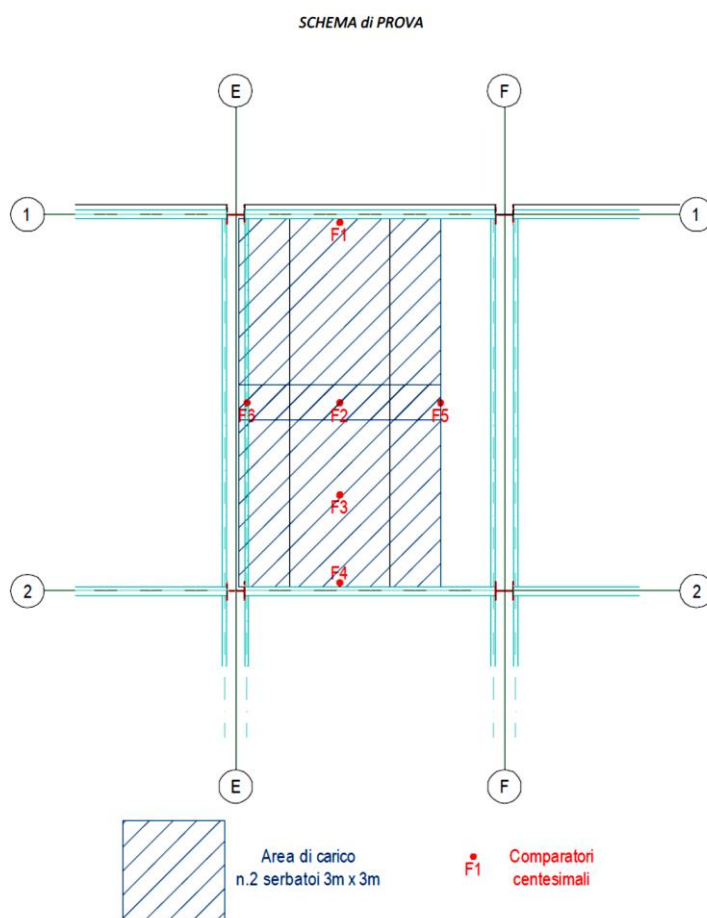


Verifiche di sicurezza a taglio degli elementi in c.a.

I risultati evidenziano la sostanziale verifica degli elementi strutturali in c.a. In particolare le verifiche a flessione presentano coefficienti di sicurezza tutti maggiori di 1.00, mentre per le verifiche a taglio, la procedura numerica comporta, solo in corrispondenza di alcuni elementi finiti, un valore del coefficiente di sicurezza compreso tra 0,95 ed 1,00. A tal proposito si evidenzia che tali valori, considerata la puntualità degli stessi non possono essere considerati significativi ed, inoltre, per le strutture adeguate

Per quanto attiene 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.

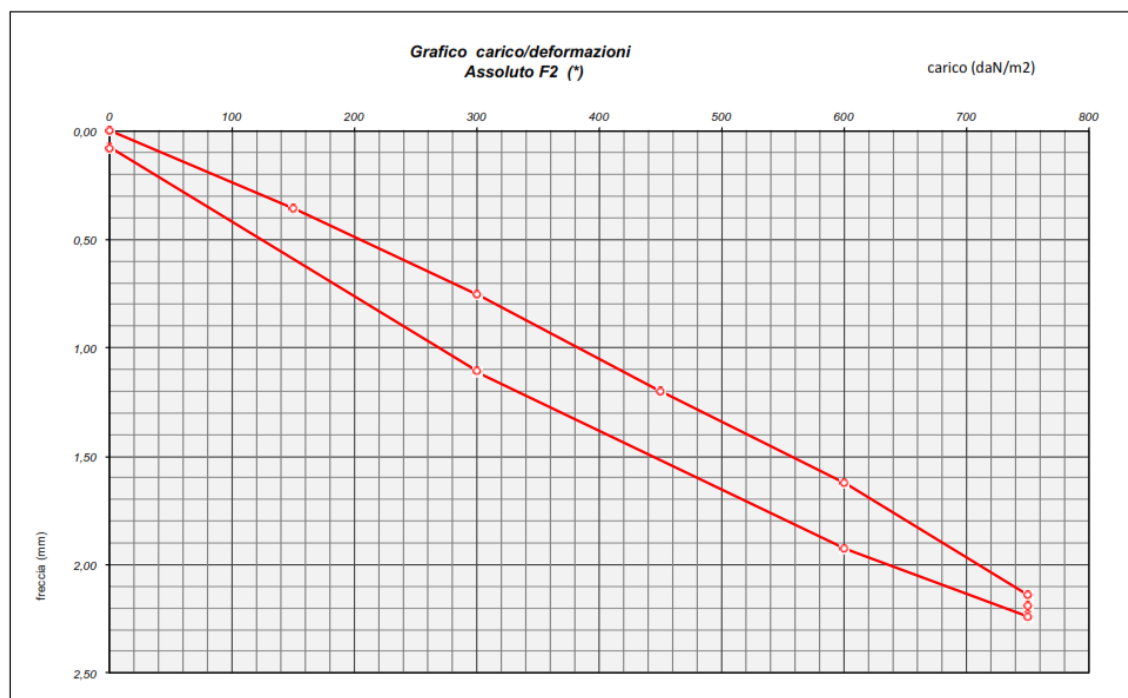
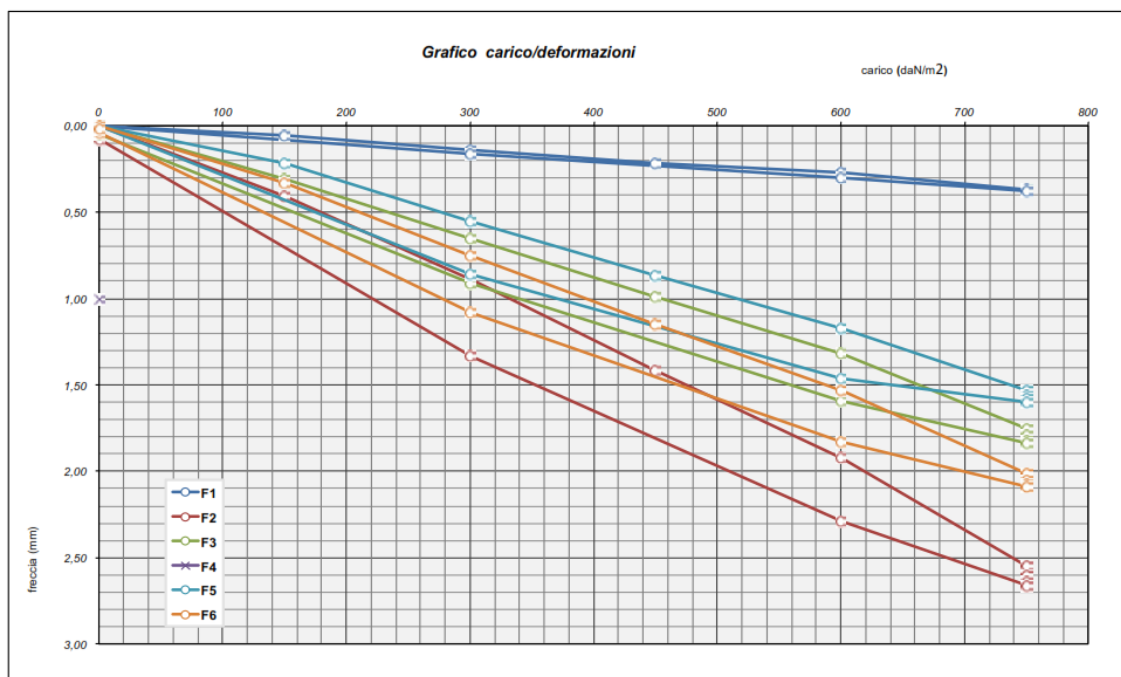


Il carico massimo di prova è stato raggiunto effettuando i seguenti schemi intermedi:

- 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.



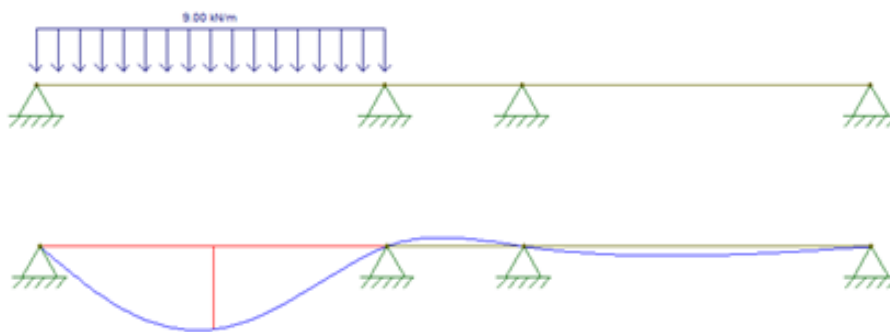
La freccia massima registrata dalla prova di carico in corrispondenza di F2 (mezzeria) risulta pari a 2,66 mm.

