

FUTURA

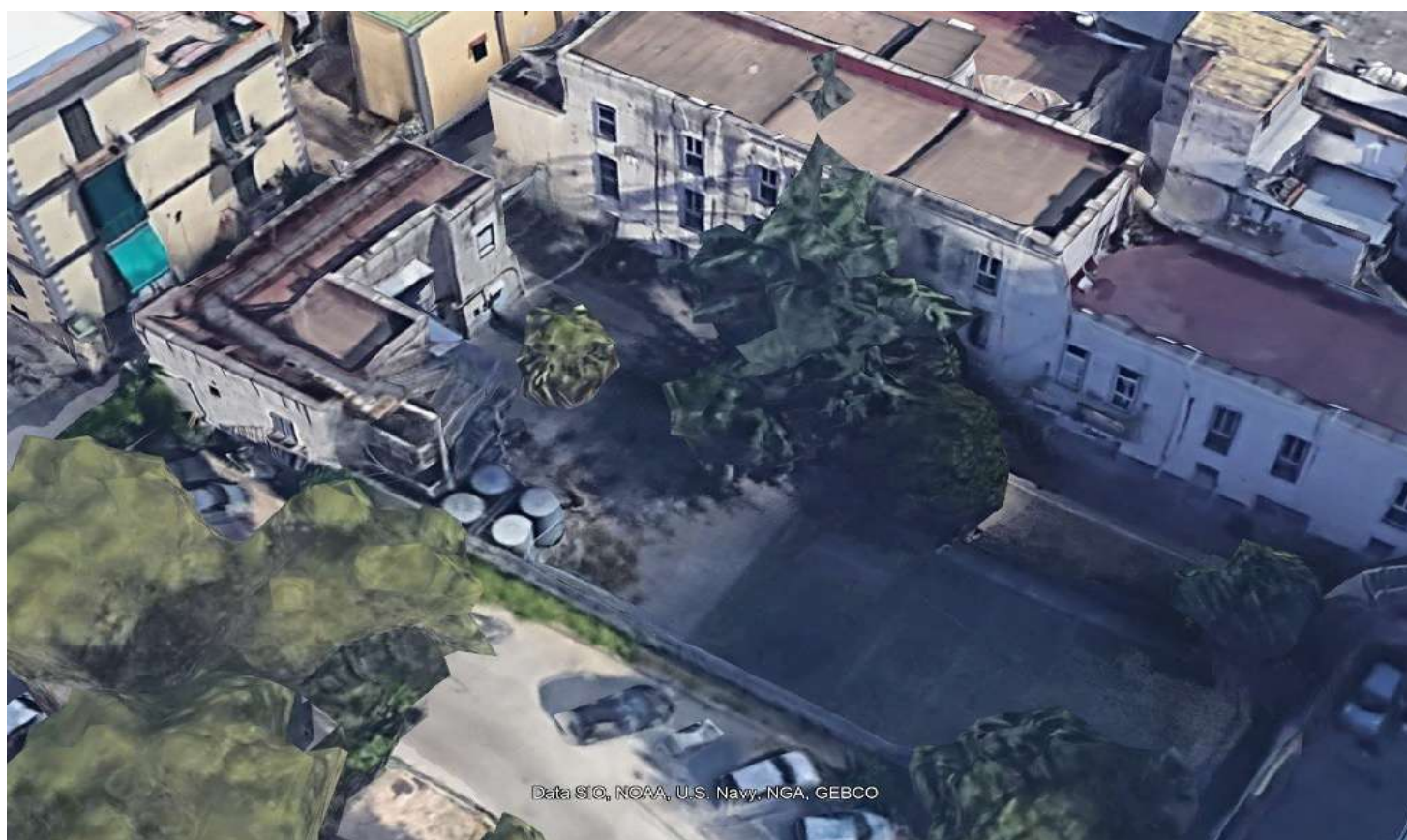
LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO

RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA SCUOLA BICE ZONA

VIA DELLA PIAZZOLLA 36 NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista