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:

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

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

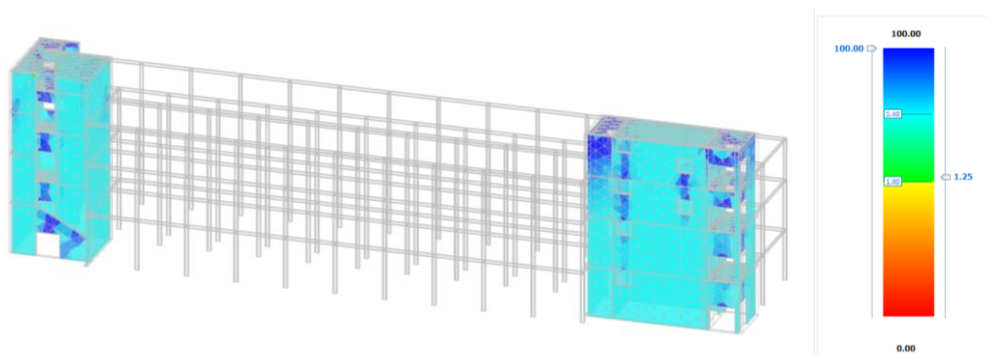
Dallo schema di seguito riportato, risulta nella mezzeria del primo campo di solaio, caricato con un carico equivalente pari a $q = (750 \times 1,2) = 900 \text{ KN/m}$, una freccia pari a 3,05 mm.



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.

16.2 Verifiche per la combinazione di carico SLE

Di seguito si riportano le verifiche per le condizioni di carico riferite allo stato limite di danno SLE.



Le verifiche risultano pertanto tutte soddisfatte.

DESCRIZIONE SINTETICA DEI PRINCIPALI RISULTATI OTTENUTI

1) DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											
0	40	B	ac	X	[M]	S	N	-	SI	SI	5
				Y	[M]						

LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:
- Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
- Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;
- Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir_{Temp}** 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.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI STRUTTURA

Fattori di struttura

Dir	q	q ₀	k _R	α _u /α ₁	K _w
X	3,000	1,50	-	1,00	-
Y	3,000	1,50	-	1,00	-
Z	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).

q₀ Valore di base (comprensivo di K_w).

k_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.

α_u/α₁ Rapporto di sovrarresistenza.

K_w Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T _r	a _g /g	F ₀	T _B	T _C	T _D
	[t]			[s]	[s]	[s]
SLO	90	0,1300	2,900	0,100	0,320	2,320
SLD	151	0,2000	2,500	0,120	0,320	3,200
SLV	1424	0,6000	2,700	0,140	0,360	3,200

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

F₀ Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.

T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

CI Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	CTop	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
4	50	100	38.1291	15.6593	53	T2	1,00

LEGENDA:

CI Ed Classe dell'edificio

Lat. Latitudine geografica del sito.

Long. Longitudine geografica del sito.

Q_g Altitudine geografica del sito.

CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

Categoria topografica.

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

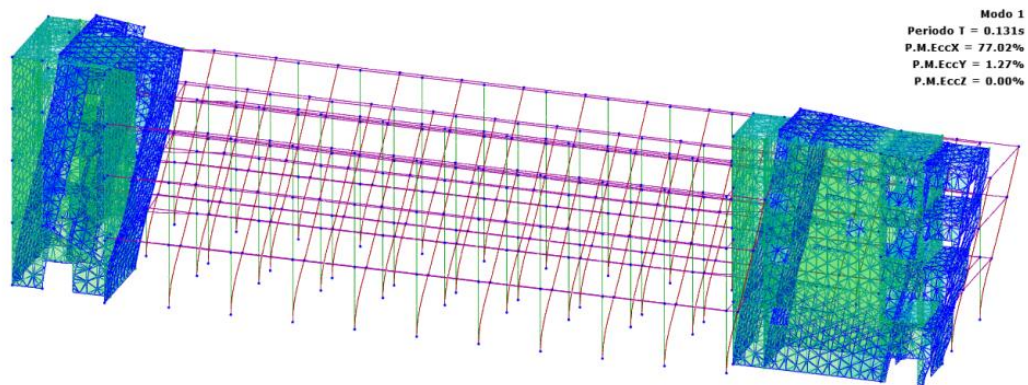
T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

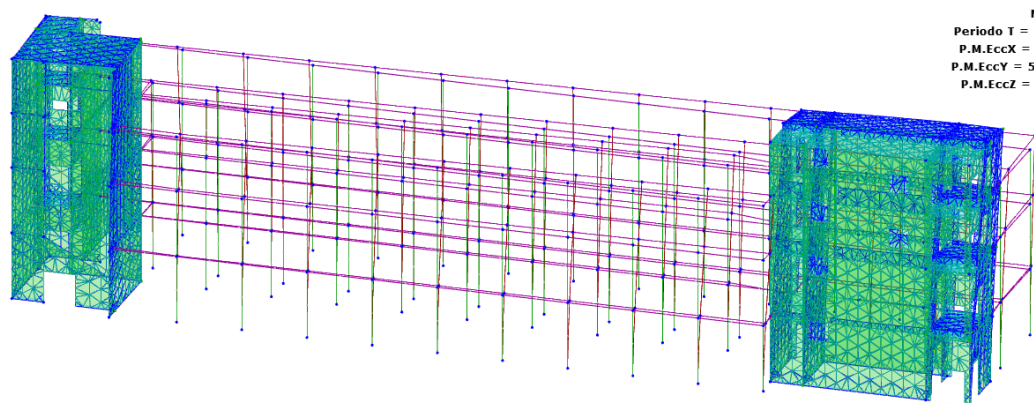
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

2) RISULTATI ANALISI MODALE

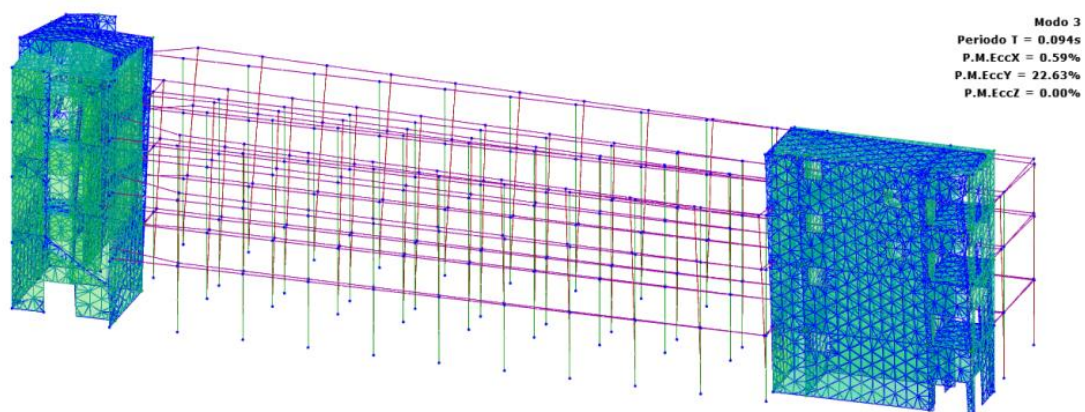
1° FORMA MODALE



2° FORMA MODALE

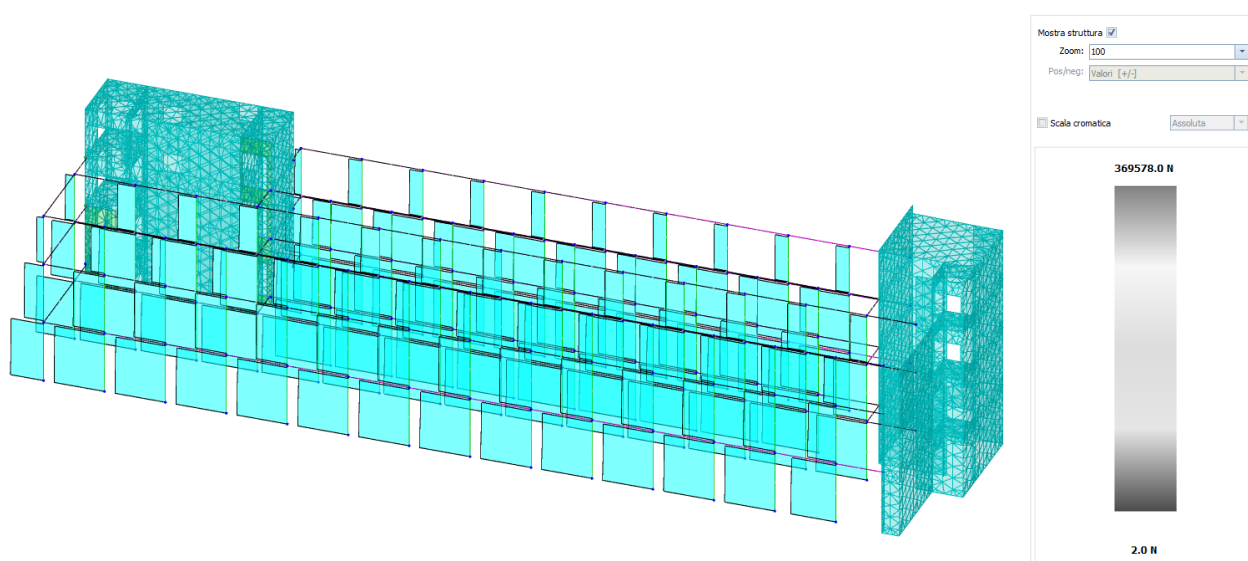


3° FORMA MODALE

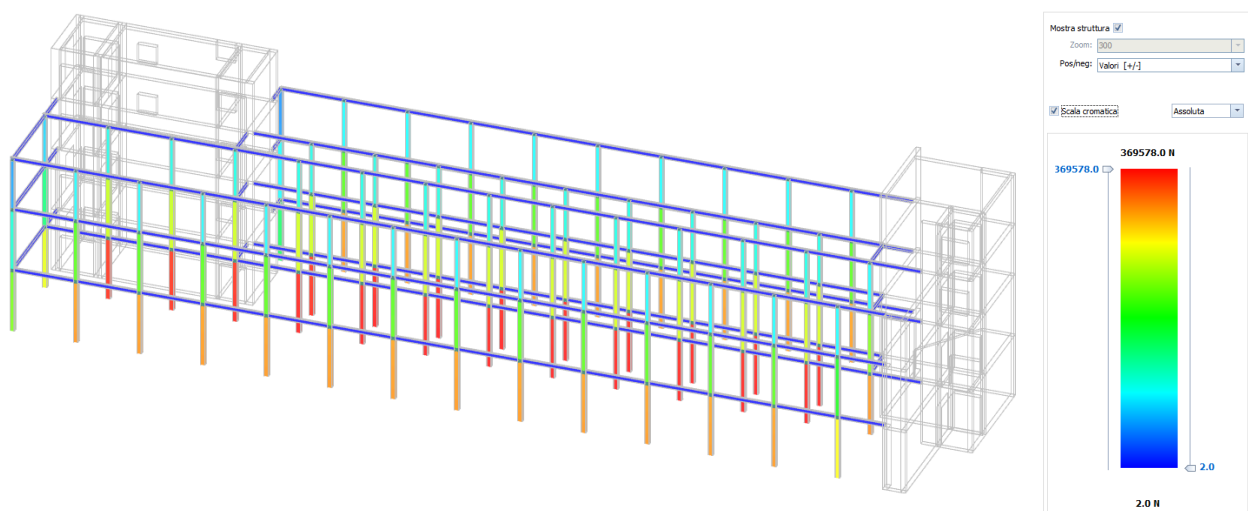


3) SINTESI SOLLECITAZIONI

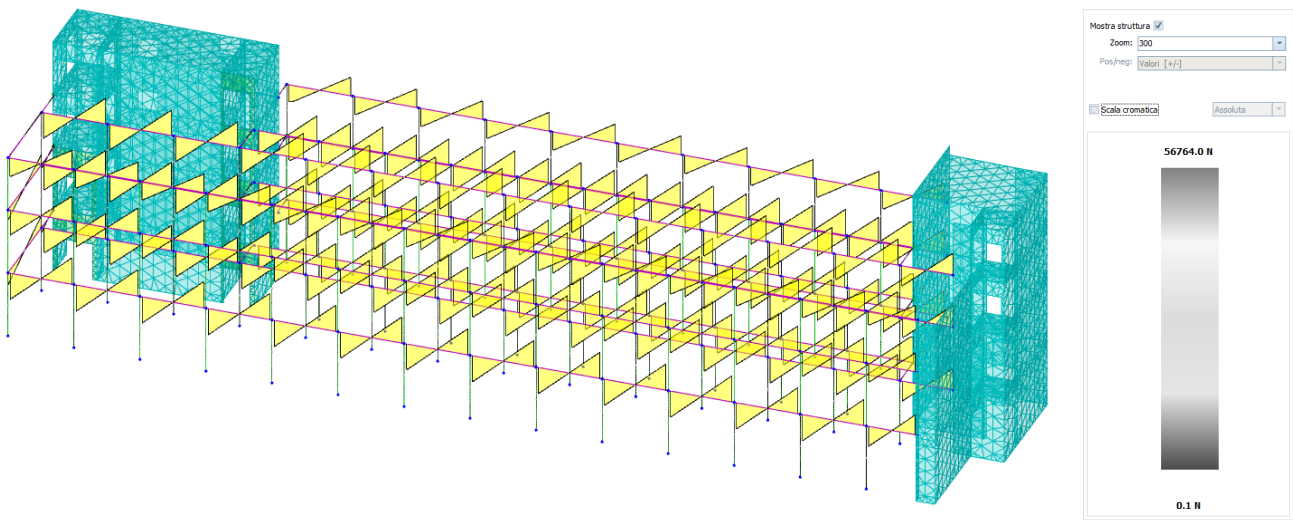
SOLLECITAZIONI DA SFORZO NORMALE (N)



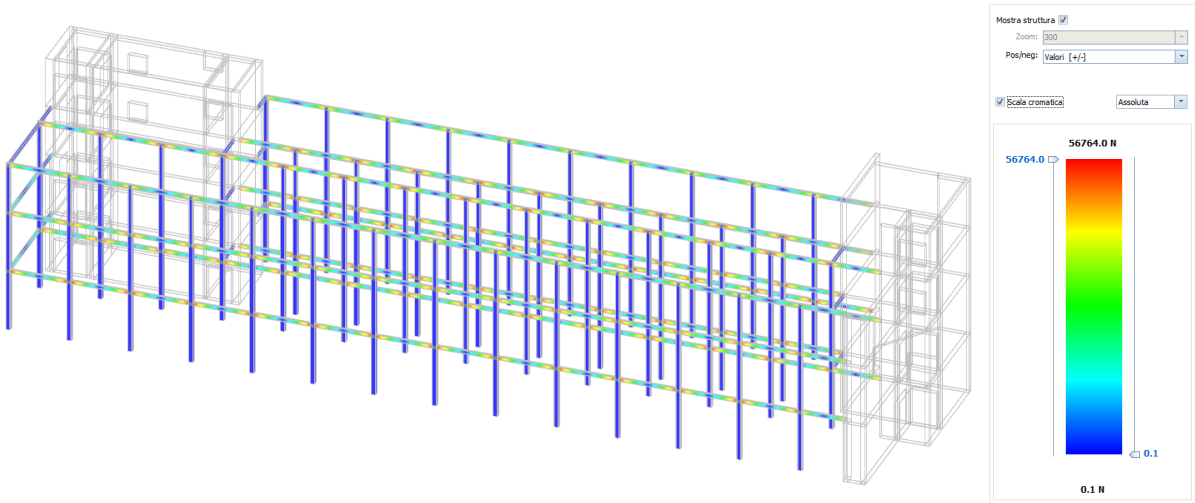
SOLLECITAZIONI DA SFORZO NORMALE (N) CON SCALA CROMATICA