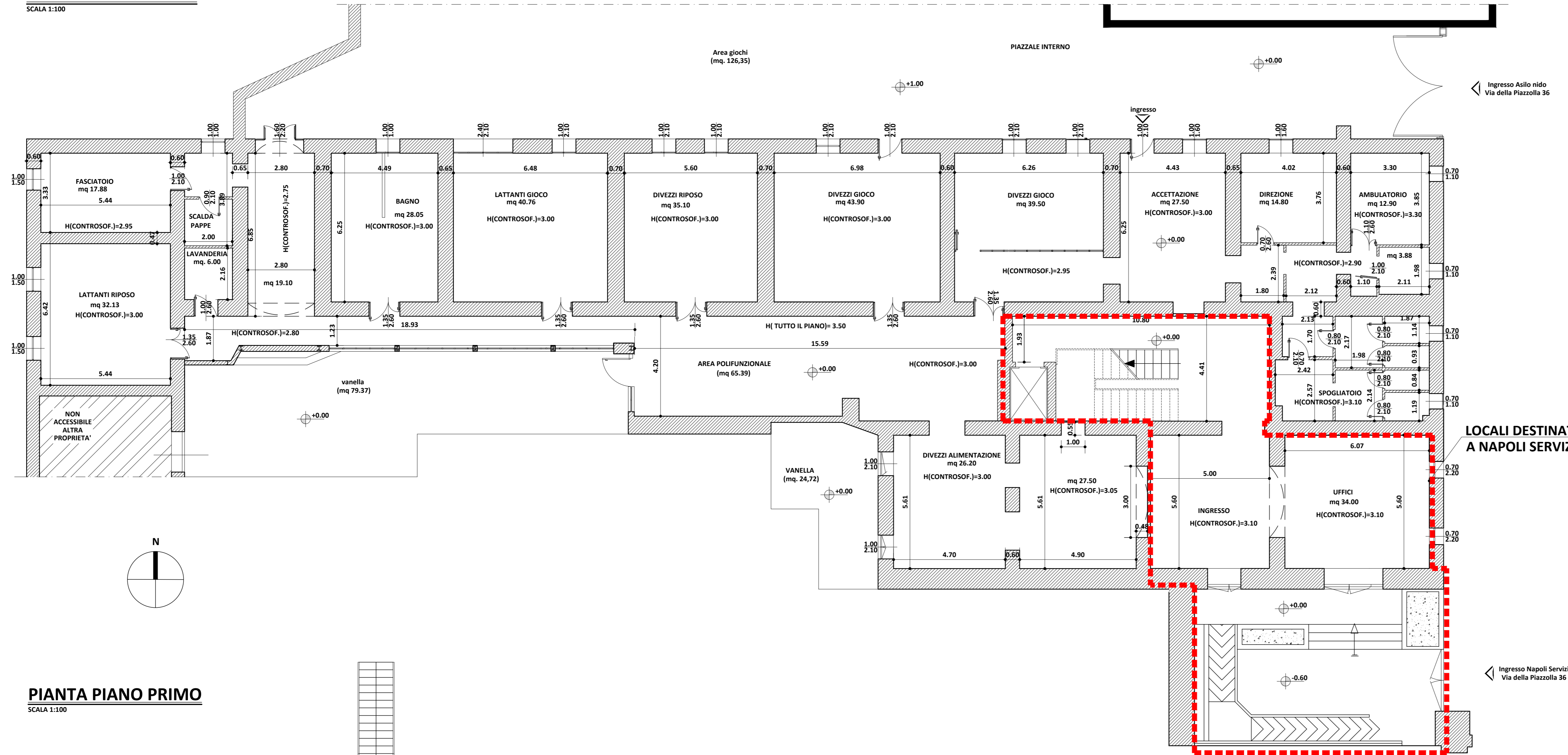
Arch. Massimo Mallardo

RUP
Arch. Alfonso Ghezzi

Elaborato Grafico

data - MARZO 2022

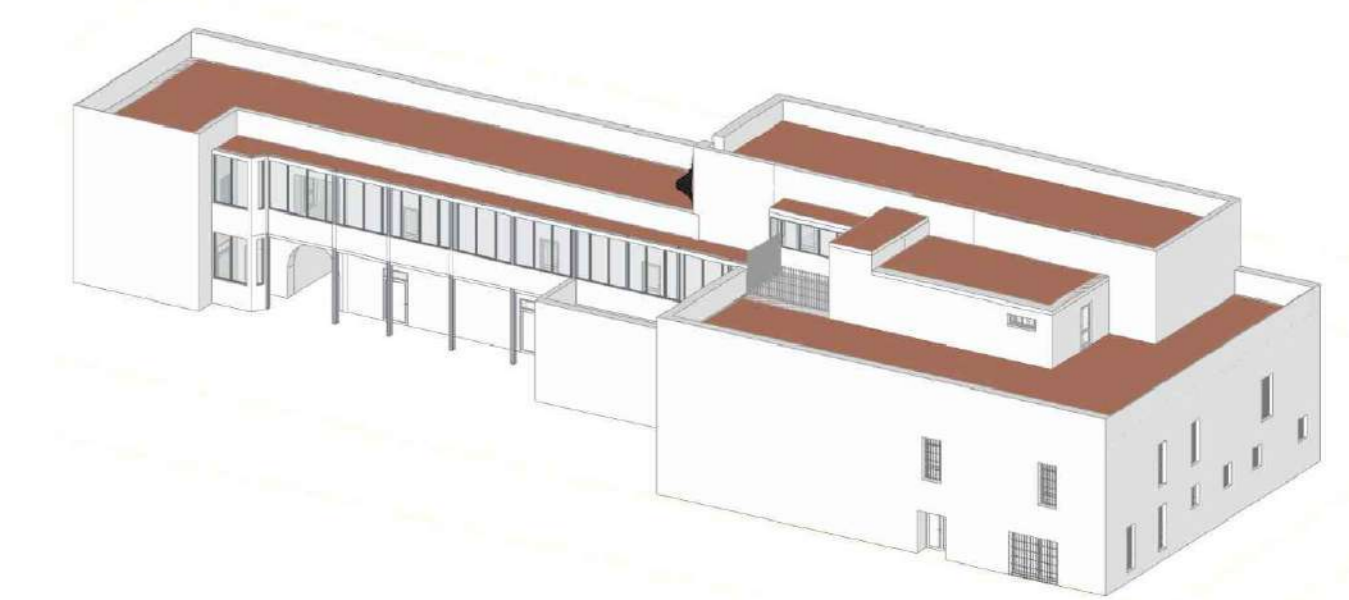
PIANTA PIANO TERRA
SCALA 1:100



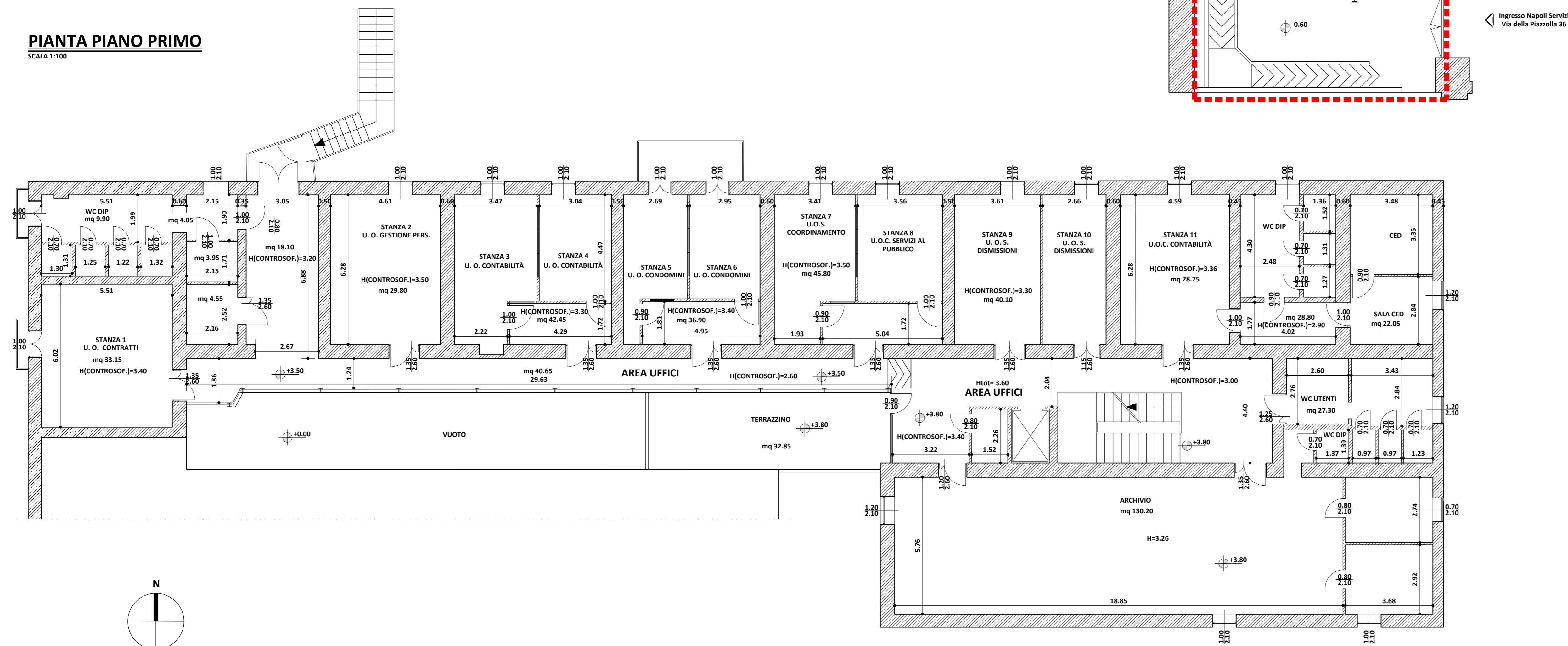
ORTOFOTO



IMMAGINE 3D

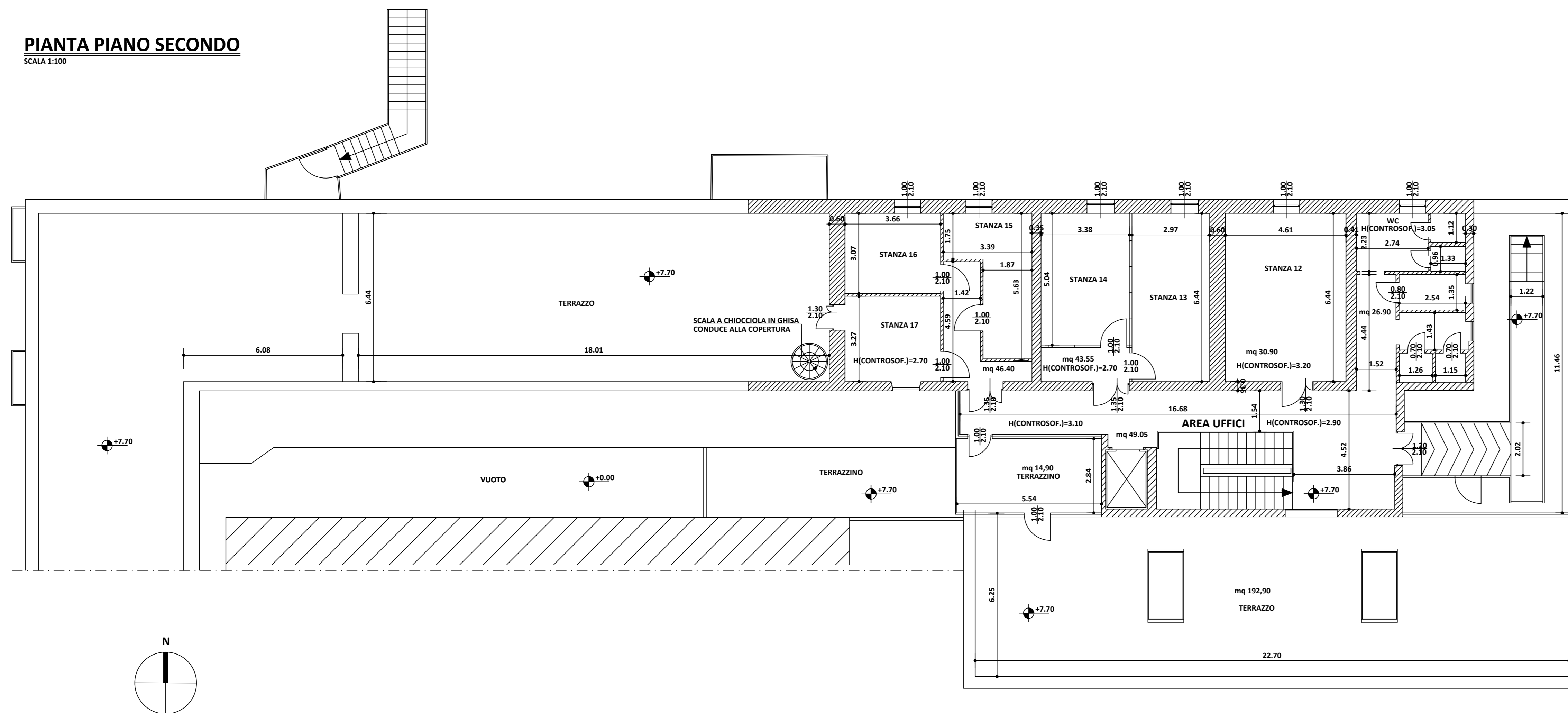


PIANTA PIANO PRIMO
SCALA 1:100



PIANTA PIANO SECONDO

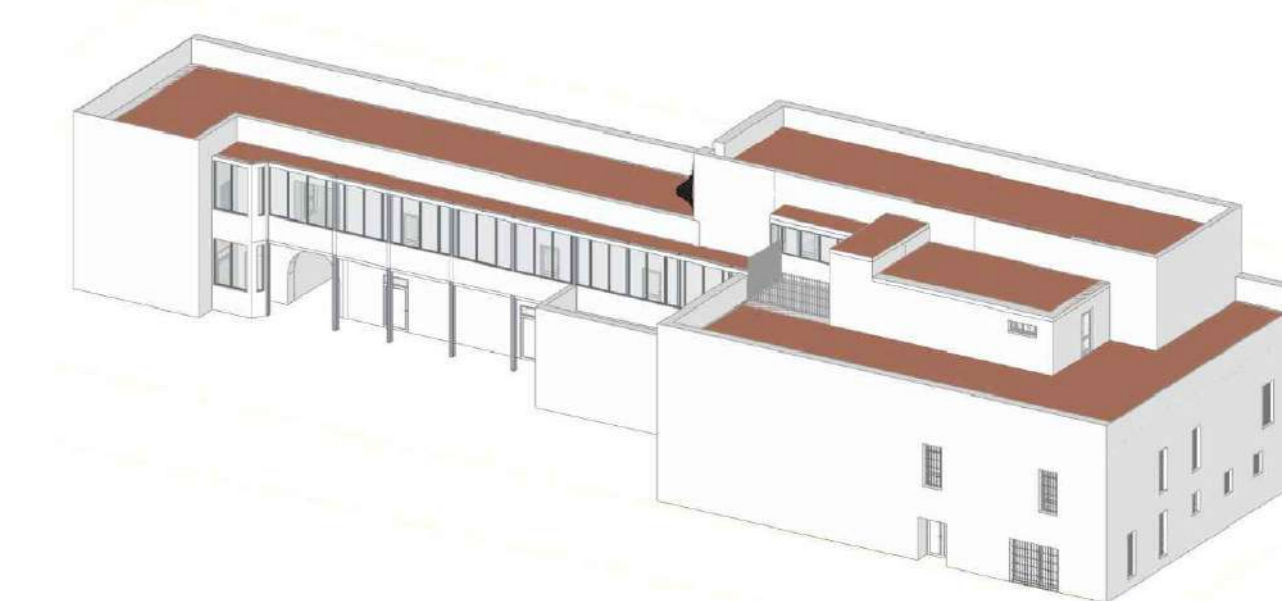
SCALA 1:100



ORTOFOTO

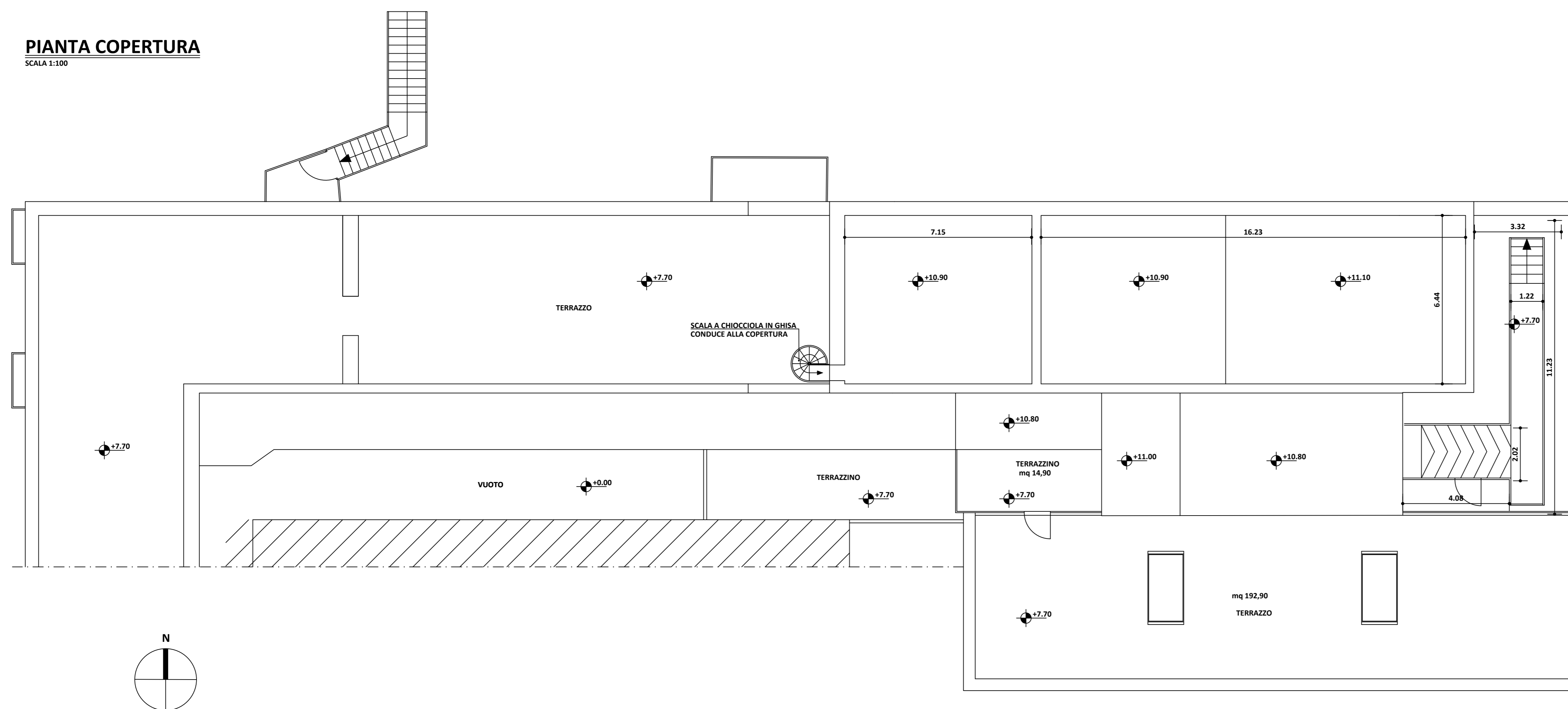


IMMAGINE 3D



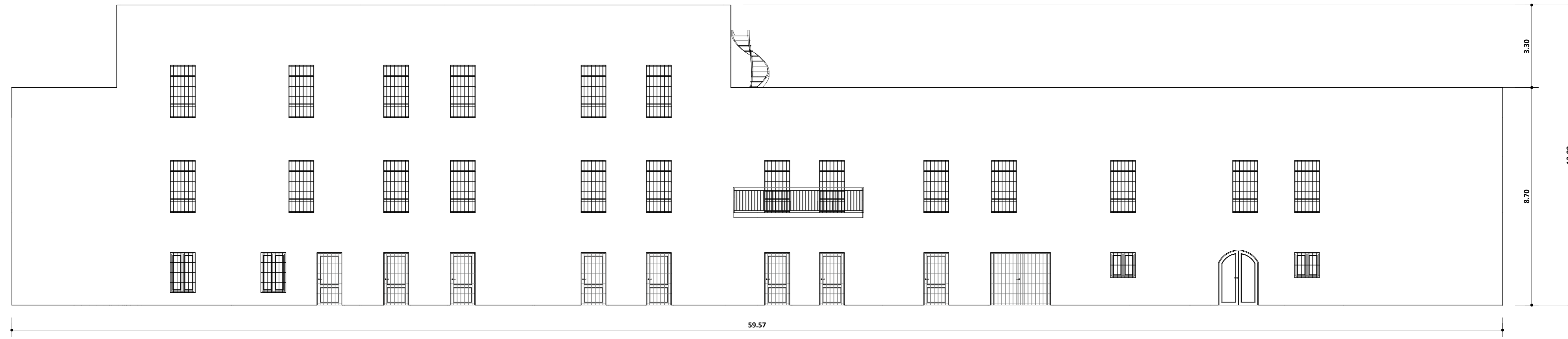
PIANTA COPERTURA

SCALA 1:100



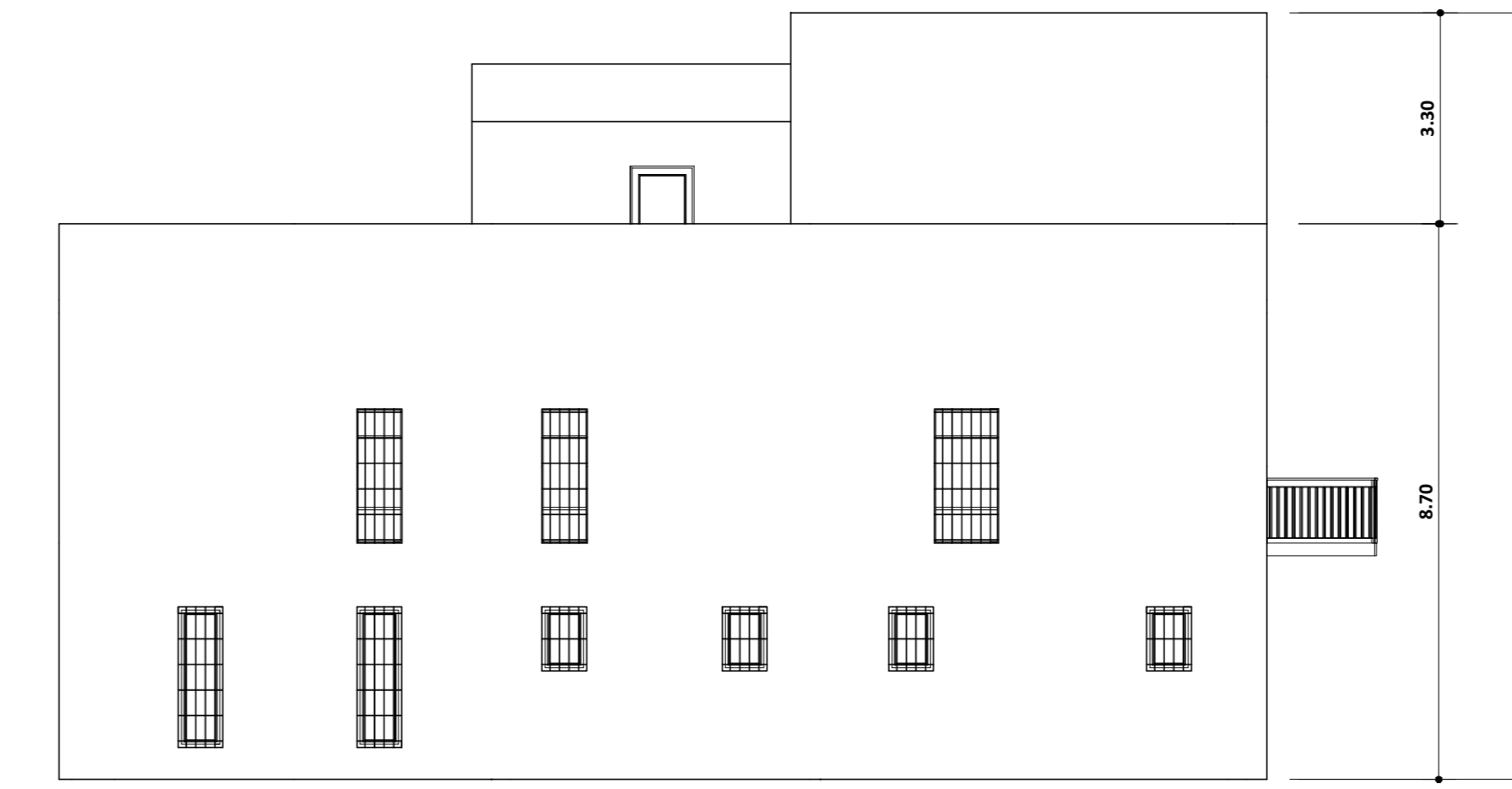
PROSPETTO SUD

SCALA 1:100



PROSPETTO EST

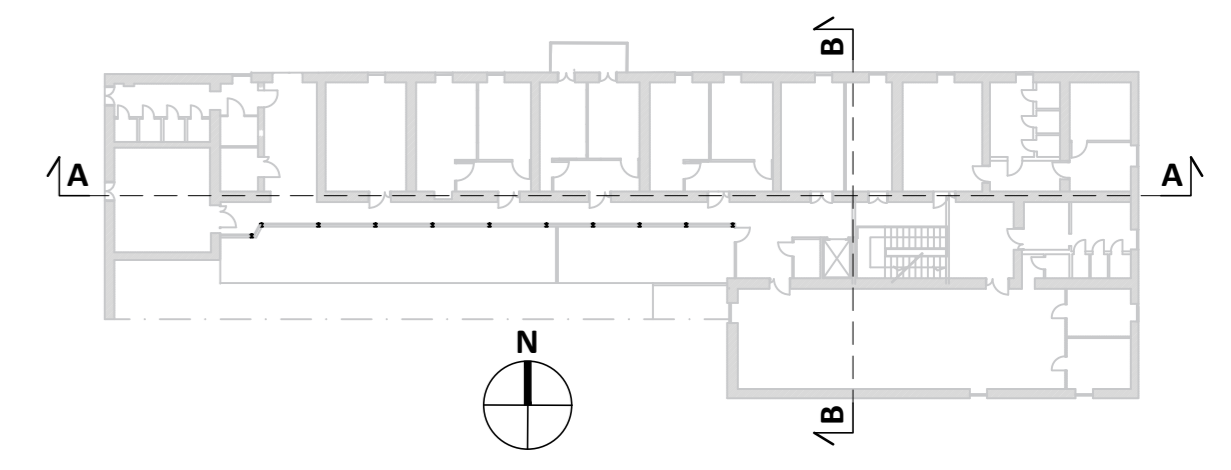
SCALA 1:100



ORTOFOTO

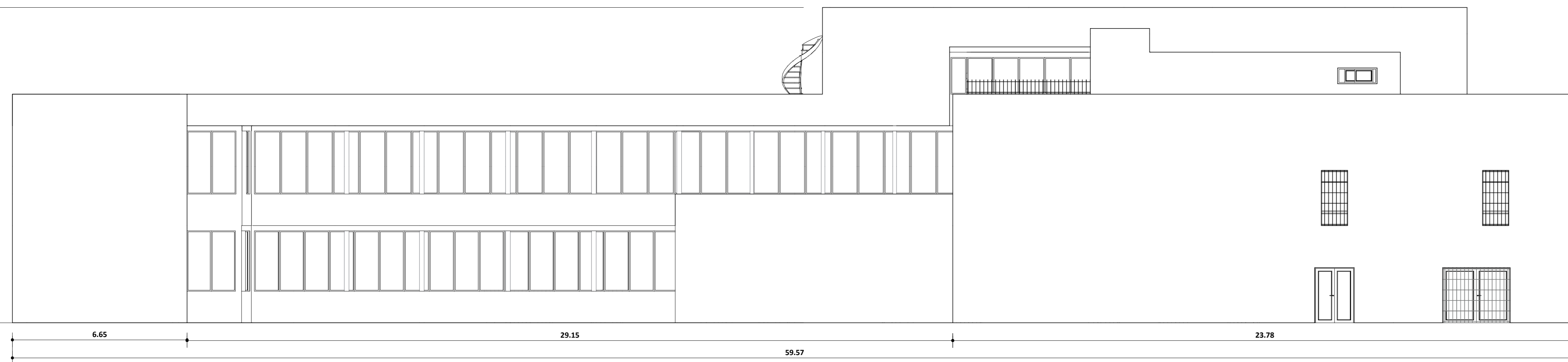


K-PLAN



PROSPETTO NORD

SCALA 1:100



PROSPETTO OVEST

SCALA 1:100

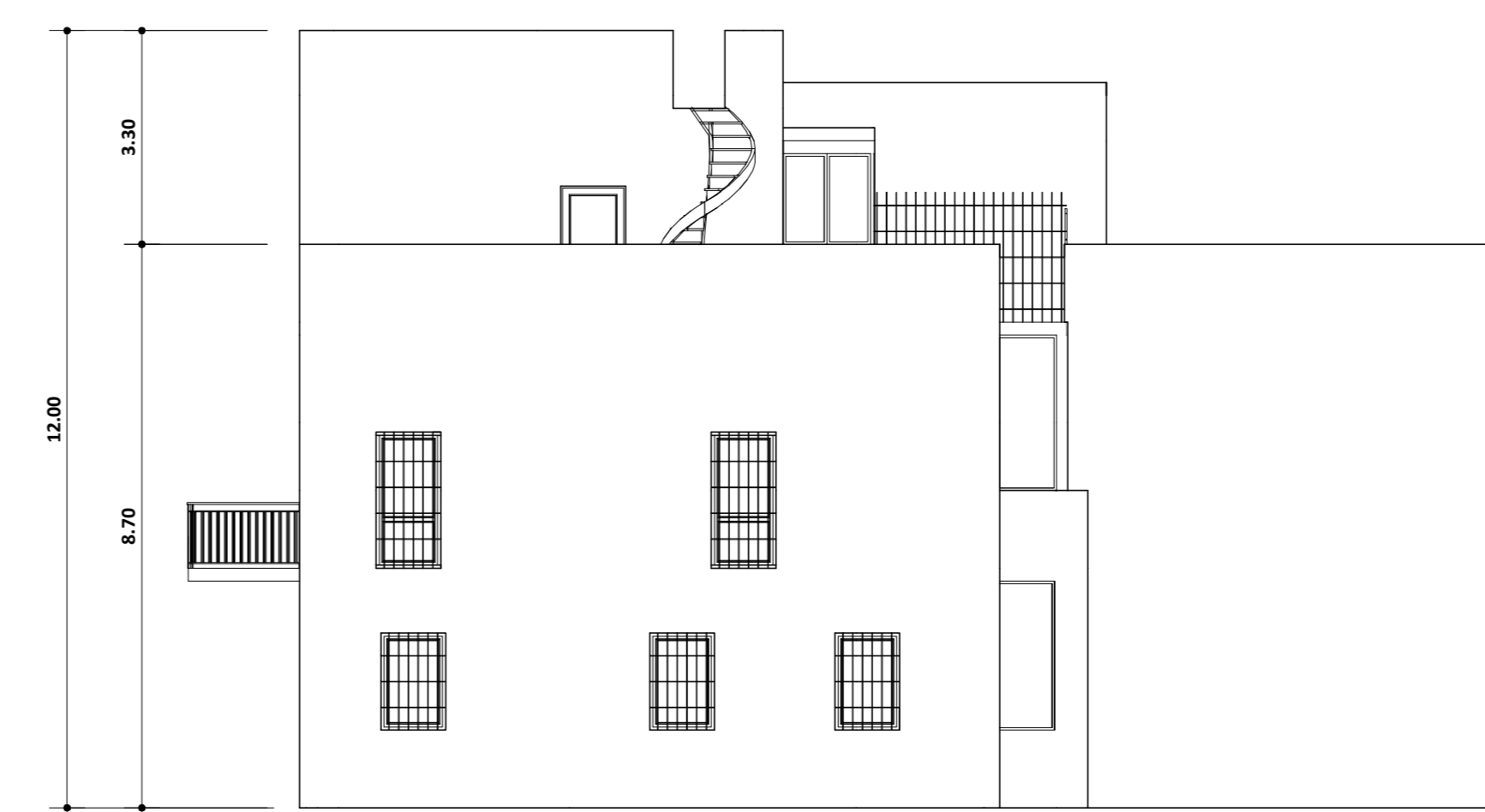
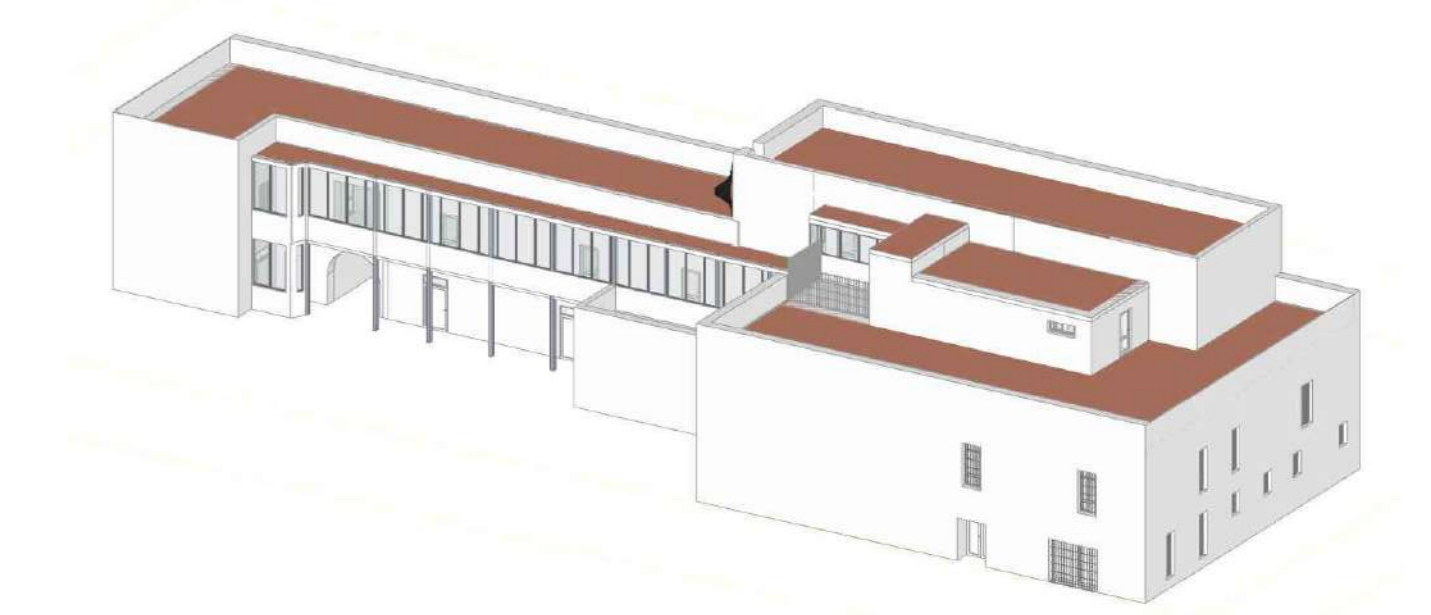
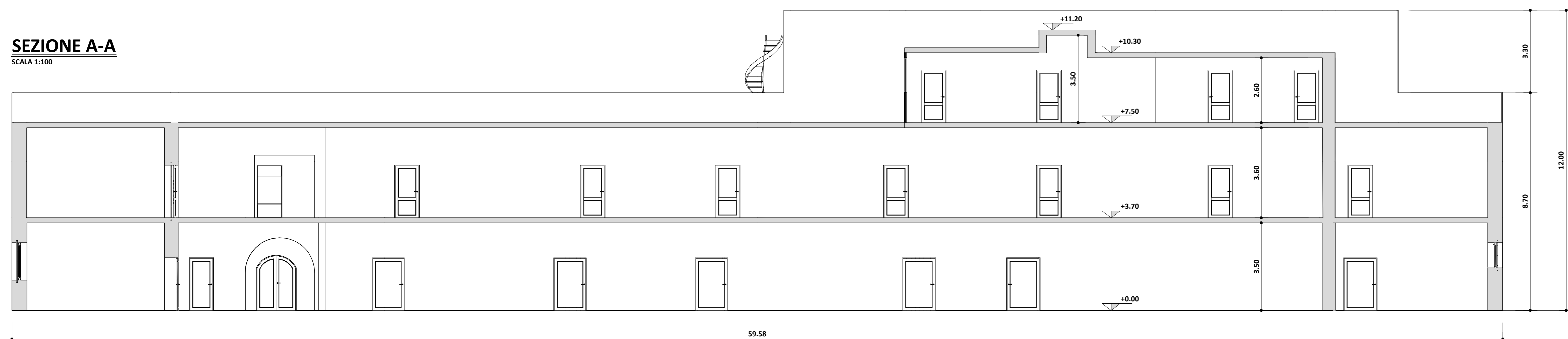


IMMAGINE 3D



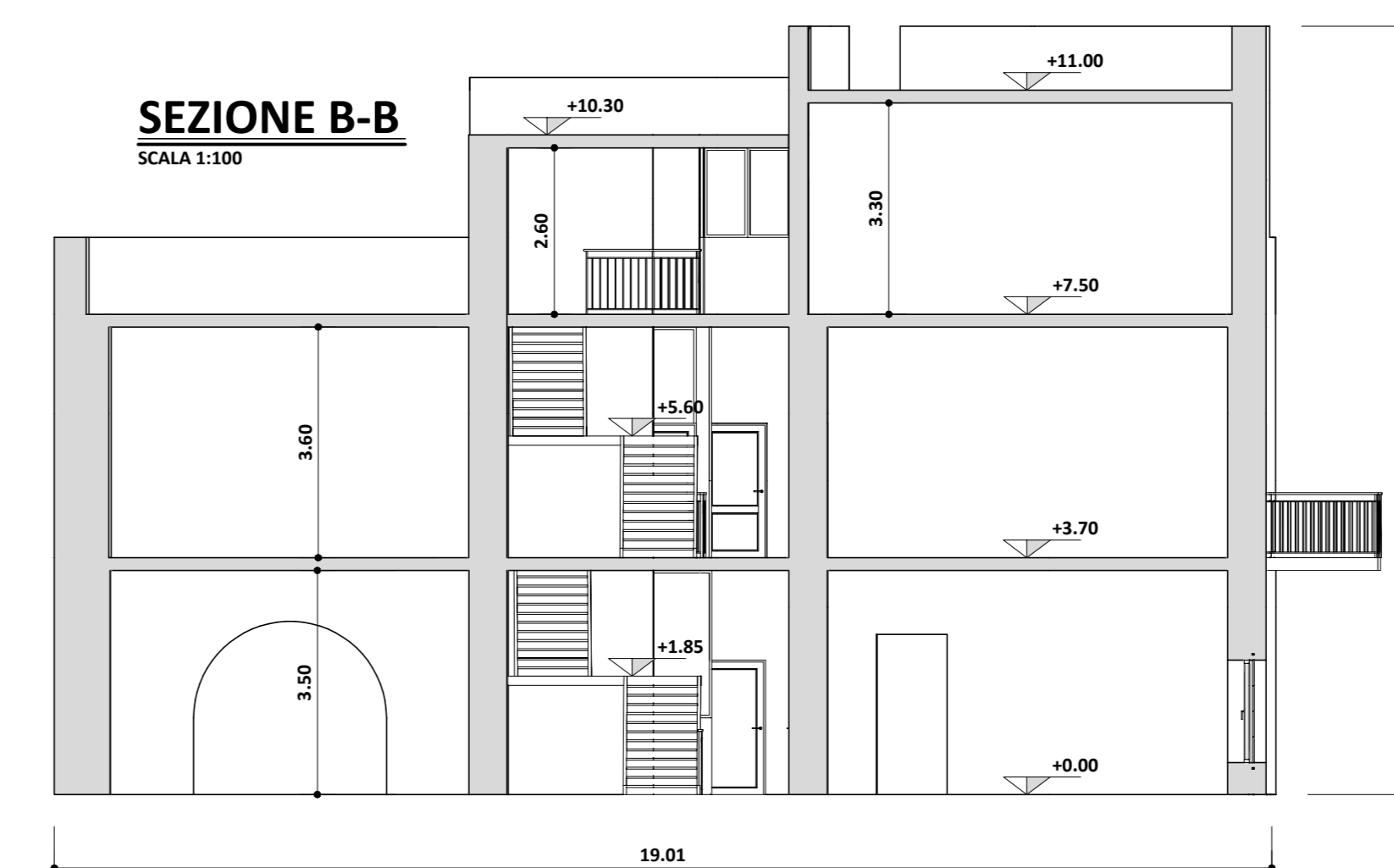
SEZIONE A-A

SCALA 1:100



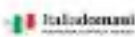
SEZIONE B-B

SCALA 1:100



FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



**RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN
SICUREZZA SCUOLA BICE ZONA**

VIA DELLA PIAZZOLLA 36 NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista

Arch. Massimo Mallardo

RUP

Arch. Alfonso Ghezzi

Relazione Tecnica

data - MARZO 2022

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	CARATTERIZZAZIONE DEI MANUFATTI E DESCRIZIONE DELL'UNITA' STRUTTURALE ANALIZZATA	5
3.1	RILIEVO FOTOGRAFICO E DEGRADO.....	6
4	AGGREGATI EDILIZI	8
5	LIVELLO DI CONOSCENZA ED IDENTIFICAZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE	8
6	METODI DI ANALISI IN CONDIZIONI DI CARICO SISMICO	9
7	MODELLAZIONE STRUTTURALE	10
7.1	MODELLO GEOMETRICO.....	11
7.2	MODELLO MECCANICO.....	11
7.3	MODELLO DELLE AZIONI.....	11
7.4	MEMBRATURE DEL SISTEMA STRUTTURALE.....	12
7.5	MEMBRATURE DEL SISTEMA STRUTTURALE.....	12
7.6	SOLAI.....	12
7.7	AZIONI VARIABILI DI ESERCIZIO (Q_k).....	12
7.8	AZIONI DA NEVE (Q_{Nk}).....	13