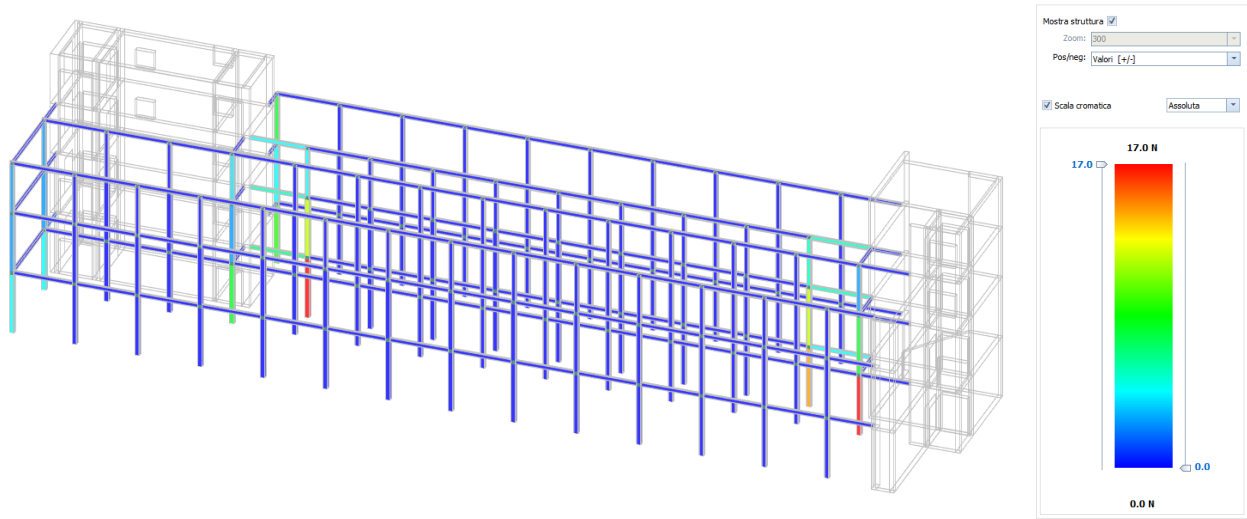
SOLLECITAZIONI DA FLESSIONE (TAGLIO V2)



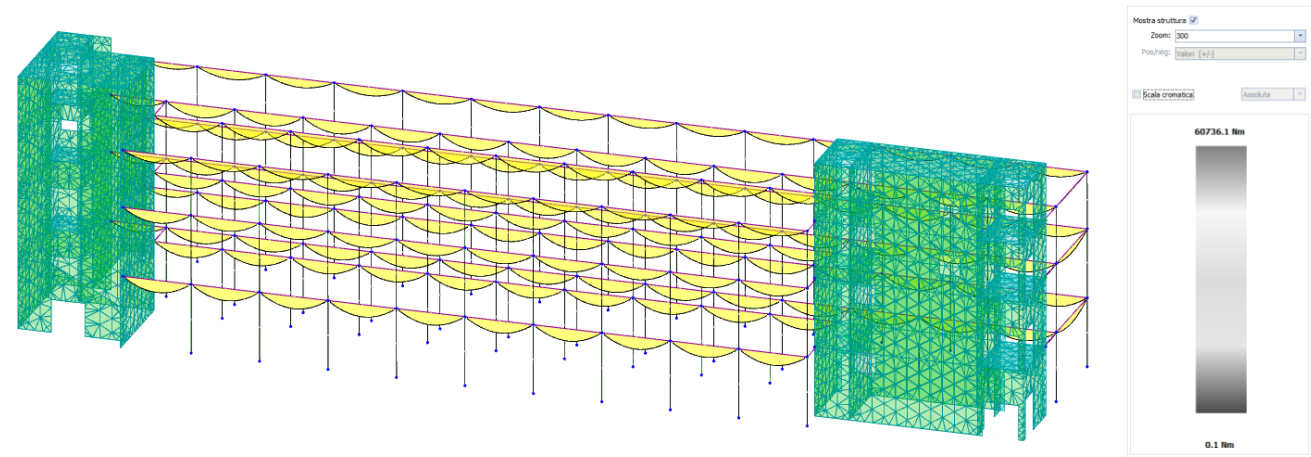
SOLLECITAZIONI DA FLESSIONE (TAGLIO V2) CON SCALA CROMATICA



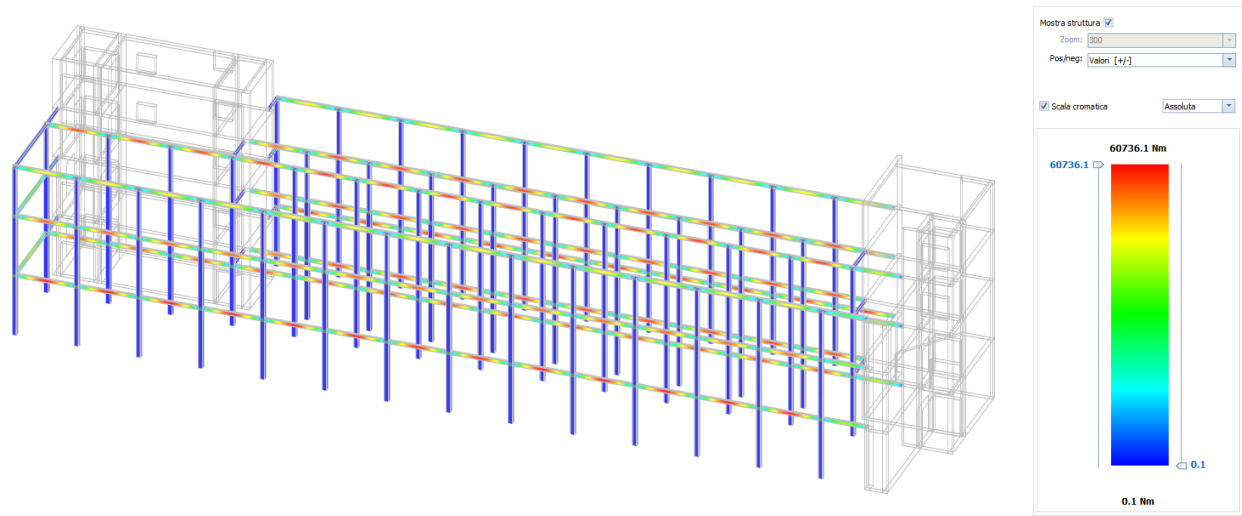
SOLLECITAZIONI DA FLESSIONE (TAGLIO V3) CON SCALA CROMATICA



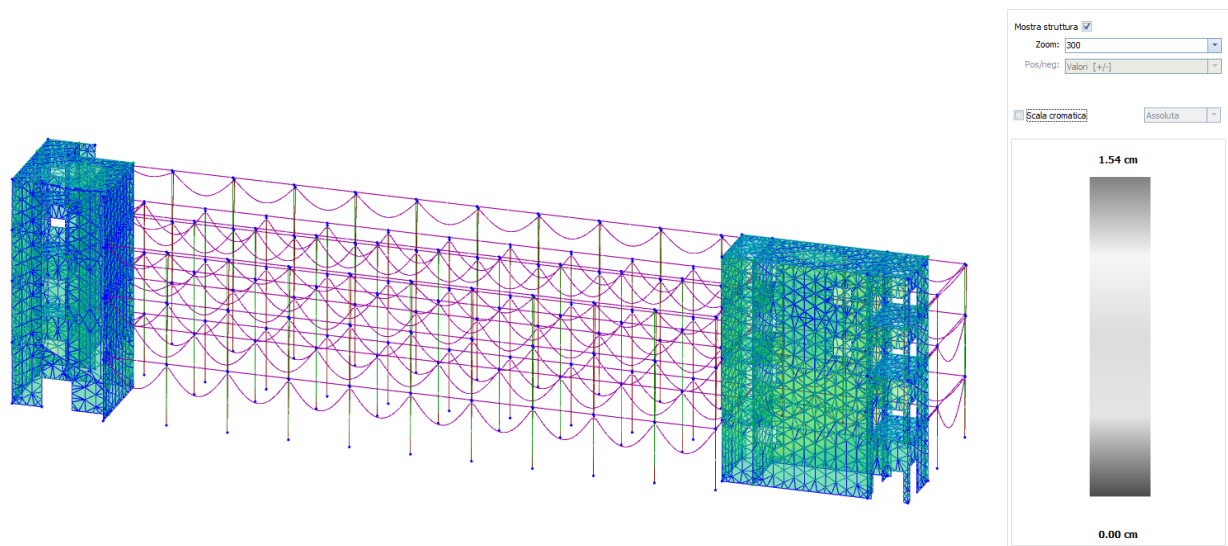
SOLLECITAZIONI DA FLESSIONE (MOMENTO M3)