7.9	AZIONI DA VENTO (Q_{Vk}).....	13
7.10	AZIONE SISMICHE (Q_{Ek}).....	13
7.11	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	15
8	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CON LE NTC18	18
9	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTILI	18
9.1	CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI IN ACCIAIO	19
	CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI ORIZZONTALI	25
9.1	VERIFICHE AGLI SLE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	25
10	RISPOSTA DEL SISTEMA STRUTTURALE	26
11	RISPOSTA DEL SISTEMA STRUTTURALE IN CONDIZIONI DINAMICHE	30
11.1	MODI DI VIBRARE.....	30
	AZIONI PER CARICHI ORIZZONTALI.....	32
11.1.1		
12	RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PER CARICHI GRAVITAZIONALI	35
12.2	RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ORIZZONTALI SOLAIO AI CARICHI GRAVITAZIONALI.....	41
13	RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI PER AZIONI ORIZZONTALI	41
13.1	VULNERABILITA' NEI CONFRONTI DELLO SLD E DELLO SLO LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	46
14	RESISTENZA DELLE FONDAZIONI	50
15	INDICATORI DI RISCHIO	51
15.1	CAPACITA' DELLA STRUTTURA IN TERMINI DI VITA NOMINALE.....	51
16	CLASSE DI RISCHIO	53
17	CONTROLLO ED AFFIDABILITA' DEI RISULTATI	55
18	CONCLUSIONI	56
18.1	RISPOSTA DEL SISTEMA STRUTTURALE IN CONDIZIONI STATICHE.....	56
18.2	LIMITAZIONI ALL'USO DELLE STRUTTURE.....	56
18.3	RISPOSTA DEL SISTEMA IN CONDIZIONE DINAMICA ED IPOTESI D'INTERVENTO.....	56
18.4	CONSIDERAZIONI FINALI.....	56

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica ha per oggetto, la valutazione del rischio sismico al plesso scolastico **BICE ZONA 7°** Circolo Didattico, sito alla Via della Piazzolla; Municipalità: 4 - S. Lorenzo, Vicaria, Poggioreale – Napoli, ottenuta mediante indagini diagnostiche e verifiche tecniche. Tutte le analisi e le relative valutazioni numeriche, sono state eseguite in accordo con le vigenti norme tecniche per le costruzioni DM.17.01.2018 – Circolare n.7/2019 e in conformità con i requisiti di Capitolato.

In particolare, tale documento, è redatto dal raggruppamento di professionisti con capogruppo il Consorzio Mythos. Nel corpo della presente si procederà, come indicato nel capitolato tecnico descrittivo prestazionale, alla definizione completa di tutte le fasi relative all'incarico ed in particolare:

- **Fase A:** Raccolta dati e conoscenza dell'immobile;
- **Fase B:** Raccolta dati e prove;
- **Fase C:** Elaborazione dei dati raccolti e verifiche di vulnerabilità;
- **Fase D:** Sintesi dei Risultati – Verifiche di vulnerabilità -Ipotesi di intervento strutturale.

Nel dettaglio la presente è valutata unitamente alla sottoelencata documentazione:

- Piano di indagine;
- Relazione geologica;
- Relazione sulla modellazione strutturale;
- Fascicolo delle indagini (allegato in calce);
- Elaborati grafici;
- Relazione sulle strategie d'intervento.

Per una corretta comprensione del sito oggetto di studio si riporta di seguito l'ortofoto dell'area di interesse.



Figura 1-1: Ortofoto area d'interesse

La struttura, come risulta in atti, è verificata in opera e presenta un normale utilizzo per la destinazione d'uso prevista. Essa è classificata con una **classe d'uso III**; infatti, in conformità con quanto previsto dalle NTC2018, rientra tra le costruzioni che soddisfano la seguente dicitura:

Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie ex- traurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

La vita nominale per la tipologia strutturale in esame è stata assunta pari a 50 anni come indicato nella tab.2.4.1 delle NTC18 trattandosi di una struttura con livelli di prestazioni alti.

La valutazione del livello di sicurezza della struttura oggetto di incarico, è condotto attraverso il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite (MSL).

Gli stati limite sono raggruppabili nella seguente categoria:

"Stati Limite Ultimi: corrispondenti al raggiungimento della massima capacità portante della struttura."

Per ognuno di essi, il metodo consiste essenzialmente nel controllare che la risposta del sistema strutturale (E_d), prodotta dalle azioni di progetto (F_d), in termini di sollecitazioni o deformazioni, sia compatibile con i corrispondenti valori limite (R_d).

$$R_d \geq E_d$$

Le verifiche degli elementi sono condotte in ossequio a quanto disposto dal D.M.17.01.2018 e dalla Circolare n. 7/2019.

In particolare nel presente elaborato sono state realizzate le analisi di I Livello (*analisi dinamiche lineari con fattore di struttura $q=1.5$ per i meccanismi fragili e per i meccanismi duttili degli elementi*) ed analisi per carichi gravitazionali.

Le analisi, sono seguite dalle verifiche degli elementi strutturali e degli elementi non strutturali. Pertanto, in sintesi la presente relazione contiene:

- l'analisi storico-critica dell'edificio;
- la caratterizzazione meccanica dei materiali dell'edificio;
- il giudizio conclusivo di verifica sismica che evidenzia le carenze strutturali e descrive le modalità di miglioramento / adeguamento strutturale;
- la classe di rischio sismica;
- la stima sommaria degli interventi.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- DM 17 gennaio 2018: “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- DM 14 gennaio 2008: “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n.2 febbraio 2009 n. 617. *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni”.*
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- UNI ENV 1991-1-1 28 ottobre 1996 Eurocodice 1: “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture”.
- UNI ENV 1992-1-1 27 dicembre 1991 Eurocodice 2: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI ENV 1993-1-1 24 aprile 1992 Eurocodice 3: “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI ENV 1996-1-1 31 marzo 1998 Eurocodice 6: “Progettazione delle strutture di muratura”.
- UNI ENV 1998-1-1 1 gennaio 2003 Eurocodice 8: “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.
- Decreto 20 novembre 1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
- CNR DT 200/2004: “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”.

3 CARATTERIZZAZIONE DEI MANUFATTI E DESCRIZIONE DELL'UNITA' STRUTTURALE ANALIZZATA

L'immobile oggetto di studio, presenta una sagoma iscrivibile in un rettangolo di dimensioni pari a pari a 60.00x19.00m. In particolare si distingue un'unica unità strutturale caratterizzata da un piano rialzato lato via della piazzolla che risulta terraneo lato interno cortile, un piano primo ed un piano secondo. L'immobile risulta aver subito cambiamenti per effetto della separazione con l'appendice laterale oggi occupata da deposito impianti e per effetto di una sopraelevazione e della realizzazione di una scala con ascensore in acciaio. La sopraelevazione presenta un'estensione pari a circa 28.00x19.00mè realizzata con blocchi portanti in laterizio. Le strutture sono interamente in muratura di tufo con un ammassamento quasi uniforme delle pareti trasversali e con solai in acciaio e tavelloni. I solai, presentano, un'orditura ed una sezione delle membrature variabile in relazione alla luce presente come meglio indicato nelle carpenterie. Al fine di incrementare gli spazi è stato chiuso il locale balcone con muretti, e profili metallici. Gli impalcati presentano uno spessore medio di 20 - 25 cm. L'impalcato di copertura non risulta calpestabile. La destinazione del piano terra è di tipo scolastico, mentre quella del piano primo e secondo è di uffici non aperti al pubblico (Napoli servizi). Le fondazioni sono di tipo diretto e costituite dal prosieguo delle murature in tufo sino ad una profondità pari a circa 2.00m come rilevato dallo scavo eseguito.

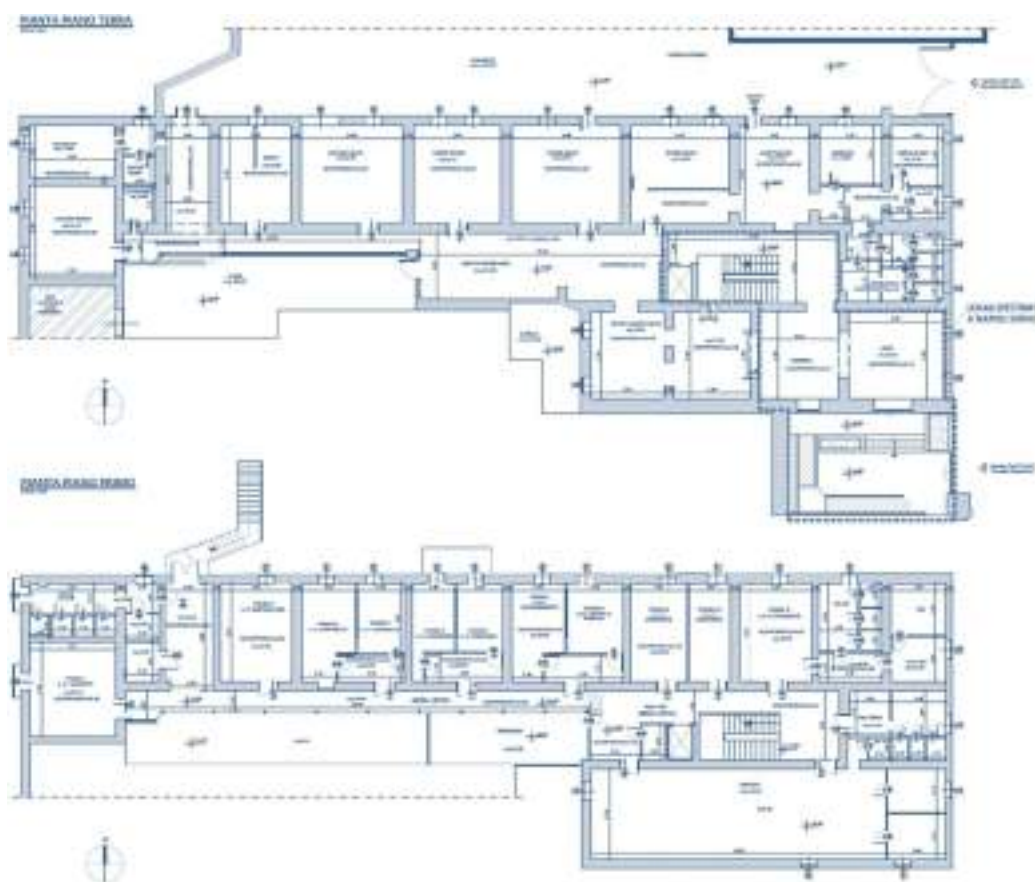


Figura 3-1: distribuzione ambienti

3.1 RILIEVO FOTOGRAFICO E DEGRADO



Figura 3-2: Immagini esterne

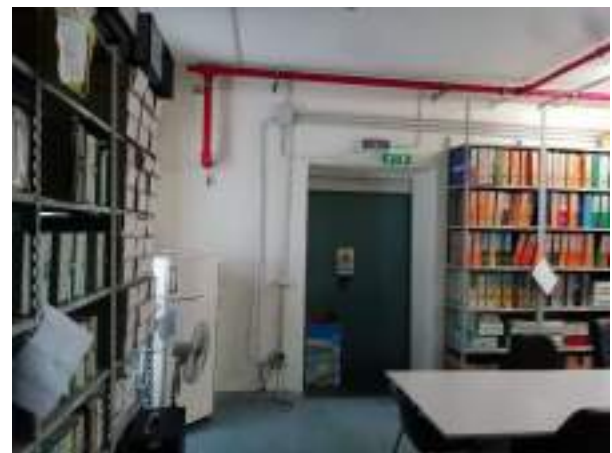


Figura 3-3: Immagini interne

Nel corso dei rilievi metrici della struttura è stato indagato lo stato del degrado presente. Si segnala presenza di umidità attiva e passiva sulle parti in c.a a vista, si osserva distacco di intonaci, cls ammalorato, barre ossidate. La valutazione dei segni di degrado presenti in sito ha permesso di realizzare delle schematizzazioni grafiche in cui essi sono riportati.



Figura 3-4: Stato del degrado esterni ed interni

Per maggiori dettagli si rinvia agli elaborati grafici relativi.

4 AGGREGATI EDILIZI

L'edificio in esame appartiene è parte di una porzione più ampia e di diversa proprietà. Al fine di simulare il contributo della parete esistente sono stati considerati dei vincoli orizzontali. Non è stato possibile accedere ai luoghi per acquisire una migliore conoscenza dei luoghi.

5 LIVELLO DI CONOSCENZA ED IDENTIFICAZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

La valutazione della sicurezza strutturale dell'immobile per effetto di azioni gravitazionali e sismiche è stata eseguita con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18). Tale norma prevede una metodologia di tipo avanzata per l'analisi delle costruzioni esistenti. Maggiori dettagli sono inoltre contenuti nella Circolare n.7 del 2019 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Lo studio di valutazione richiede la preliminare identificazione del sistema strutturale secondo un preciso protocollo definito nel par. C8A.1.B della Circolare n.7/2019. Presupposto indispensabile per una corretta stima della sicurezza strutturale di una costruzione esistente è l'identificazione del sistema strutturale, ossia la sua caratterizzazione in termini di conoscenza della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà meccaniche dei materiali (caratterizzazione geometrica e meccanica del sistema strutturale). A tal riguardo le norme tecniche vigenti (NTC18) definiscono per le costruzioni esistenti, nel capitolo 8 del decreto ministeriale e della corrispondente circolare esplicativa, i criteri di scelta dei livelli di conoscenza del sistema strutturale (cfr par. C8A.1.B della Circolare n.7/2019), da cui conseguono la metodologia d'analisi (valutazione della domanda) e la scelta dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali (valutazione della capacità) nelle successive verifiche di sicurezza (rapporto domanda-capacità). Nella seguente tabella, sono sintetizzate le relazioni esistenti tra il livello di conoscenza perseguibile e le informazioni necessarie per la identificazione geometrica e meccanica del sistema strutturale. In essa sono inoltre riportate le metodologie d'analisi ed i fattori di confidenza da usare per la valutazione della sicurezza strutturale per un assegnato livello di conoscenza.

Ciò premesso, le indagini sono state dirette ad acquisire il livello di conoscenza esaustivo LC3, dove:

- la **geometria** è stata rilevata in situ attraverso la lettura della struttura presente con un rilievo completo;
- i **dettagli costruttivi** sono stati definiti attraverso rilievi metrici, a infrarossi, con saggi e misure pacometriche in situ;
- le **proprietà dei materiali** dai risultati di prove estese in situ.

Tabella 1: Estratto tabella C8.5.IV (NTC18) – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Nella programmazione delle indagini si è tenuto conto, al fine di una riduzione delle indagini, degli aspetti di simmetria ed omogeneità strutturale, della funzione dell'elemento nella struttura e delle condizioni di ripetitività. Tale ipotesi è stata poi confermata in sede di analisi dei risultati delle prove sui materiali.

Per i motivi sopra indicati, sulla struttura oggetto di intervento si è reso necessario programmare una campagna di rilievo della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali come compiutamente definito nel relativo fascicolo. Nel presente paragrafo per completezza vengono indicati i criteri seguiti:

Rilievo geometrico

Le operazioni di rilievo geometrico hanno riguardato l'individuazione:

- di tutti gli elementi strutturali;
- dei carichi effettivi gravanti su ogni elemento strutturale.

Rilievo dei dettagli costruttivi

Il rilievo dei dettagli costruttivi ha riguardato i seguenti elementi:

- qualità dei collegamenti;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare eventuali spinte;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia, geometrie e materiali dei solai.

Rilievo delle proprietà dei materiali

La valutazione della tipologia, della qualità e delle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali è stata effettuata mediante prove sperimentali i cui risultati sono riportati nel relativo fascicolo. Le prove svolte in sito sono state proporzionate alla superficie dell'edificio ed al numero di piani presenti ed hanno permesso di ottenere un livello di conoscenza adeguato LC2.

Le indagini sono state eseguite dal laboratorio ufficiale di prove sui materiali Geoconsult S.r.l. al cui fascicolo si rimanda per maggiori dettagli.

6 METODI DI ANALISI IN CONDIZIONI DI CARICO SISMICO

Come accennato in precedenza, i dati forniti dalle indagini, consentono di poter eseguire una valutazione numerica della sicurezza strutturale con il duplice intento di stimare preliminarmente la vulnerabilità della struttura e di definire il livello di prestazione da utilizzare per un successivo assessment e per il progetto di miglioramento/adeguamento sismico. La vulnerabilità della struttura, secondo un approccio performance-based multiprestazionale, richiede il controllo della sicurezza strutturale nei confronti dei seguenti stati limite:

Stati Limite Ultimi

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): nonostante la presenza di significativi danni al sistema strutturale, la costruzione conserva parte della resistenza e della rigidità alle azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni orizzontali;
- Stato Limite di Collasso (SLC): il sistema strutturale seppur caratterizzato da gravi danni conserva un margine di sicurezza alle azioni verticali ed un esiguo margine alle azioni orizzontali;

Stati Limite di Esercizio

- Stato Limite di Operatività (SLO): assenza di danni alle parti strutturali e non strutturali tali da non produrre significative interruzioni d'uso.
- Stato Limite di Danno (SLD): la costruzione subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Detto ciò la metodologia d'analisi non dipende soltanto dal livello di conoscenza che si ha del sistema strutturale, ma anche dai limiti intrinseci della procedura (miopia del metodo) utilizzata per la valutazione della sicurezza nei confronti di un assegnato stato limite.

Per caratterizzare lo stato limite ultimo e la capacità dell'edificio in esame è stata eseguita oltre ad un'analisi per carichi gravitazionali, un'analisi dinamica modale con fattore di struttura "q=1.5" per meccanismi fragili e per i meccanismi duttili.

7 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Allo scopo di valutare correttamente la risposta strutturale è stato realizzato un modello fisico-matematico, atto a simularne il comportamento del sistema fisico reale entro definite condizioni al contorno, attraverso il codice di calcolo agli elementi finiti denominato ProSap distribuito dalla 2Si s.r.l. di Ferrara, codice di licenza 00152cli dsi 3164. Con particolare riguardo ai principali elementi finiti presenti nel modello strutturale (elementi monodimensionali e bidimensionali) ed alle assunzioni adoperate nella modellazione si rimanda alla relazione tecnica relativa alla modellazione strutturale.

Ciò ha quindi permesso di realizzare un modello agli elementi finiti della scuola si riportano di seguito delle immagini esplicative che permettono una maggiore comprensione di quanto detto.