SOLLECITAZIONI DA FLESSIONE (MOMENTO M3) CON SCALA CROMATICA

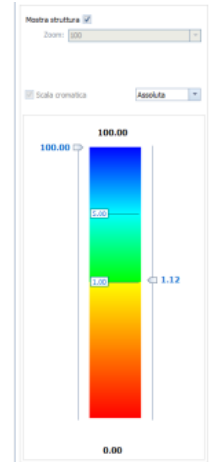
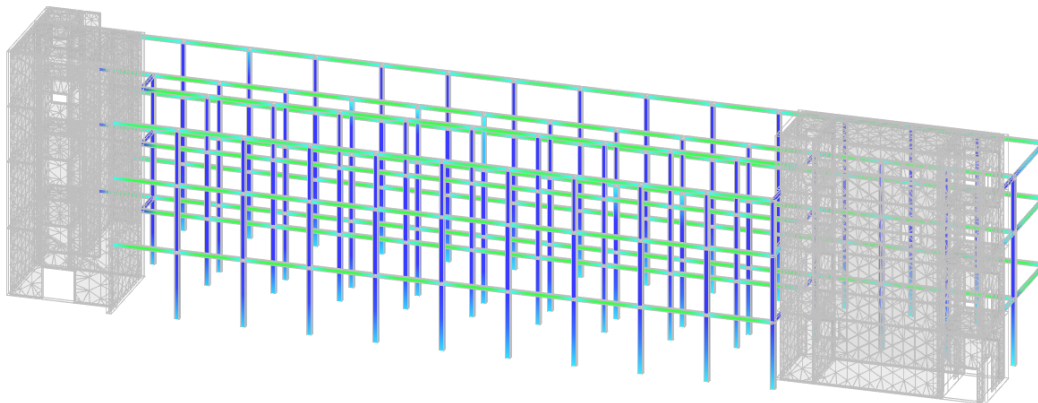


SPOSTAMENTI PER CARICHI STATICI

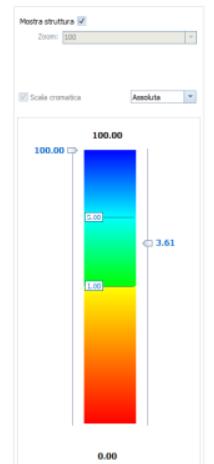
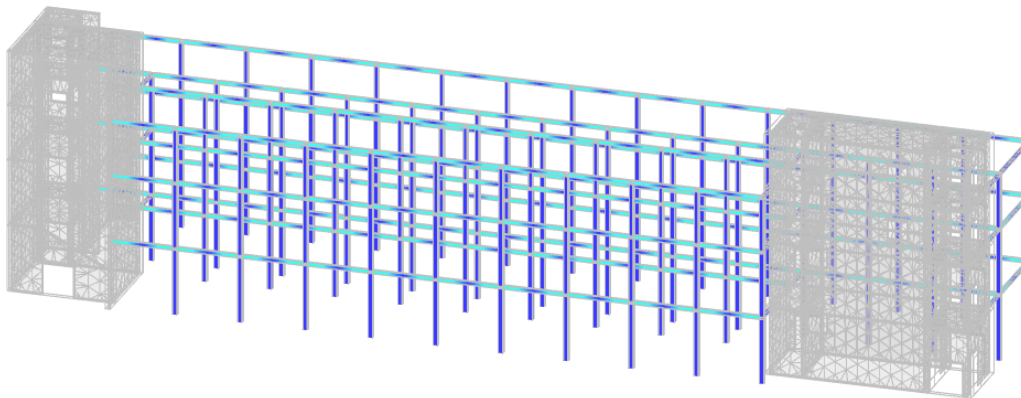


3) VERIFICHE

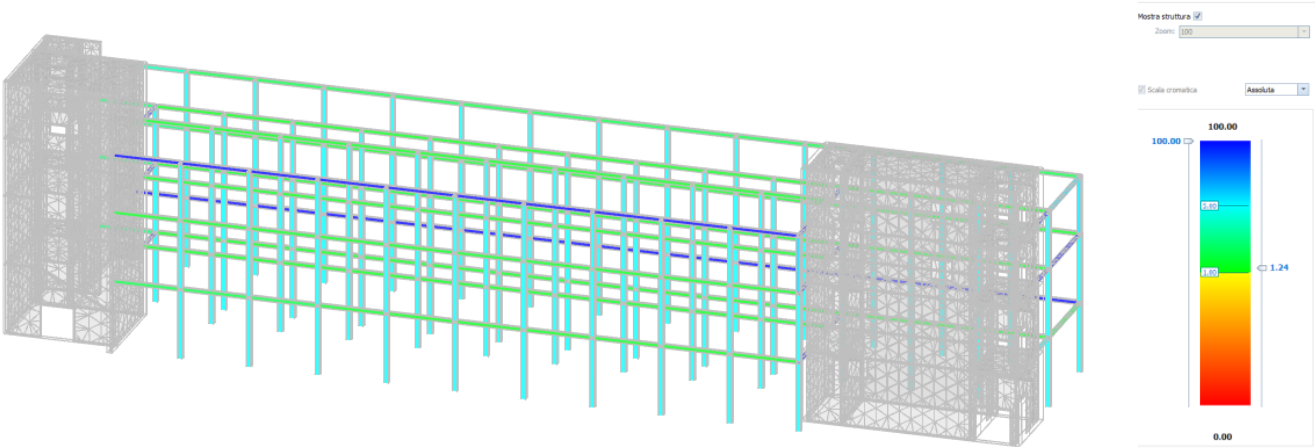
COEFFICIENTE DI SICUREZZA ELEMENTI IN ACCIAIO: FLESSIONE



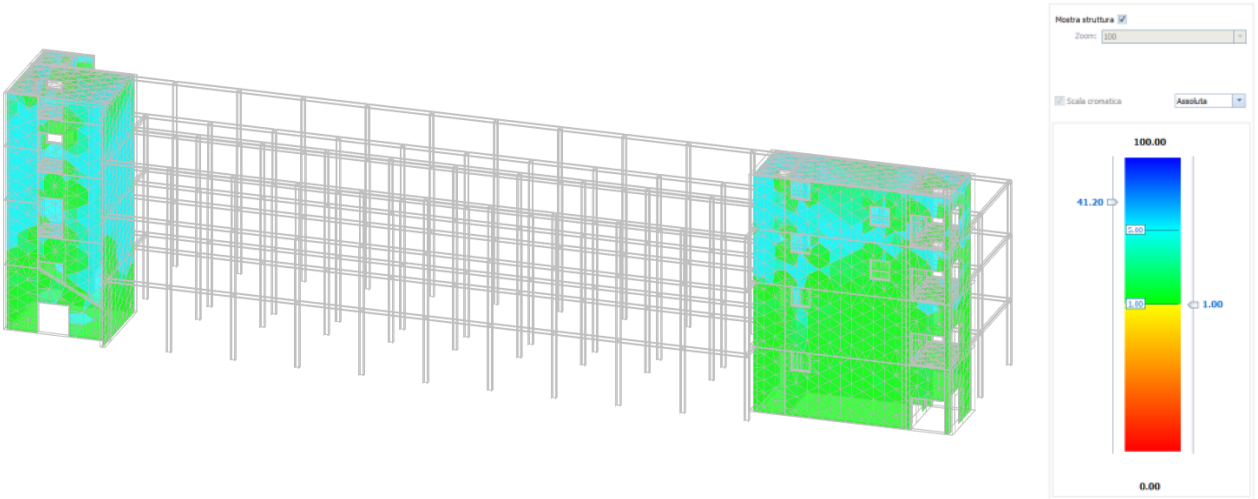
COEFFICIENTE DI SICUREZZA ELEMENTI IN ACCIAIO: TAGLIO



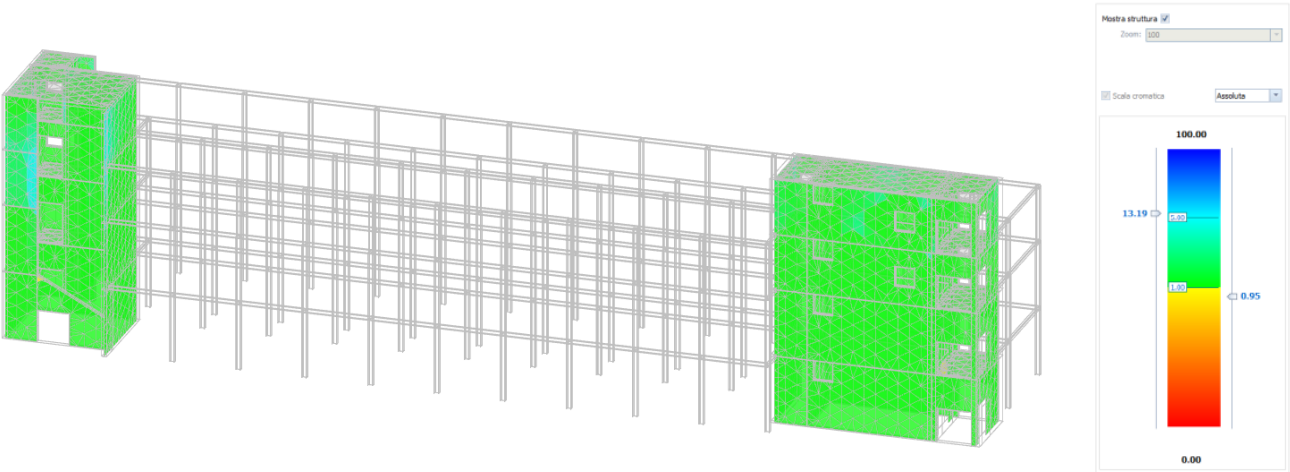
COEFFICIENTE DI SICUREZZA ELEMENTI IN ACCIAIO: INSTABILITA'



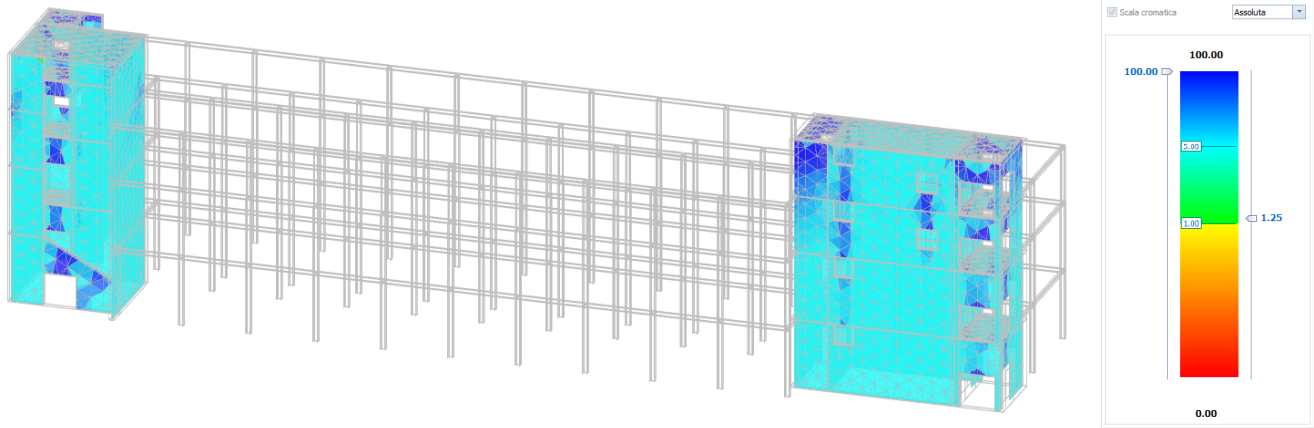
COEFFICIENTE DI SICUREZZA ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: FLESSIONE



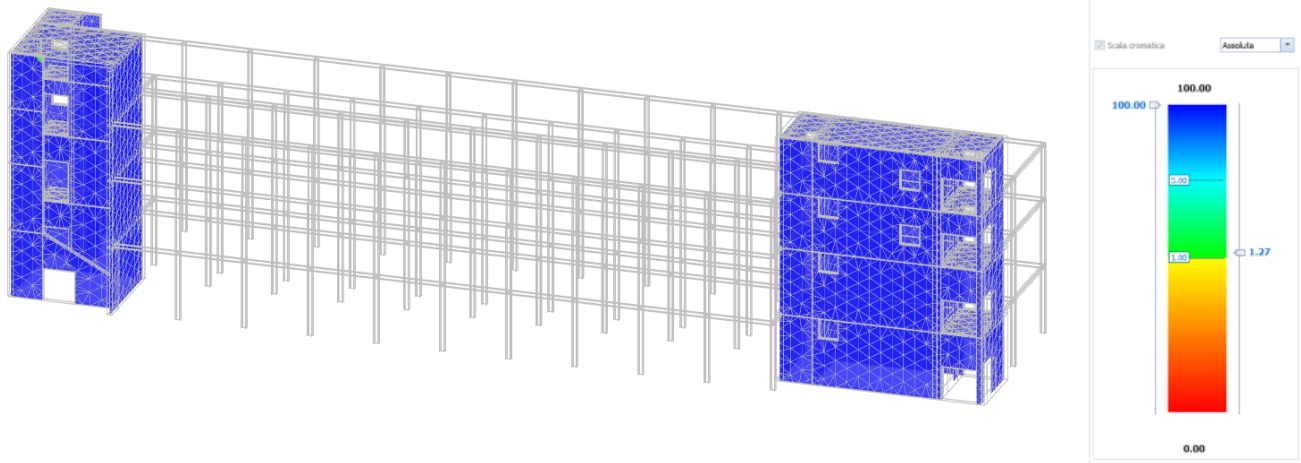
COEFFICIENTE DI SICUREZZA ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: TAGLIO



STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)



STATO LIMITE DI FESSURAZIONE



OBIETTIVI:

Ripristino e reintegrazione delle prestazioni strutturali degli elementi in cls armato danneggiati.

FASI DI INTERVENTO:

Fase 0 Puntellatura dei solai in corrispondenza degli elementi strutturali suscettibili di ripristino o successiva demolizione.

Fase 1 Spicconatura del calcestruzzo deteriorato e/o in fase di distacco. Trattamento di tutte le superfici mediante sabbiatura fino ad ottenere un sottofondo solido, privo di polvere, ruggine, oli, grassi, vernici, sufficientemente ruvido con superficie irregolare ed asperità superiori ai 5 mm.

Le armature affioranti devono essere riportate al colore bianco.

Fase 2 Reintegro e sostituzione delle armature per le quali l'ossidazione ha comportato notevoli riduzioni delle sezioni. Tale sostituzione è prevista mediante l'utilizzo di barre di armatura ad aderenza migliorata in acciaio B450C. Al fine di garantire una corretta esecuzione dell'intervento si provvederà al collegamento delle armature integrative e delle armature preesistenti rimaste in opera mediante saldatura. I diametri delle barre integrative saranno uguali o superiori a quelli delle barre sostituite e comunque non inferiori a 8 mm.

Fase 3 Trattamento e protezione delle superfici dei ferri di armatura mediante due mani di malta cementizia anticorrosiva bicomponente tipo Mapefer per uno spessore di circa 2.0mm. La seconda mano deve essere applicata dopo 90÷120 minuti dalla stesura del primo strato e preferibilmente entro le 24h.

Fase 4 Ricostruzione volumetrica e rasatura del calcestruzzo, mediante applicazione, su sottofondo leggermente ruvido e umido, di malta cementizia bicomponente a basso modulo elastico, fibrorinforzata, additivata con inibitore di corrosione a base organica,

composta da cemento, aggregati selezionati, fibre sintetiche e resine polimeriche tipo Mapegrout LM2K.

Dopo l'applicazione della malta si avrà cura inumidire periodicamente le superfici con acqua, al fine di evitare una prematura evaporazione dell'acqua di impasto e la formazione di fenomeni di ritiro incontrollato.

CARATTERISTICHE MATERIALI

Acciaio in barre tipo B450

Barre di armatura ad aderenza migliorata per cemento armato:

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Malta cementizia tissotropica fibrorinforzata tipo Mapegrout LM2K

Peso secco per unità di volume kg/m^3	2080
Resistenza a compressione dopo 28gg	$\geq 38 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico in GPa	$\geq 17,0$

Inibitore Corrosione tipo Mapefer

Sistema bicomponente a base di polimeri in dispersione acquosa (Componente B), leganti cementizi ed inibitori di corrosione (Componente A), da applicare ai ferri di armatura per prevenirne l'ossidazione. Il prodotto dovrà avere le seguenti caratteristiche prestazionali:

- pH dell'impasto: $> 12,6$
- viscosità (Brookfield) $20.000 \text{ MPa}\cdot\text{s}$
- adesione al calcestruzzo (N/mm^2): $> 2,5$
- adesione all'acciaio sabbiato (N/mm^2): $> 2,5$

SA	Rimozione del calcestruzzo esistente deteriorato ed in fase di distacco mediante sabbiatura
----	--

Descrizione del processo di sabbiatura

La pulizia delle superfici in calcestruzzo è prevista mediante proiezione, ad alta pressione, di un getto di sabbia o graniglia (12 bar) di varia granulometria (0,3÷2,0 mm).

La sabbiatura prevista consente di eliminare le parti incoerenti di calcestruzzo, portare in evidenza l'inerte, nonché aumentare la superficie specifica di aggrappo.