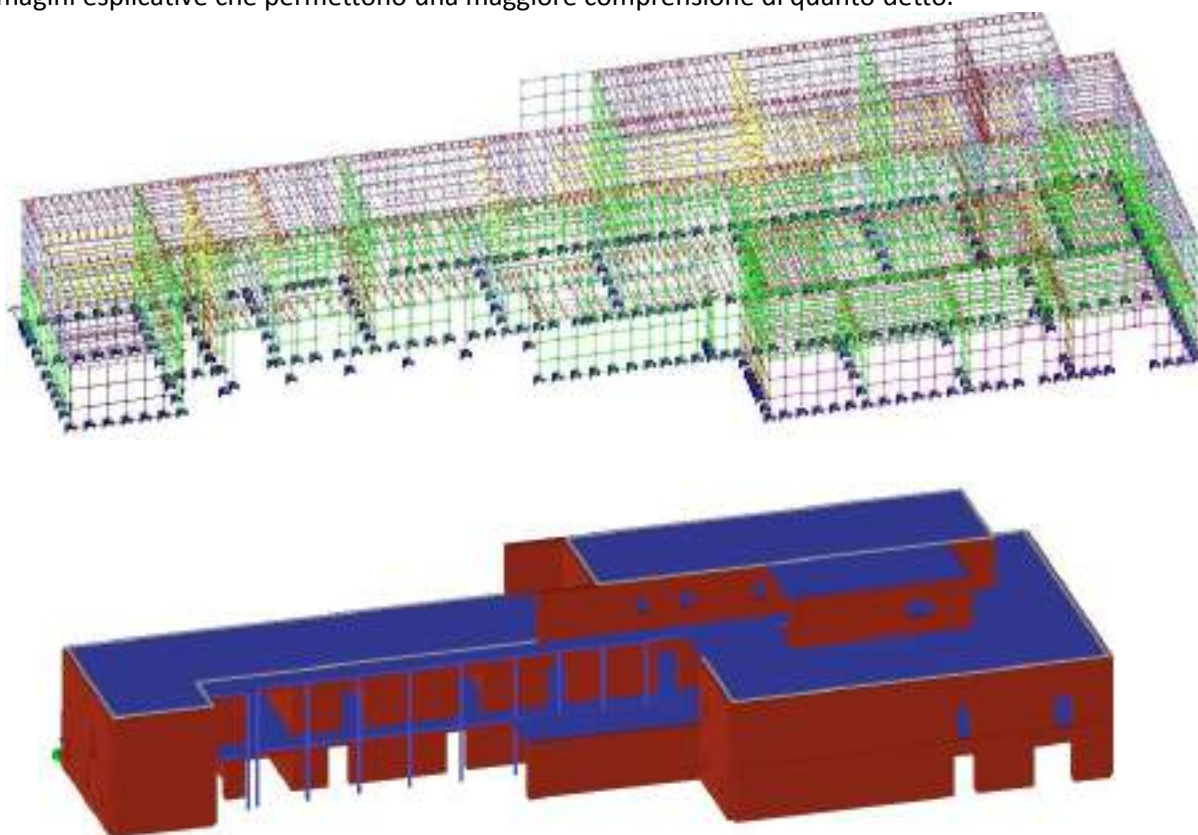


Figura 7-1: Schema Modello Nodi 3091 D2 307 D3 2597 Solai 46

7.1 MODELLO GEOMETRICO

Le analisi strutturali sono eseguite schematizzando la struttura con telai tridimensionali ed attraverso un insieme di elementi monodimensionali tipo "beam" e/o "shell" o a pannelli. Il modello di calcolo è definito dalla linea d'assi degli elementi.

7.2 MODELLO MECCANICO

Il modello meccanico descrive la relazione esistente tra il campo delle deformazioni e quello delle tensioni, ovvero tra le caratteristiche generalizzate delle sollecitazioni e gli spostamenti omologhi, la cui compatibilità è validata mediante opportuni criteri o domini di resistenza.

Tabella 2: Muratura di Tufo

<input type="checkbox"/> Resistenze	
Resistenza fm	2,715 [N/mm ²]
Resistenza flm	1,30 [N/mm ²]
Resistenza fv0m	0,105 [N/mm ²]
Resistenza fv0hm	0,105 [N/mm ²]
Resistenza fau0m	5,2500e-02 [N/mm ²]
Resistenza flmm	0,371 [N/mm ²]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per asse non lineari	
<input type="checkbox"/> Muratura consolidata	
<input type="checkbox"/> Proprietà	
Peso specifico	1,6000e-05 [N/mm ³]
Dilatazione termica	1,0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 2	1,0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 3	1,0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5,0

Tabella 3: Muratura di blocchi semipieni

<input type="checkbox"/> Generalità	
<input checked="" type="checkbox"/> Materiale isotropo	
Fattore di confidenza FC in	0,0
<input type="checkbox"/> Resistenza	
Resistenza fm	4,0 [N/mm ²]
Resistenza flm	2,0 [N/mm ²]
Resistenza fv0m	0,6 [N/mm ²]
Resistenza fv0hm	0,6 [N/mm ²]
Resistenza fau0m	0,3 [N/mm ²]
Resistenza flmm	0,52 [N/mm ²]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per asse non lineari	
<input type="checkbox"/> Muratura consolidata	
<input type="checkbox"/> Proprietà	
Peso specifico	1,2000e-05 [N/mm ³]
Dilatazione termica	1,0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 2	1,0000e-05 [1/C]
Dilatazione termica 3	1,0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5,0

Nel caso sismico si è proceduto all'assunzione come indicato dalla norma di una rigidità fessurata pari al 30% sia per elementi di tipo trave che pilastro.

7.3 MODELLO DELLE AZIONI

Il modello delle azioni ha come finalità quella di schematizzare gli enti sollecitanti che con una certa probabilità agiranno sulla struttura in esame durante la sua vita di progetto (T_s o V_N). Assegnato un tipo di evento (*condizione elementare di carico - I step*), occorre quindi caratterizzarne l'intensità (*analisi dei carichi e trasferimento delle azioni- II step*) e la distribuzione spaziale (*configurazione dei carichi III step*). Inoltre, risultando grandezze aleatorie, occorre prevedere la possibilità di accadimento simultanea degli eventi considerati (*combinazioni di carico*) dipendente dal livello prestazionale richiesto ovvero dallo stato limite considerato. Le condizioni

elementari di carico agenti sulla struttura sono rappresentate dal peso proprio, carichi permanenti solai-coperture, variabile solai: carico d'esercizio, carico da neve, sisma dinamico (0°,90°).

Azioni di progetto: nel presente capitolo vengono riportate le azioni sollecitanti, divise per tipologia, considerate ai fini della verifica della struttura in oggetto. In particolare si distingue, coerentemente alle indicazioni di normativa, tra le azioni naturali e quelle antropiche.

Azioni antropiche: tale categoria comprende tutte le azioni legate alle attività umane, in particolare vengono considerati tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi portati e dai sovraccarichi accidentali. I pesi propri (murature, elementi in c.a., ecc.) vengono valutati in automatico dal programma mentre tutti gli altri vengono assegnati dall'utente in termini di valori caratteristici.

Azioni naturali: in questa categoria ricadono tutte le azioni che vengono generate da fenomeni naturali capaci di sollecitare in modo significativo la struttura: vento, neve, ecc.

Azione sismica: l'azione sismica viene valutata mediante gli spettri di normativa caratterizzati per ciascuno degli stati limite considerati.

Gli elementi caratterizzanti tali spettri sono:

- T_r tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto;
- a_g accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento ai fini della verifica della struttura;
- h coefficiente legato allo smorzamento;
- S coefficiente di suolo;
- T_B, T_C, T_D periodi limite dei campi significativi dello spettro.

7.4 MEMBRATURE DEL SISTEMA STRUTTURALE

I pesi propri strutturali sono valutati automaticamente dal codice di calcolo utilizzato, sulla base delle caratteristiche geometriche delle membrature (aree per elementi monodimensionali e spessori per elementi bidimensionali) e del peso specifico del materiale da costruzione.

7.5 MEMBRATURE DEL SISTEMA STRUTTURALE

I pesi propri strutturali sono valutati automaticamente dal codice di calcolo utilizzato, sulla base delle caratteristiche geometriche delle membrature (aree per elementi monodimensionali e spessori per elementi bidimensionali) e del peso specifico del materiale da costruzione.

7.6 SOLAI

L'intensità delle azioni permanenti rappresentative dei solai di piano è valutata attraverso l'analisi dei carichi, volta alla individuazione del peso per unità di superficie dei singoli componenti portanti e portati, di seguito riportati in tabelle.

Peso proprio solai

	G	3.50	KN/m ²
Sovraccarichi	G1	1.00	KN/m ²

7.7 AZIONI VARIABILI DI ESERCIZIO (q_k)

Per i carichi di esercizio agenti sui solai si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel certificato di collaudo statico alle destinazioni d'uso indicate nella documentazione fornita ed in mancanza di quest'ultima alla Tabella 3.1.11 delle NTC18 distinguendo i casi di seguito indicati.

Tabella 4: Carichi variabili solai

Tipo solaio	q_k kN/m ²
copertura	0.50
Ambienti suscettibili di affollamento	3.00
Uffici non aperti al pubblico	2.00

7.8 AZIONI DA NEVE (q_{NK})

Il carico da neve è stato determinato nella misura di 1.20 kN/m² secondo quanto disposto al p.to 3.4 delle NTC18 come di seguito indicato.

Zona Neve = I

Periodo di ritorno. $Tr = 50$ anni

$Ctr = 1.0$

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} Ce Ctr = 60$ kN/m²

Copertura piana:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

$C_{ef} = 1.000$

$m_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 0.48$ kN/ m²

7.9 AZIONI DA VENTO (q_{vk})

Zona vento = 3

Velocità base della zona. $V_{b.o} = 27$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona. $A_o = 500$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito. $A_s = 17$ m

Velocità di riferimento. $V_b = 27.00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno. $Tr = 500$ anni $Cr = 1.063$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto. $V_r = V_b Cr = 28.69$ m/s

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane non di classe A suburbane industriali e boschive

Esposizione: Cat. III- Zona costiera entro 10 km dal mare

($K_r = 0.20$; $Z_o = 0.10$ m; $Z_{min} = 5$.m)

Pressione cinetica di riferimento. $q_b = 0.46$ kN/m²

Coefficiente di forma. $C_p = 1.00$

Coefficiente dinamico. $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione. $C_e = 1.71$

Coefficiente di esposizione topografica. $C_t = 1.00$

Altezza dell'edificio. $h = 5.00$ m

Pressione del vento. $p = q_b Ce C_p C_d = 0.78$ kN/ m²

7.10 AZIONE SISMICHE (Q_{ek})

Le NTC sanciscono il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si stabiliscono in relazione alla pericolosità del sito definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo A (*in pratica si fa finalmente coincidere il valore di ancoraggio dello spettro. a_g , con la PGA su roccia*) e del corrispondente spettro di risposta elastico $S_e(T)$. Viene di fatto superato il concetto di classificazione sismica del territorio in zone in quanto, da uno studio condotto tra il Dipartimento della Protezione Civile e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV),

i parametri per la modellazione dell'azione sismica sono distribuiti in modo uniforme sul territorio nazionale. Quest'ultimo è infatti schematizzato, attraverso una griglia regolare con passo di circa 5 km che definisce il reticolo di riferimento, i cui nodi sono identificati mediante le corrispondenti coordinate geografiche in termini di latitudine (distanza angolare dall'equatore) e la longitudine (distanza angolare da un arbitrario meridiano di riferimento lungo lo stesso parallelo del luogo). La pericolosità sismica è quindi associata alla accelerazione massima attesa intesa come il picco del segnale che ha una certa probabilità PVR di essere superato in un periodo di riferimento V_R . Nelle NTC V_R è il prodotto dalla vita nominale della costruzione V_N , e del coefficiente d'uso C_U . La vita nominale V_N (o vita di progetto) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il valore del coefficiente d'uso C_U dipende dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi riguarda "l'importanza" della struttura. Nella tabella seguente, con riferimento all'edificio oggetto di studio, si riportano i parametri che definiscono il periodo di riferimento dell'azione.

Tabella 5: Parametri d'analisi

Vita nominale V_N (anni)	Coefficiente d'uso c_u	Periodo di riferimento V_R (anni)
50	1.5 (classe III)	75

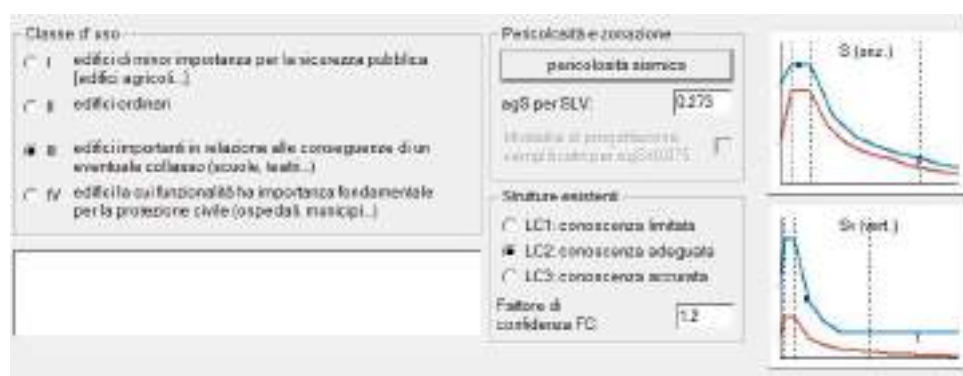


Figura 7-2: Definizione parametri sismici

Lo spettro poi tiene conto di eventuali alterazioni del segnale dovute a condizioni locali del sottosuolo nonché alla morfologia della superficie attraverso alcuni coefficienti di microzonazione. In particolare occorre definire la categoria topografica a cui è associato il parametro di amplificazione S_T e la categoria di suolo cui corrisponde il coefficiente di amplificazione stratigrafico S_S definito anche in funzione di F_0 e T^*c .

Di seguito sono riportati i diversi valori dei parametri significativi:

Tabella 6: Parametri maglia zonizzazione sismica

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	14.260	40.855	
33200	14.217	40.833	4.352
33201	14.283	40.832	3.196
32979	14.284	40.882	3.606
32978	14.218	40.883	4.693

Tabella 7: Parametri sismici per le diverse combinazioni limite

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
SLO	91.8	30.0	0.045	2.344	0.280
SLD	91.8	30.0	0.045	2.344	0.280
SLV	64.3	72.9	0.073	2.325	0.320
SLC	52.5	100.7	0.086	2.327	0.330

Tabella 8: Parametri spettri di rispostai per le diverse combinazioni limite

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.045	1.500	2.344	0.669	0.149	0.447	1.779
SLD	0.045	1.500	2.344	0.669	0.149	0.447	1.779
SLV	0.073	1.500	2.325	0.846	0.163	0.489	1.891
SLC	0.086	1.500	2.327	0.920	0.167	0.500	1.943

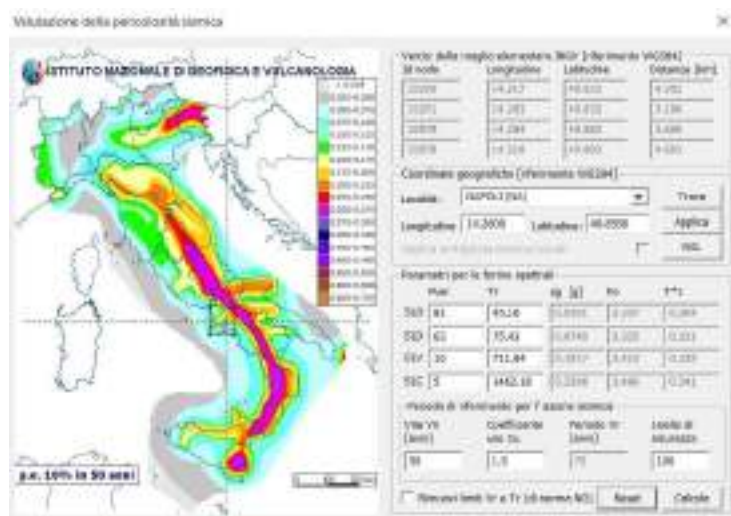


Figura 7-3: Parametri di sito su suolo rigido

7.11 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU).

Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa:

Combinazione Stati Limite Ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione rara (SLE):

$$G1 + G2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE):

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE):

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Combinazione Sismica E:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

dove:

- G_k : valore caratteristico dei carichi permanenti
- Q_k : valore caratteristico dei carichi variabili
- Q_k : carico variabile principale

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_j \cdot Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2

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

I coefficienti ψ consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento:

- ψ_0 : valore raro - P. superamento < 10%
- ψ_1 : valore frequente - P. superamento > 10%
- ψ_2 : quasi permanente - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

Tabella 9: Coefficienti di combinazione carichi variabili

CATEGORIA - AZIONE VARIABILE	ψ_0	ψ_1	ψ_2
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 accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.0	0.0	0.0
Categoria I Coperture praticabili (da valutarsi caso)	0.7	0.50	0.3
Categoria K Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	-	-	-
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

In particolare nel caso dell'analisi lineare, valendo il principio di sovrapposizione degli effetti, si analizzerà, separatamente la struttura secondo le tre direzioni mutuamente ortogonali (X, Y) del riferimento globale, adottando lo spettro di progetto definito sopra. In particolare i valori massimi (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) in una direzione vengono sommati al 30% dei valori massimi nella direzione ortogonale (regola detta del 30%)

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y \quad (\text{sisma secondo X})$$

$$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y \quad (\text{sisma secondo Y})$$

dove:

E_x , E_y , sono gli effetti (risposta del sistema) valutati con riferimento alla sola azione sismica agente rispettivamente secondo X, Y. Così facendo si ottengono 32 combinazioni, poiché vi sono 8 coppie di azioni ortogonali (in particolare + e - azione massima in direzione x combinata con + e - azione massima direzione Y e viceversa), da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro di masse.

L'azione sismica (E_d), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "quasi permanenti" dei carichi variabili.

I medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti, ecc.) sia per il calcolo delle masse sismiche.

$$C_u = E_d + \sum_k^{NG} G^{(i)} + \sum_{i=1}^{NG} Q_k^{(i)} \cdot \psi^{(i)}$$

Tabella 10: Coefficienti di combinazione sismica carichi variabili

CATEGORIA - AZIONE VARIABILE	$\psi^{(i)}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Categoria I Coperture praticabili	-
Categoria K Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	-
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA CON LE NTC18

Come indicato, la valutazione della sicurezza strutturale delle unità strutturali per effetto di azioni gravitazionali e sismiche è stata eseguita con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18). Tale norma prevede delle metodologie avanzate per l'analisi delle costruzioni esistenti. Maggiori dettagli sono inoltre contenuti nella Circolare n. 7/2019 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Lo studio di valutazione richiede la preliminare identificazione del sistema strutturale secondo un preciso protocollo definito nella Circolare n. 7/2019.

Di seguito verranno riportate le seguenti analisi:

- Valutazione della sicurezza strutturale rispetto ai carichi gravitazionali.
- Valutazione della sicurezza sismica attraverso un'analisi modale con fattore di struttura $q=1.50$ per meccanismi fragili e per meccanismi duttili.

9 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTILI

Nota la risposta del sistema struttura (Domanda = D) occorre valutare se questa risulti compatibile con limiti prestazionali (Capacità = C) definiti sia in termini di resistenza che deformabilità. Le verifiche di sicurezza sono eseguite in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite monitorando il livello di sfruttamento percentuale delle membrature del sistema strutturale nei riguardi due differenti livelli prestazionali:

- **Stati Limite Ultimi:** corrispondono ad una situazione di danneggiamento del sistema strutturale tale da poter compromettere la "pubblica incolumità" di persone e cose;
- **Stati Limite di Servizio:** corrispondenti essenzialmente alla perdita di funzionalità della costruzione e/o all'eccessivo danneggiamento delle parti non strutturali.

Il livello di sicurezza allo SLU e SLE è sinteticamente rappresentato dal rapporto tra la capacità (Resistenza R_d o spostamento limite D_{lim}) e la domanda (Sollecitazione E_d o spostamento D_d). Le verifiche sono da ritenersi soddisfatte se:

$$S_{SLU} = \frac{R_d}{E_d} \geq 1 \quad SLE = \frac{D_{lim}}{D_d} \geq 1$$

La risposta del sistema strutturale è determinata in relazione al tipo di analisi ed in relazione al tipo di stato limite in termini di domanda e capacità. Nei paragrafi successivi, in forma tabellare si riportano i risultati e quindi l'output delle analisi eseguite per i diversi elementi strutturali. In particolare deve risultare:

ressoflessione ortogonale al piano che si differenzia nel caso si è in presenza di azione sismica o no.

In assenza di sisma viene utilizzata la relazione

$$f_{d,rif} = \gamma f_{dm}$$

In presenza di analisi sismica viene utilizzato il paragrafo 7.8.2.2.3 NTC 2018 in cui $\gamma = 0.85$

Pressoflessione nel Piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il massimo momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di sezione rettangolare e diagramma delle



Affidamento di servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 4. CIG: B65I17000050001 CIG – LOTTO 4: 788262973A

Relazione sulla vulnerabilità sismica - Scuola Bice Zona

compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0.5 f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato secondo la relazione di cui al paragrafo 7.8.2.2.1 delle NTC2018

$$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_o}{2}) \cdot (1 - \frac{\sigma_o}{0.85 f_{dm}})$$

con l lunghezza complessiva della parete, t spessore della parete so tensione media normale riferita all'area della sezione f_{dm} resistenza a compressione media nel caso di strutture esistenti

Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione di cui al paragrafo 7.8.2.2 delle NTC 2018

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd}$$

Con l lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di trazione, t è lo spessore della parete, f_{vd} è la tensione normale media sulla parte compressa. In presenza di analisi statica non lineare la resistenza a taglio può essere determinata come $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \cdot \sigma_n$

Si distinguono quindi:

- **Verifica N-Mo** rapporto tra il carico normale agente ed il carico limite della muratura effettuata per le combinazioni in assenza di sisma, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta
- **Verifica N-Mp** rapporto tra il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente nel piano del muro effettuato per tutte le combinazioni, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta
- **Verifica V** rapporto tra azione orizzontale di calcolo ed il taglio limite, effettuato per tutte le combinazioni, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta
- **Snellezza** indica i valori della snellezza delle pareti in muratura.
- **Eccentricità N-Mo** indica il valore Massimo tra quelli ottenuti dividendo le eccentricità e_1 ed e_2 per lo spessore della muratura effettuata per le combinazioni in assenza di sisma se il valore è inferiore a 0.33 la verifica è soddisfatta.

9.1 CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI IN ACCIAIO

Verifiche SLU per tensioni normali per l'acciaio

Membrature soggette a sola trazione

In generale per la verifica allo Stato Limite Ultimo per trazione pura deve essere rispettata la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{t, Rd}$$

dove

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo

$N_{t, Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione che, per membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, si assume pari al valore minimo tra:

$$N_{pl, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{resistenza plastica della sezione lorda})$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (\text{resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti})$$

In presenza di azioni sismiche, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, deve risultare:

$$N_{pl, Rd} \leq N_{u, Rd}$$

Membrature soggette a sola compressione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per compressione pura viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{c, Rd}$$

dove

N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo

$N_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione della sezione da assumere pari a:

$$N_{c, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{c, Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

Membrature soggette a flessione monoassiale (retta)

La verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione monoassiale (retta) viene condotta secondo la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{c, Rd}$$

dove

M_{Ed} è il momento flettente di calcolo

$M_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a flessione retta da valutare tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

Più in dettaglio la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c, Rd}$ vale:

$$M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 1 e 2})$$

$$M_{c, Rd} = M_{el, Rd} = W_{el, min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 3})$$

$$M_{c, Rd} = W_{eff, min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

Per le sezioni di classe 3, $W_{el, min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff, min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti. Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione:

$$0.9 \cdot A_{f, net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \geq A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

dove

A_f è l'area della piattabanda lorda

$A_{f, net}$ è l'area della piattabanda al netto dei fori

f_t è la resistenza ultima dell'acciaio

Membrature soggette a presso o tenso flessione retta

Per le sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica allo Stato Limite Ultimo per presso o tenso flessione retta viene condotta controllando che:

$$M_{Ed} \leq M_{N,y,Rd}$$

dove

M_{Ed} è il momento di progetto

$M_{N,y,Rd}$ è il momento plastico di progetto ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto.

Nel caso di sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Nel caso di sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (\text{per } n \leq a)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} [1 - ((n - a) / (1 - a))^2] \quad (\text{per } n > a)$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali ed avendo posto

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0.5$$

dove:

A è l'area lorda della sezione

b è la larghezza delle ali

t_f è lo spessore delle ali.

Membrature soggette a presso o tenso flessione biassiale

In generale per le sezioni di classe 1 e 2 la verifica allo Stato Limite Ultimo per presso o tenso flessione biassiale viene condotta controllando che:

$$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}) \leq 1$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, e solo nel caso in cui $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ sia ≥ 0.2 , la verifica allo Stato Limite Ultimo per presso o tenso flessione biassiale può essere condotta controllando che:

$$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}) \leq 1$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori. Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

Verifiche SLU per tensioni tangenziali per l'acciaio

Membrature soggette a taglio

La verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio viene condotta secondo la relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{c, Rd}$$

dove

V_{Ed} è il valore di calcolo dell'azione tagliante

$V_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

In assenza di torsione, la resistenza di calcolo $V_{c, Rd}$ vale:

$$V_{c, Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot W_{pl, y})$$

dove

A_v è l'area resistente a taglio.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta.

Per le sezioni ad I o ad H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula:

$$V_{c, Rd, red} = V_{c, Rd} \cdot [1 - (\tau_{t, Ed} / (1.25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot W_{pl, y})))] \cdot 0.5$$

dove

$\tau_{t, Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

Per le sezioni cave, invece, la formula è:

$$V_{c, Rd, red} = [1 - (\tau_{t, Ed} / (f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot W_{pl, y})))] \cdot V_{c, Rd}$$

La verifica a taglio della sezione può essere anche condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula:

$$\tau_{t, Ed} \leq f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot W_{pl, y})$$

dove:

$\tau_{t, Ed}$ è valutata in campo elastico lineare.

Membrature soggette a torsione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per torsione, qualora possano essere trascurate le distorsioni della sezione, viene condotta secondo la relazione:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd}$$

Dove

T_{Ed} è il valore della sollecitazione torcente di progetto che può essere considerata come somma del contributo dovuto alla torsione uniforme $T_{t, Ed}$ e del contributo relativo alla torsione per ingobbamento impedito $T_{w, Ed}$.

T_{Rd} è la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale.

Verifiche SLU in presenza combinata di tensioni normali e tangenziali per l'acciaio

Membrature soggette a flessione e taglio

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo delle membrature soggette contemporaneamente a flessione e taglio, l'influenza del taglio può essere trascurata nei casi in cui il taglio di calcolo V_{Ed} sia inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c, Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c, Rd}$$

a meno che l'instabilità per taglio non riduca la resistenza a flessione della sezione.

Nei casi in cui il taglio di calcolo V_{Ed} sia superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c, Rd}$, bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione che può quindi essere determinata assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \chi) \cdot f_{yk}$, avendo posto:

$$\chi = (2 \cdot V_{Ed} / V_{c, Rd} - 1)^2$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y, v, Rd} = (W_{pl, y} - \chi \cdot A_v^2 / 4t_w) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \leq M_{y, c, Rd}$$

Membrature soggette a flessione, taglio e sforzo normale

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, il calcolo del momento flettente resistente deve tener conto della contemporanea presenza di flessione, taglio e sforzo normale. Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c, Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera la metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c, Rd}$, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

$$f_{y, red} = (1 - \chi) \cdot f_{yk}$$

dove:

$$\chi = (2 \cdot V_{Ed} / V_{c, Rd} - 1)^2$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

Stabilità delle membrature in acciaio compresse

Membrature compresse

La verifica di stabilità di un'asta, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa, viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{b, Rd}$$

dove

N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo

$N_{b, Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da:

$$N_{b, Rd} = \Gamma A f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{b, Rd} = \Gamma A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

dove i coefficienti Γ , che dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, si ricavano dalla formula:

$$\Gamma = \frac{1}{F + \sqrt{F^2 - \alpha}} \quad |1$$

dove

$$F = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]^{-1}$$

è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab 4.2.VI (D.M. 17-01-2018)

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale da valutare come:

$$\bar{c} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$\bar{c} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione $l_0 = \psi \cdot l$ dell'asta, essendo ψ un coefficiente da valutare in base alle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

I fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati qualora \bar{c} sia minore di 0.2 oppure quando la sollecitazione di calcolo N_{Ed} sia inferiore a $0.04 \cdot N_{cr}$.

Membrature inflesse

La verifica nei riguardi dell'instabilità flessio-torsionale di un'asta con sezione ad I o ad H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, viene condotta secondo la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

dove

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità da poter assumere pari a:

$$M_{b,Rd} = \bar{\Gamma}_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot M_1$$

in cui

W_y è il modulo resistente della sezione da assumere pari al:

modulo plastico $W_{pl,y}$ (per le sezioni di classe 1 e 2)

modulo elastico $W_{el,y}$ (per le sezioni di classe 3)

modulo efficace $W_{eff,y}$ (per le sezioni di classe 4)

$\bar{\Gamma}_{LT}$ è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale che, per profili laminati o composti saldati può essere determinato dalla formula:

$$\bar{\Gamma}_{LT} = \frac{1}{f} \frac{1}{F_{LT}} \frac{1}{\sqrt{F_{2,LT} - \psi_{LT} \bar{c}^2}} \frac{1}{\psi_{LT} \bar{c}^2} \frac{1}{M_1} \frac{1}{f}$$

in cui:

$$F_{LT} = 0.5 \left[1 + \psi_{LT} \left(\bar{c}_{LT} - \bar{c}_{LT,0} \right) + \psi_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{c}_{LT} = \sqrt{\frac{I_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme

ψ_{LT} è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab 4.2.VII delle NTC 2018

$\bar{c}_{LT,0}$ può essere assunto in generale pari a 0.2 e comunque mai superiore a 0.4 (valore consigliato per sezioni laminate e composte saldate)

✓ può essere assunto in generale pari a 1 e comunque mai inferiore a 0.75 (valore consigliato per sezioni laminate e composte saldate)

f è un fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (C_{LT} - 0.8)^2]$$

in cui il fattore correttivo k_c si deduce dalla Tab 4.2.VIII (D.M. 17-01-2018).

9.1.1 CRITERI DI VERIFICA PER ELEMENTI ORIZZONTALI

Per gli elementi orizzontali: solai- collegamenti verticali:

Nel primo caso (solai), si è fatto nelle singole relazioni, riferimento ad uno schema statico di trave appoggiata o continua a seconda del caso, le sollecitazioni, determinate attraverso risoluzione automatica sono confrontate con quelli derivanti da schemi notevoli per considerare gli effetti legati alla cedevolezza dei vincoli, Individuate le massime sollecitazioni presenti, le verifiche vengono condotte attraverso l'uso di fogli di calcolo.

Nel secondo caso, (scale) si è fatto riferimento ad uno schema statico di trave appoggiata, sem incastrata o incastrata in relazione al grado di vincolo offerto dagli elementi strutturali presenti, alle sollecitazioni derivanti dalla modellazione per i casi in cui l'elemento scala è stato introdotto nei modelli di calcolo. Le verifiche vengono condotte attraverso il postprocessore del programma di calcolo utilizzato e/o con software commerciale tipo VCASLU o fogli di calcolo.

9.1 VERIFICHE AGLI SLE IN CONDIZIONI SISMICHE

Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per le costruzioni di classe III e IV, allo scopo di limitare i danneggiamenti strutturali, deve essere verificato che, per tutti gli elementi strutturali, il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d) calcolato adottando i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali relativi alle situazioni di carico eccezionali ($\gamma_c = 1.0$ e $\gamma_s = 1.0$)

Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Il controllo sul danneggiamento indotto da terremoti frequenti sulle parti non strutturali (elementi di partizione esterni ed interni) è valutato analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il drift (Δ), ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift risulta inferiore ad un pre-assegnato valore limite rapportato all'altezza di interpiano (h). In particolare tale controllo è eseguito in modo automatico dal programma di calcolo che restituisce, per ciascuna combinazione sismica definita SLD, il livello di deformazione η_T (dr) degli elementi strutturali verticali. Per semplicità di consultazione il livello è espresso anche in unità $1000 \cdot \eta_T / h$ da confrontare direttamente con i valori forniti nella norma (es.: 5 per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura; 10 per edifici con tamponamenti collegati elasticamente, 3 per edifici in muratura ordinaria, 4 per edifici in muratura armata).