Prima di qualsiasi successiva operazione, la superficie finita deve essere ispezionata e sottoposta a martellamento per rilevare l'ulteriore presenza di calcestruzzo incoerente.

La sabbiatura è altresì prevista per la rattivatura delle barre di armatura intaccate oppure soggette a fenomeni di corrosione. A tal proposito si fa riferimento al grado di preparazione della superficie della barra di armatura che, secondo quanto previsto dalla Svens Standard Sis055900, è designato dalle seguenti classi:

- **Sa 1.** Sabbiatura a getto dolce: ad ispezione oculare, senza ingrandimento, la superficie deve essere libera da olio, grassi e impurità, da scorie di laminazione poco aderenti, da ruggine e sostanze estranee.
- **Sa 2.** Sabbiatura a getto pesante: ad ispezione oculare, senza ingrandimento, la superficie deve essere libera da olio, grassi e impurità, e dalla maggior parte delle scorie di laminazione, da ruggine e sostanze estranee. Qualsiasi residuo di contaminazione deve essere perfettamente aderente.
- **Sa 2 ½.** Sabbiatura a getto molto pesante: ad ispezione oculare, senza ingrandimento, la superficie deve essere libera da olio, grassi e impurità, da scorie di laminazione, da ruggine e sostanze estranee. Qualsiasi rimanente traccia di contaminazione deve apparire solo sotto forma di macchie, punti o strisce.
- **Sa 3.** Sabbiatura fino ad ottenere una superficie visivamente pulita; essa deve presentare un colore metallico uniforme.

Per l'esecuzione in esame è prescritto per le armature un grado di sabbiatura "**Sa 3**". L'intervento potrà dirsi concluso allorché le superfici trattate risultino sufficientemente ruvide, solide e resistenti, scevre da ruggine, lattime di cemento, oli, grassi, vernici e pitture eventualmente presenti. Le superfici dei ferri di armatura devono risultare di color grigio bianco metallico di aspetto uniforme, dotate di una ruvidità tale da consentire un perfetto ancoraggio degli strati di malta protettiva che verranno successivamente applicati. Per tutte le superfici in calcestruzzo è necessario lasciare una superficie irregolare con asperità superiori ai 5 mm.

PF	Applicazione di protezione anticorrosiva ai ferri d'armatura mediante malta cementizia bicomponente tipo Mapefer
-----------	---

Descrizione del prodotto

Sistema bicomponente a base di polimeri in dispersione acquosa (Componente B), leganti cementizi ed inibitori di corrosione (Componente A), da applicare ai ferri di armatura per prevenirne l'ossidazione. Il prodotto dovrà avere le seguenti caratteristiche prestazionali:

- pH dell'impasto: > 12,6
- viscosità (Brookfield) 20.000 MPa·s
- adesione al calcestruzzo (N/mm²): > 2,5
- adesione all'acciaio sabbiato (N/mm²): > 2,5

L'azione protettiva del sistema anticorrosivo si esplica attraverso:

- impermeabilità all'acqua ed ai gas aggressivi presenti nell'atmosfera (anidride carbonica, anidride solforosa, ossidi di azoto);
- presenza di inibitori di corrosione per proteggere le superfici metalliche dall'ossidazione;
- elevata alcalinità.

I componenti del prodotto sono descritti dalle seguenti caratteristiche:

dati tecnici	(Componente A)	(Componente B)
consistenza	polvere	Liquido fluido
colore	bianco	Blu
massa volumica apparente (g/cmc)	1.00	1.02
Dati dell'impasto		
colore	blu	
consistenza	Plastico-pennellabile	
temperatura di applicazione	da + 5°C a +35°C	
rapporto di miscelazione	componente A : componente B = 3:1	
tempo di asciugamento superficiale	90-120 minuti	
tempo di attesa prima di applicare la malta di ripristino	dopo 4-5 ore e comunque entro le 24 ore	

La malta anticorrosiva viene fornita in dosi precostituite in rapporto 3:1 ed è applicata senza aggiunte di acqua.

Modalità di miscelazione

Il prodotto bicomponente deve essere miscelato in rapporto 3:1, versando il componente B (liquido) in un recipiente pulito, poi disperdere lentamente, sotto agitazione, il componente A (polvere), quindi mescolare energicamente per qualche minuto, fino a completa omogeneità e avendo cura di evitare la formazione di grumi di prodotto. Si ottiene una massa pennellabile, che deve essere applicata entro 60 minuti dalla preparazione.

Modalità di applicazione

Stendere la massa ottenuta tipo Mapefer a pennello in due mani sulle barre di armatura precedentemente ripulite da ogni traccia di ossidazione. La seconda mano può essere applicata dopo 90-120 minuti dalla stesura del primo strato e comunque entro le 24 ore, coprendo totalmente ed in modo omogeneo la superficie del ferro. Lo spessore totale delle due mani dovrà essere maggiore di 2,0mm.

Per l'applicazione della successiva malta da ripristino è necessario attendere almeno 5 ore dopo l'applicazione della massa pennellabile e comunque entro 24 ore dalla stessa.

Non è necessaria la pulizia del prodotto eventualmente ricaduto sul calcestruzzo.

IS	Integrazione strutturale degli elementi in calcestruzzo armato
-----------	---

Descrizione del sistema di consolidamento

Il consolidamento degli elementi strutturali prevede, previa la rimozione delle parti di copriferro degradato, il reintegro e la sostituzione delle armature eccessivamente ossidate. Tale sostituzione è prevista mediante l'utilizzo di barre di armatura ad aderenza migliorata in acciaio B450C.

Al fine di garantire una corretta esecuzione dell'intervento si provvederà al collegamento delle armature integrative e delle armature preesistenti rimaste in opera mediante saldatura, ovvero adeguata lunghezza di ancoraggio. I diametri delle barre sono previsti uguali o superiori a quelli delle barre sostituite e comunque non inferiori a 8 mm.

Si prevede inoltre la ricostruzione volumetrica e rasatura del calcestruzzo, mediante applicazione, su sottofondo leggermente ruvido e umido, di malta cementizia bicomponente a basso modulo elastico, fibrorinforzata, additivata con inibitore di corrosione a base organica, composta da cemento, aggregati selezionati, fibre sintetiche e resine polimeriche tipo Mapegrout LM2K.

Il prodotto risponde ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3 per le malte di classe R3.

Malta cementizia tissotropica fibrorinforzata tipo Mapegrout LM2K

Il tipo di malta consente:

- il ripristino corticale e rasatura di strutture in calcestruzzo degradato;
- la regolarizzazione dei difetti superficiali presenti nei getti in calcestruzzo, come nidi di ghiaia, fori dei distanziatori, riprese di getto ecc;
- la riparazione di parti degradate in calcestruzzo, spigoli di travi, pilastri e frontalini di balconi.

La malta tipo Mapegrout LM2K è premiscelata tissotropica, con inibitore di corrosione, a base cementizia costituita da due componenti predosati (A e B). Il componente A (polvere) è composto da cemento, aggregati selezionati in curva granulometrica, fibre sintetiche e speciali additivi che riducono sia il ritiro plastico, sia il ritiro igrometrico finale, mentre il componente B (liquido) è una soluzione di resine sintetiche in acqua.

Dopo l'indurimento, il conglomerato possiede le seguenti qualità:

- basso modulo elastico: 17 GPa;

- ottima adesione sia al vecchio calcestruzzo (> 2 MPa) precedentemente inumidito con acqua, sia ai ferri di armatura;
- elevata stabilità dimensionale;
- compatibilità termica;
- resistenza agli agenti aggressivi presenti nell'atmosfera (es. CO₂).

I componenti del prodotto sono descritti dalle seguenti caratteristiche:

dati tecnici	(Componente A)	(Componente B)
consistenza	polvere	Liquido fluido
colore	grigio	bianco
dimensione massima aggregato mm	16	-
massa volumica apparente (g/cmc)	1,2	-
Dati dell'impasto		
colore	grigio	
consistenza	Plastico-tissotropica	
temperatura di applicazione	da + 5°C a +35°C	
rapporto di miscelazione	componente A : componente B = 100:21	
durata dell'impasto	circa 1 ora	
resistenza a compressione MPa	≥ 38 dopo 28 giorni	
resistenza a flessione MPa	≥ 7 dopo 28 giorni	
modulo elastico a compressione GPa	17 dopo 28 giorni	
adesione sul calcestruzzo MPa	≥ 2 dopo 28 giorni	

Modalità di miscelazione

Per la preparazione del prodotto versare il componente B liquido in idoneo recipiente pulito; dispendervi quindi lentamente, sotto agitazione meccanica, il componente A polvere. Per ogni sacco di componente A in polvere (25 kg) utilizzare una tanica da 5,25 kg del componente B liquido.

La miscelazione dovrà protrarsi fino a completa omogeneità dell'impasto ossia fino ad una totale assenza di grumi. Al termine della miscelazione si ottiene una malta a consistenza plastica che rimane lavorabile per circa 1 ora a +20°C.

Modalità di applicazione

Per la posa in opera bisogna preventivamente rimuovere il calcestruzzo deteriorato e in fase di distacco, fino ad ottenere un sottofondo solido, resistente e leggermente ruvido. Dopo aver trattato i ferri di armatura con malta tipo Mapefer ed atteso il relativo asciugamento, si procede all'eventuale reintegro di armatura e, prima dell'applicazione della massa tipo Mapegrout LM2K, il sottofondo deve essere umido senza acqua libera.

OBIETTIVI:

Sostituzione di tutti i bulloni e dei fazzoletti oggetto di ammaloramento.

FASI DI INTERVENTO:

Fase 0 Puntellatura degli elementi strutturali oggetto in prossimità del nodo da risanare;

Fase 1 Liberazione delle membrature oggetto di intervento, dai bulloni e successivamente dai fazzoletti usurati; pulitura delle superfici metalliche per predisposizione alle fasi successive ed apposizione dei nuovi fazzoletti aventi medesime caratteristiche geometriche e meccaniche;

Fase 2 Sostituzione dei bulloni estratti con altri aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche con successivo serraggio effettuato con chiave dinamometrica raggiungendo la coppia prescritta per il tipo di bullone (CNR-UNI10011).

CARATTERISTICHE MATERIALI

Fazzoletti

Acciaio S355;

Tensione di snervamento caratteristica f_{yk} 355 N/mm²;

Tensione di rottura caratteristica f_{tk} 510 Mpa;

Bulloni e Viti

Bulloni M12, M16, M24 e viti di classe 8.8 dadi di classe 8;

Tensione di snervamento $f_{yb} \geq 6.490$ daN/cm²;

Tensione di rottura $f_{tb} \geq 8.000$ daN/cm²;

Fattore parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_{M2} = 1,25$;

OBIETTIVI: Riverniciatura di tutte le superfici degli elementi strutturali in carpenteria metallica ammalorati e/o esposti agli agenti atmosferici.

FASI DI INTERVENTO:

Fase 0 Pulitura con acqua e solventi. Il getto d'acqua dolce additivata con detergenti, permetterà la rimozione delle impurità da eliminare, in particolare olii e grassi, per garantire la corretta esecuzione e riuscita delle fasi successive.

Fase 1 La fase 0 è integrata con sabbiatura delle superfici corrose, ove necessario. Le superfici metalliche verranno investite con elementi solidi di piccole dimensioni (abrasivi), naturali o sintetici, immersi in un fluido (aeriforme o liquido), lanciati ad alta velocità sulle superfici da trattare, in conformità a quanto descritto dalla UNI EN ISO 8504-2; dunque la rimozione di olii, grassi, impurità, scorie di laminazione poco aderenti e ruggine.

Fase 2 Tutti gli elementi in carpenteria metallica sono previsti protetti con un sistema di verniciatura descritto come segue:

- A base epossidica;
- Avere spessore NDTF non inferiore a 375 micron;
- Disposto in due mani, quindi secondo un processo ciclico;
- Il ciclo sarà conforme ai requisiti ambientali imposti dalle norme vigenti e certificato relativamente al rilascio di VOC (inferiore a 500 g/l ed ai requisiti in materia stabiliti da IMO).
- Non devono trascorrere più di 12 ore tra l'applicazione del primer e la mano successiva di top coat.

CARATTERISTICHE MATERIALI

Primer per trattamento anti-corrosione tipo TIGER DRYZINK 69/90500

Primer a base di resina epossidica + zinco per elementi in carpenteria metallica, particolarmente indicato per substrati sottoposti a sabbiatura. Per l'uso come sistema a 2 strati è indispensabile una pre-gelificazione a 180°-200 °C per 2-3 min. La pre-gelificazione deve sempre portare a una fusione del rivestimento di primer, ma non al suo indurimento. Il primer viene applicato tramite tribo o corona. Il primer deve essere caratterizzato da:

- ottima protezione contro la corrosione;
- buone proprietà meccaniche;
- buona resistenza chimica;
- ottima copertura dei bordi e distensione;
- densità (ISO 8130-2) 1,8-1,9 g/cm³;
- condizioni di polimerizzazione: 180°C;
- spessore minimo: 80 µm;
- resistenza all'umidità (ISO 6270): 720 ore/ penetrazione sul punto di incisione <1mm;
- resistenza alla salinità (ISO 9227): 1440 ore/ penetrazione sul punto di incisione <1mm;
- test di Kesternich 0,2l SO₂ / ciclo: blistering 0 dopo 30 cicli.

Top coat di finitura tipo Primer TIGER DRYLAC serie 29

Il Top coat di finitura viene applicato tramite tribo o corona. Il top coat di finitura deve presentare le seguenti caratteristiche:

- condizioni di polimerizzazione: 170°C;
- spessore complessivo (primer + top coat): 160-180 µm;
- resistenza all'umidità (ISO 6270): 720 ore/ penetrazione sul punto di incisione <1mm;
- resistenza alla salinità (ISO 9227): 1440 ore/ penetrazione sul punto di incisione <1mm;
- resistenza alla corrosione (ISO 12944): classe C5-I.

PECM	Protezione degli elementi in carpenteria metallica
-------------	---

Ai fini dell'intervento si considera una classe di corrosività C1, per gli elementi metallici costituenti la struttura, definita in funzione delle condizioni ambientali secondo quanto previsto dalla norma UNI EN ISO 9223. Per tale classe di corrosività è prevista una velocità di corrosione $r_{\text{corr}} < 0,1$ (non aggressivo - Bassa umidità relativa in ambiente riscaldato, assenza di inquinamento - Zone asciutte o fredde con precipitazioni molto rare con condensa molto limitata o assente).

Per la classe C1, la durabilità del sistema di protezione alla corrosione (per la protezione mediante verniciatura la normativa di riferimento è la UNI EN ISO 12944-1) stimata in termini di perdita massa per superficie è $< 10 \text{ g/mm}^2$. Non sussistendo particolari condizioni di esposizione, che accelerano il processo di corrosione, si prevede la stesura diretta del fondo di preparazione alla verniciatura sulle superfici metalliche.

Tutte le superfici da proteggere mediante verniciatura, saranno preventivamente analizzate e sottoposte ad un trattamento di preparazione superficiale, così da creare un supporto idoneo al successivo ciclo protettivo. La pulizia dovrà essere completata da un'operazione di rimozione delle scorie, della polvere e delle sostanze grasse, mediante soffiaggio d'aria asciutta a getto violento e l'utilizzo di un solvente o detersivo. Le superfici meno accessibili, su tutte quelle in corrispondenza dei nodi, verranno protette con una mano o più di primer, inibendo i potenziali punti di ingresso per l'acqua, umidità, etc. attraverso un appropriato sigillante.

La pulizia avverrà come segue:

Sabbiatura a metallo bianco (SSPC-SP 5 : 1994): operazione di pulizia che consiste nella rimozione completa della ruggine, scaglie di laminazione, vecchie pitture ed ogni eventuale sostanza estranea fino a mettere perfettamente a nudo la superficie, che deve presentarsi di colore omogeneo grigio-bianco metallico. L'operazione verrà effettuata mediante sabbiatura a fondo con apposite apparecchiature e dovrà essere seguita da spolveratura con getto d'aria compressa secca e pulita o con scopini di saggina. L'intera operazione è definitiva per la preparazione del supporto.

All'atto della verniciatura i supporti da verniciare dovranno essere perfettamente asciutti e la temperatura ambiente dovrà essere compresa entro i limiti indicati dalla scheda tecnica del prodotto in uso. Non si dovrà procedere all'applicazione di alcuna vernice o pittura in presenza di pioggia,

nebbia, rugiada; la verniciatura verrà sospesa ogni volta che la temperatura della superficie da verniciare si trovi a meno di 3°C sopra il punto di rugiada o, l'umidità relativa dell'aria sia superiore a quella massima consentita dalla scheda tecnica del prodotto in uso. Le vernici di fondo e le vernici di finitura (intermedia e finale), dovranno essere ben mescolate e diluite immediatamente prima dell'applicazione secondo le metodologie previste dalle schede tecniche del prodotto in uso. Il film protettivo dovrà risultare perfettamente ancorato al supporto verniciato.