10 RISPOSTA DEL SISTEMA STRUTTURALE

Nel presente paragrafo si riportano le massime azioni agenti.

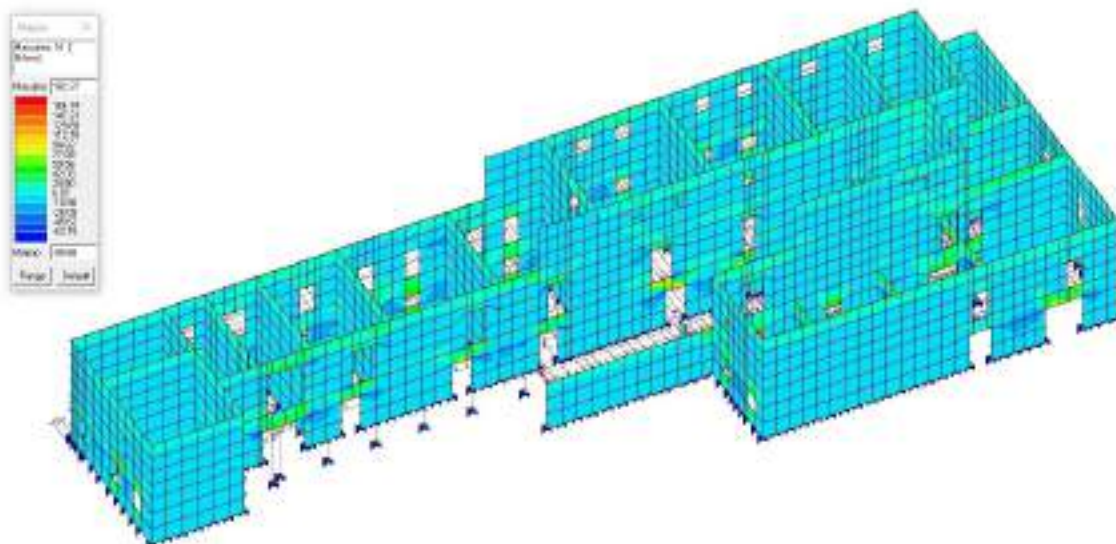


Figura 10-1: Massima azione principale N

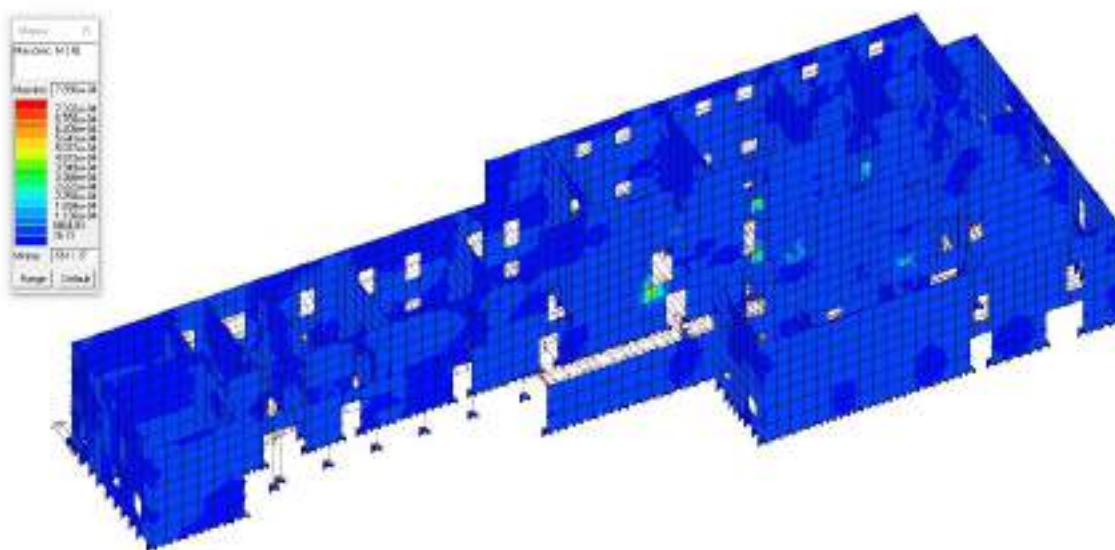


Figura 10-2: Minima azione principale N

Figura 10-3: Minima azione principale M

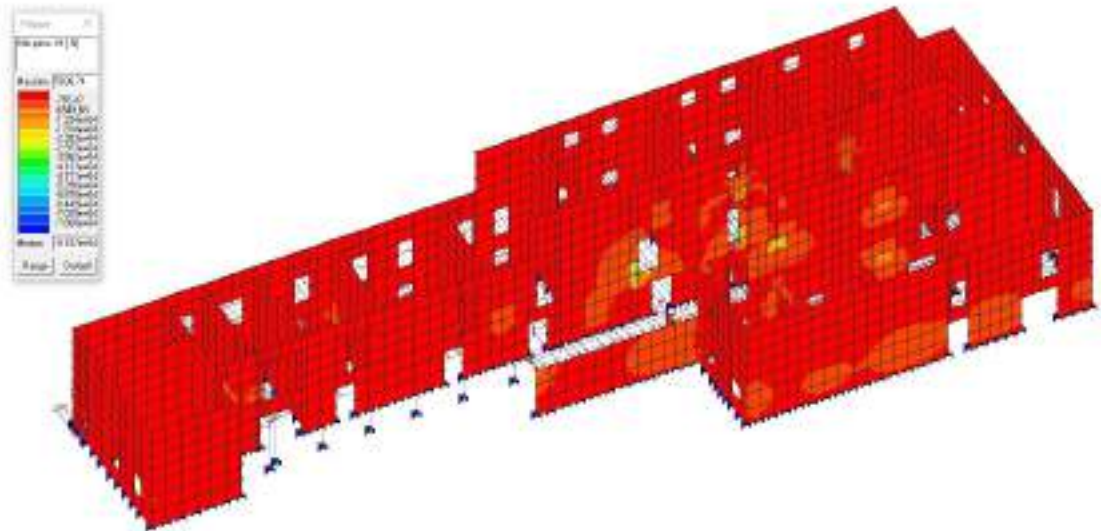


Figura 10-4: Massima azione principale M

Figura 10-5: Sforzo Normale

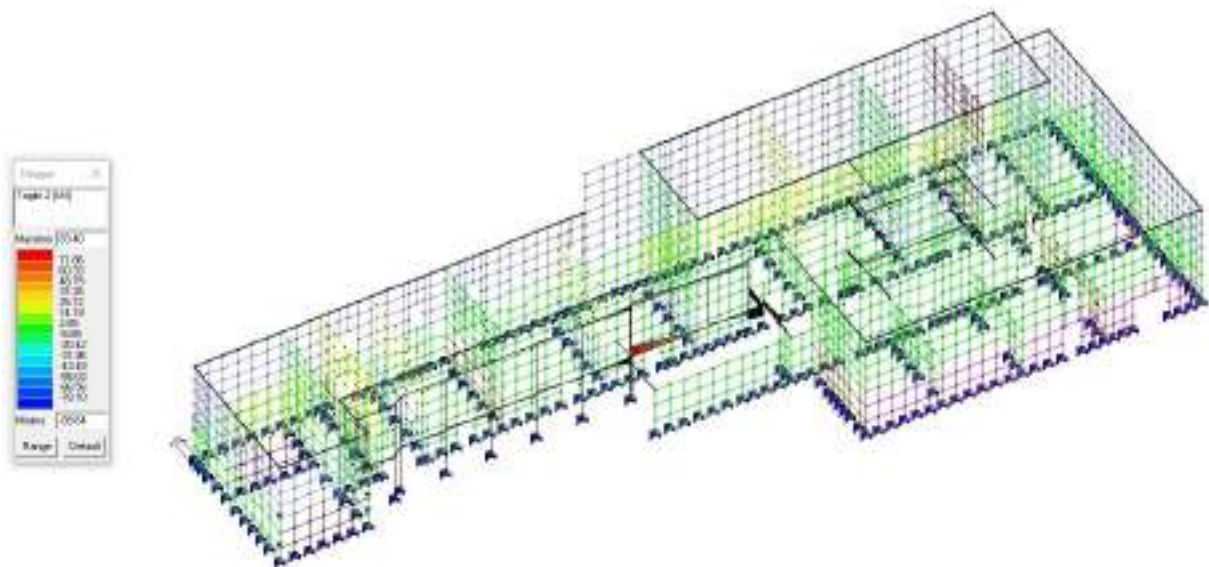


Figura 10-6: Taglio

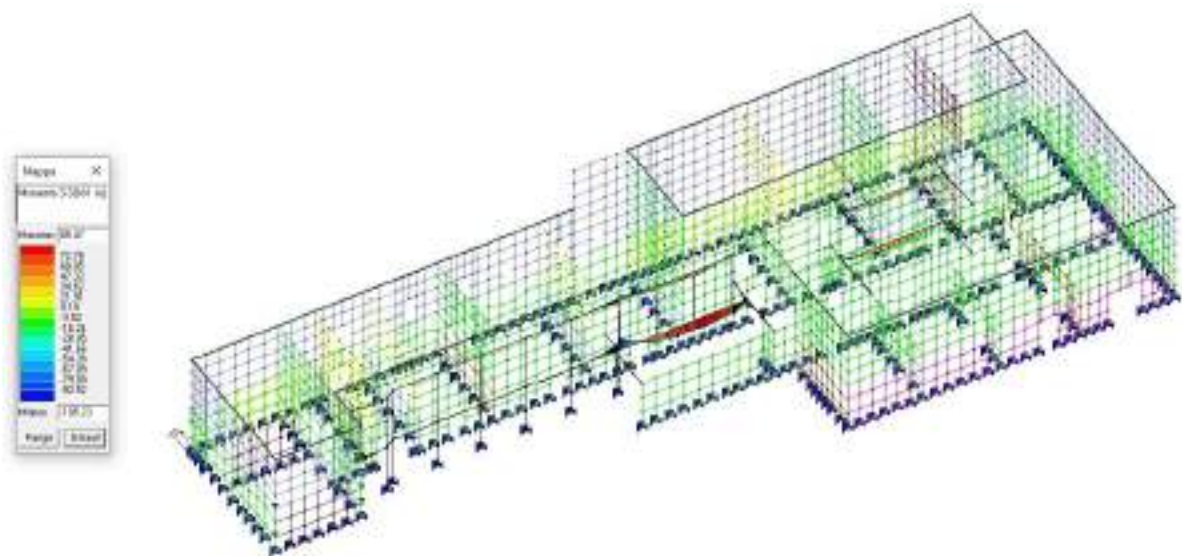


Figura 10-7: Flessione

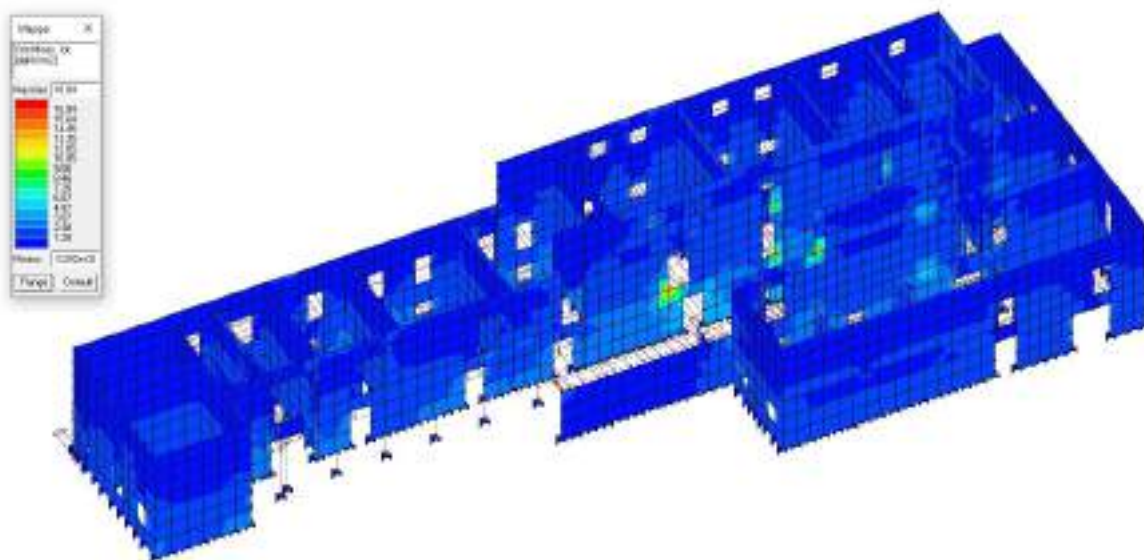


Figura 10-8: Tensioni di von mises

11 RISPOSTA DEL SISTEMA STRUTTURALE IN CONDIZIONI DINAMICHE

11.1 MODI DI VIBRARE

La risposta dinamica è caratterizzata dai modi di vibrazione del sistema che oltre a fornire indicazioni sullo stato di spostamento laterale sono propedeutici alla valutazione delle forze sismiche. Queste ultime sono dedotte combinando le forze d'inerzia prodotte dai modi, sufficienti ad eccitare oltre l'85% della massa del sistema secondo le due direzioni orizzontali x e y. Nelle singole relazioni si restituiscono tutte le proprietà dinamiche del sistema oltre ai valori dei tagli alla base nelle due direzioni x e y. La risposta dinamica è caratterizzata dai modi di vibrazione del sistema che oltre a fornire indicazioni sullo stato di spostamento laterale sono propedeutici alla valutazione delle forze sismiche. Nelle immagini e nelle tabelle successive si riportano le caratteristiche dinamiche del sistema in esame nella condizione di calcestruzzo fessurato.

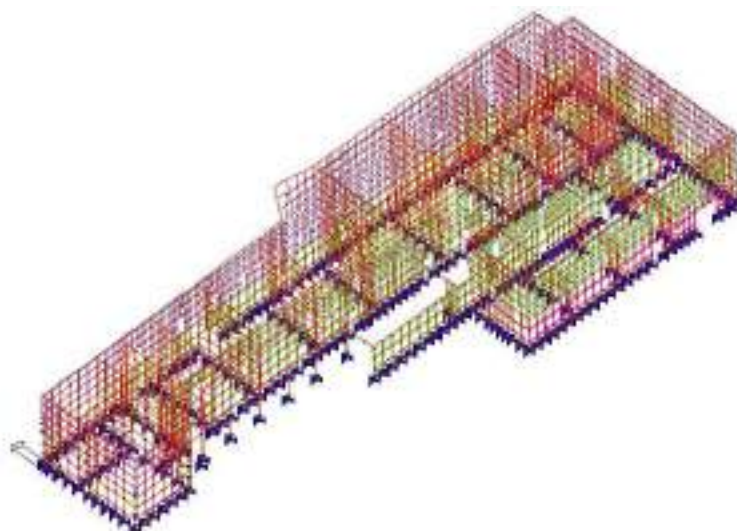


Figura 11-1: Modo fondamentale $T=0.19s$ M_y 61%

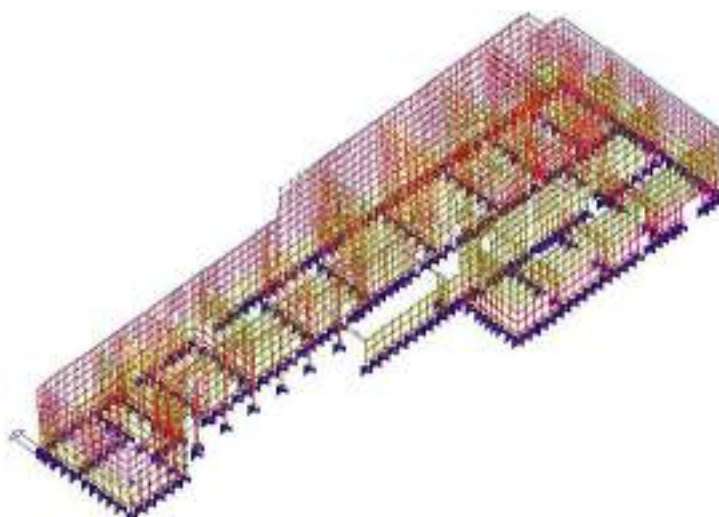


Figura 11-2: Modo fondamentale $T=0.14s$ M_y 74%

Tabella 11: Caratteristiche dei modi di vibrare

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	3.564	0.281	0.438	0.54	1.83e-05	4.87	1.66e-04	1.136e+04	0.4
2	5.410	0.185	0.438	1103.89	3.76e-02	1.813e+06	61.7	3.11	1.06e-04
3	6.817	0.147	0.416	5473.96	0.2	2.061e+04	0.7	0.09	3.09e-06
4	7.338	0.136	0.405	2.209e+06	75.2	114.62	3.90e-03	0.07	2.30e-06
5	8.105	0.123	0.393	2.050e+05	7.0	1.099e+04	0.4	15.49	5.27e-04
6	9.227	0.108	0.378	6272.68	0.2	3.412e+04	1.2	2.09	7.13e-05
7	9.807	0.102	0.372	11.85	4.03e-04	32.95	1.12e-03	387.47	1.32e-02
8	9.928	0.101	0.371	7159.55	0.2	63.61	2.16e-03	4.04	1.38e-04
9	11.086	0.090	0.361	3814.48	0.1	4.111e+05	14.0	58.99	2.01e-03
10	12.204	0.082	0.353	742.41	2.53e-02	9.386e+04	3.2	1.614e+04	0.5
11	12.343	0.081	0.352	4045.01	0.1	9.332e+04	3.2	7633.77	0.3
12	12.995	0.077	0.348	9024.75	0.3	927.27	3.16e-02	25.64	8.73e-04
13	14.120	0.071	0.342	50.68	1.72e-03	1550.29	5.28e-02	266.16	9.06e-03
14	14.146	0.071	0.342	1.457e+04	0.5	181.08	6.16e-03	201.24	6.85e-03
15	14.800	0.068	0.339	1479.02	5.03e-02	13.16	4.48e-04	1.410e+05	4.8
16	14.928	0.067	0.338	1.565e+04	0.5	531.55	1.81e-02	5357.58	0.2
17	15.161	0.066	0.337	1466.72	4.99e-02	485.59	1.65e-02	4.298e+04	1.5
18	15.445	0.065	0.336	2.571e+04	0.9	25.22	8.59e-04	8396.83	0.3
19	15.580	0.064	0.335	205.69	7.00e-03	913.78	3.11e-02	6.487e+05	22.1
20	15.916	0.063	0.334	133.79	4.55e-03	128.42	4.37e-03	1.113e+04	0.4
21	16.119	0.062	0.333	1110.69	3.78e-02	2920.13	9.94e-02	17.82	6.06e-04
22	16.175	0.062	0.333	8112.47	0.3	78.71	2.68e-03	8746.37	0.3
23	16.642	0.060	0.331	17.78	6.05e-04	250.38	8.52e-03	3.547e+04	1.2
24	16.683	0.060	0.331	9052.51	0.3	2505.83	8.53e-02	1.915e+04	0.7
25	16.772	0.060	0.331	5575.41	0.2	8999.18	0.3	52.75	1.80e-03
26	16.961	0.059	0.330	4610.26	0.2	910.32	3.10e-02	120.03	4.09e-03
27	17.055	0.059	0.330	18.57	6.32e-04	6.16	2.10e-04	8078.10	0.3
28	17.194	0.058	0.329	2203.82	7.50e-02	549.39	1.87e-02	9500.95	0.3
29	17.361	0.058	0.329	5082.53	0.2	3.247e+04	1.1	727.16	2.47e-02
30	17.594	0.057	0.328	5324.32	0.2	1.288e+04	0.4	1592.93	5.42e-02
31	17.800	0.056	0.327	5477.87	0.2	51.64	1.76e-03	3738.92	0.1
32	17.864	0.056	0.327	2.676e+04	0.9	198.65	6.76e-03	156.17	5.31e-03
33	17.976	0.056	0.327	1.278e+04	0.4	143.79	4.89e-03	3377.56	0.1
34	18.118	0.055	0.326	5307.23	0.2	467.54	1.59e-02	41.86	1.42e-03
35	18.173	0.055	0.326	63.19	2.15e-03	4807.22	0.2	2391.23	8.14e-02
36	18.252	0.055	0.326	8136.69	0.3	5715.03	0.2	4726.64	0.2
37	18.332	0.055	0.326	812.70	2.77e-02	2523.92	8.59e-02	2715.77	9.24e-02
38	18.494	0.054	0.325	6602.21	0.2	1981.91	6.75e-02	6944.48	0.2
39	18.507	0.054	0.325	247.02	8.41e-03	1.052e+04	0.4	2.453e+04	0.8
40	18.650	0.054	0.325	5576.05	0.2	1423.01	4.84e-02	1.062e+05	3.6
41	18.677	0.054	0.325	2.199e+04	0.7	2900.72	9.87e-02	4.738e+04	1.6
42	18.742	0.053	0.325	57.17	1.95e-03	499.12	1.70e-02	6311.88	0.2
43	18.844	0.053	0.324	1317.82	4.49e-02	9185.47	0.3	1.109e+04	0.4
44	18.848	0.053	0.324	2053.89	6.99e-02	1.155e+04	0.4	6.725e+04	2.3
45	18.994	0.053	0.324	42.36	1.44e-03	555.14	1.89e-02	7.471e+04	2.5
46	19.052	0.052	0.324	5718.74	0.2	14.18	4.83e-04	1.801e+04	0.6
47	19.138	0.052	0.324	2849.18	9.70e-02	218.90	7.45e-03	2503.32	8.52e-02
48	19.367	0.052	0.323	1783.71	6.07e-02	6080.22	0.2	586.61	2.00e-02
49	19.497	0.051	0.323	1.89	6.44e-05	1.441e+04	0.5	1.207e+04	0.4
50	19.630	0.051	0.322	0.08	2.76e-06	9832.49	0.3	4034.76	0.1
51	19.729	0.051	0.322	1.46	4.98e-05	1.756e+04	0.6	7097.49	0.2
52	19.858	0.050	0.322	9492.41	0.3	305.90	1.04e-02	2924.97	9.95e-02
53	20.014	0.050	0.321	1560.57	5.31e-02	25.13	8.55e-04	1529.06	5.20e-02
54	20.082	0.050	0.321	4806.37	0.2	2139.31	7.28e-02	3754.87	0.1
55	20.172	0.050	0.321	1.978e+04	0.7	13.12	4.46e-04	3502.14	0.1
56	20.265	0.049	0.321	759.15	2.58e-02	1947.44	6.63e-02	6905.76	0.2
57	20.320	0.049	0.321	837.08	2.85e-02	1.981e+04	0.7	1.282e+04	0.4
58	20.396	0.049	0.320	1259.90	4.29e-02	50.89	1.73e-03	216.83	7.38e-03
59	20.491	0.049	0.320	2660.42	9.05e-02	417.40	1.42e-02	4.058e+04	1.4
60	20.662	0.048	0.320	1.888e+04	0.6	1976.86	6.73e-02	9239.36	0.3
Risultata				2.720e+06		2.671e+06		1.464e+06	
In percentuale				92.56		90.90		49.84	

11.1.1 AZIONI PER CARICHI ORIZZONTALI

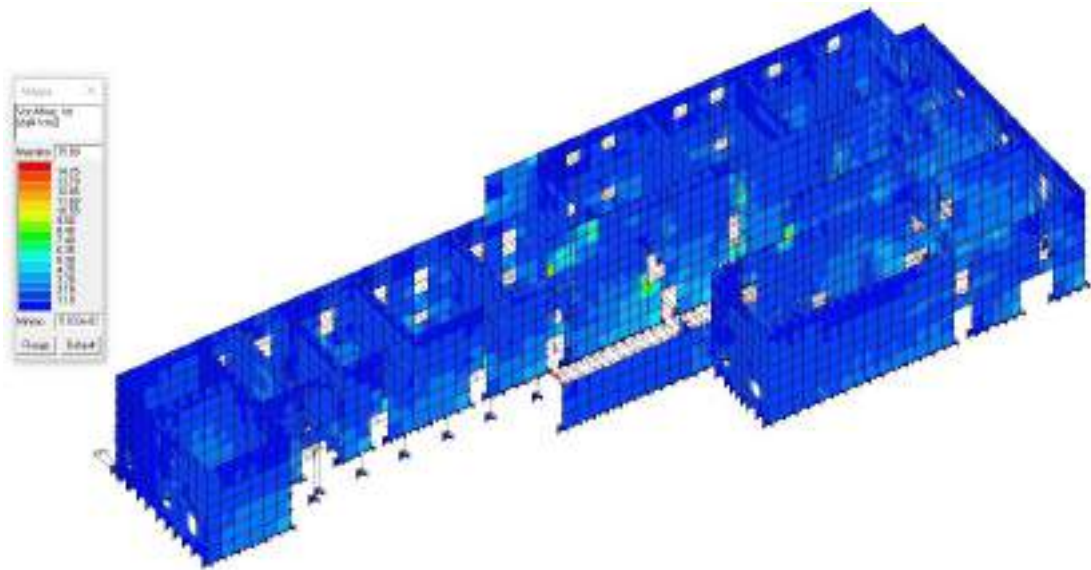


Figura 11-3: TENSIONI DI VON MISES

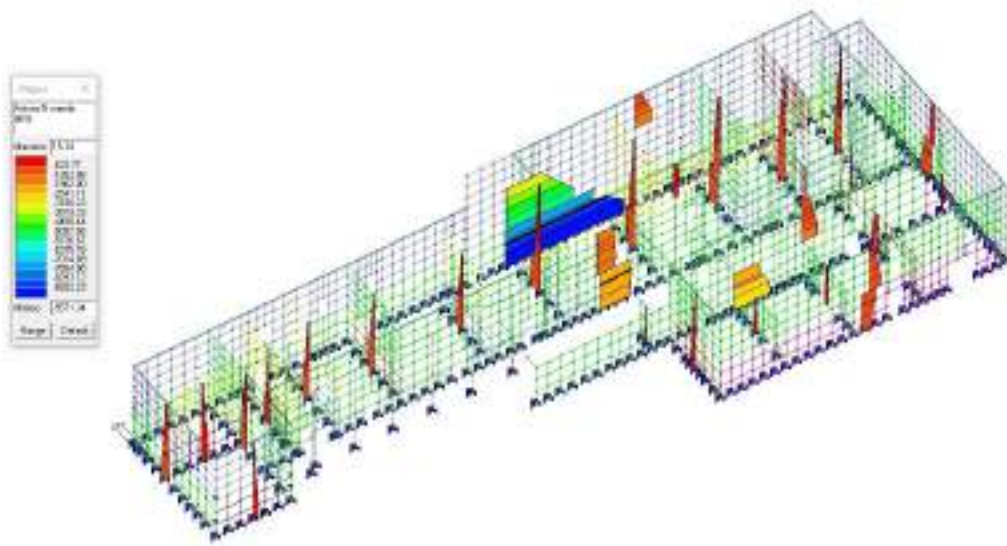


Figura 11-4: Azione Membranale N

Figura 11-5: Azione V membranale

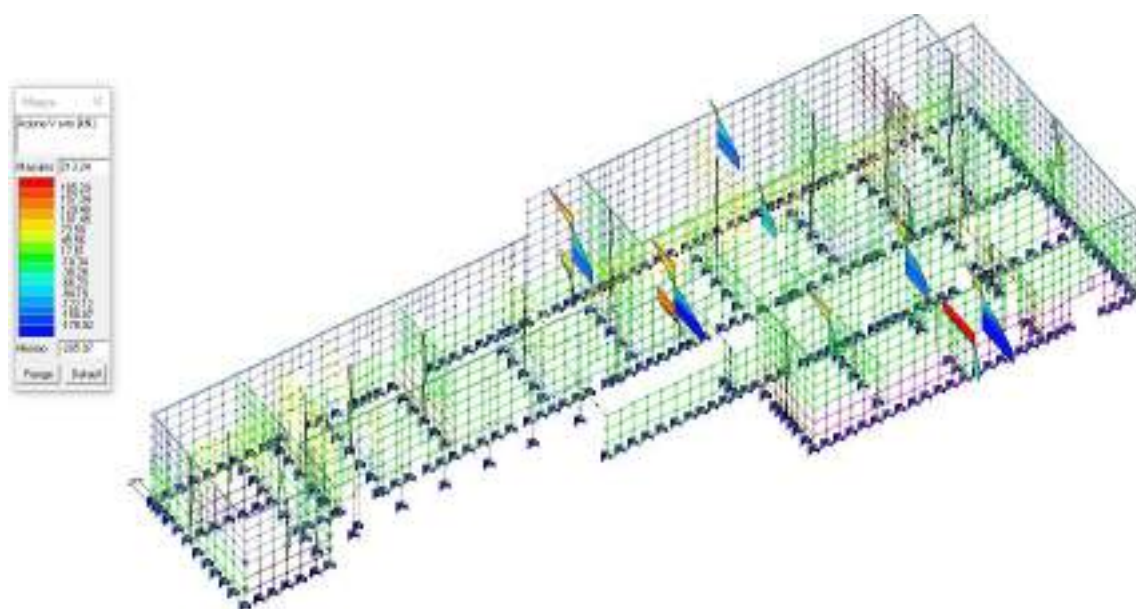


Figura 11-6: Azione V orto

Figura 11-7: Azione M Membranale

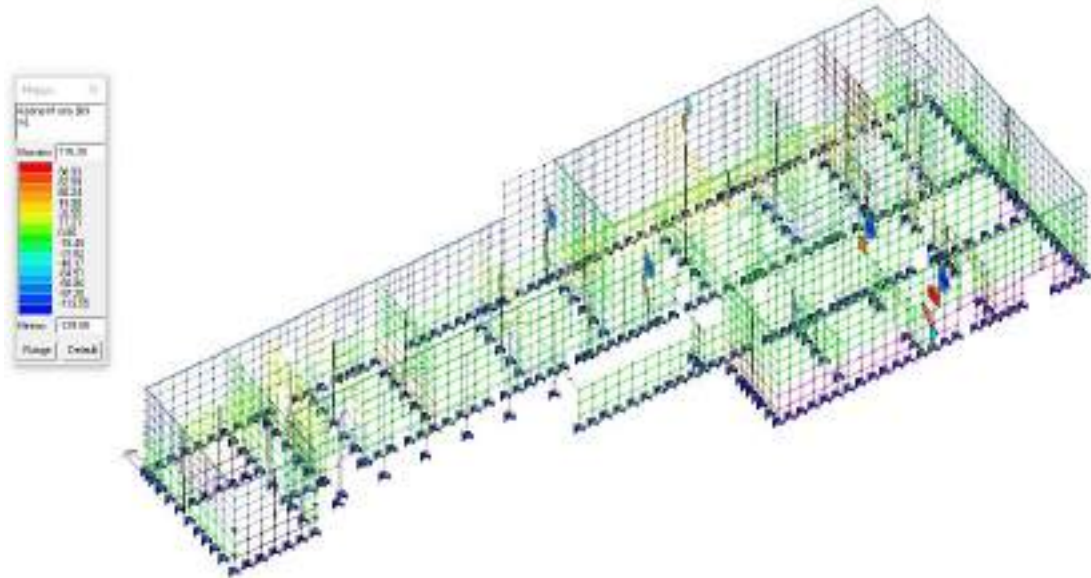


Figura 11-8: Azione M ORTO

12 RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PER CARICHI GRAVITAZIONALI

Nel presente paragrafo, si riportano per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione di carico allo SLU le verifiche eseguite. Le verifiche sono condotte attraverso l'utilizzo del post processore di ProSap e rese sotto forma di color maps. Ogni colore indica un intervallo del rapporto Domanda/Capacità dell'elemento. Rapporti D/C maggiori di 1 evidenziano una capacità resistente dell'elemento inferiore alle azioni sollecitanti. Per le verifiche dei solai si rimanda alla relazione sui solai.

In particolare si distinguono:

12.1 VERIFICHE PER GLI ELEMENTI IN MURATURA

Verifica N-Mo rapporto tra il carico normale agente ed il carico limite della muratura effettuata per le combinazioni in assenza di sisma, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta

Verifica N-Mp rapporto tra il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente nel piano del muro effettuato per tutte le combinazioni, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta

Verifica V rapporto tra azione orizzontale di calcolo ed il taglio limite, effettuato per tutte le combinazioni, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta

Snellezza indica i valori della snellezza delle pareti in muratura.

Eccentricità N-Mo indica il valore Massimo tra quelli ottenuti dividendo le eccentricità e_1 ed e_2 per lo spessore della muratura effettuata per le combinazioni in assenza di sisma se il valore è inferiore a 0.33 la verifica è soddisfatta.

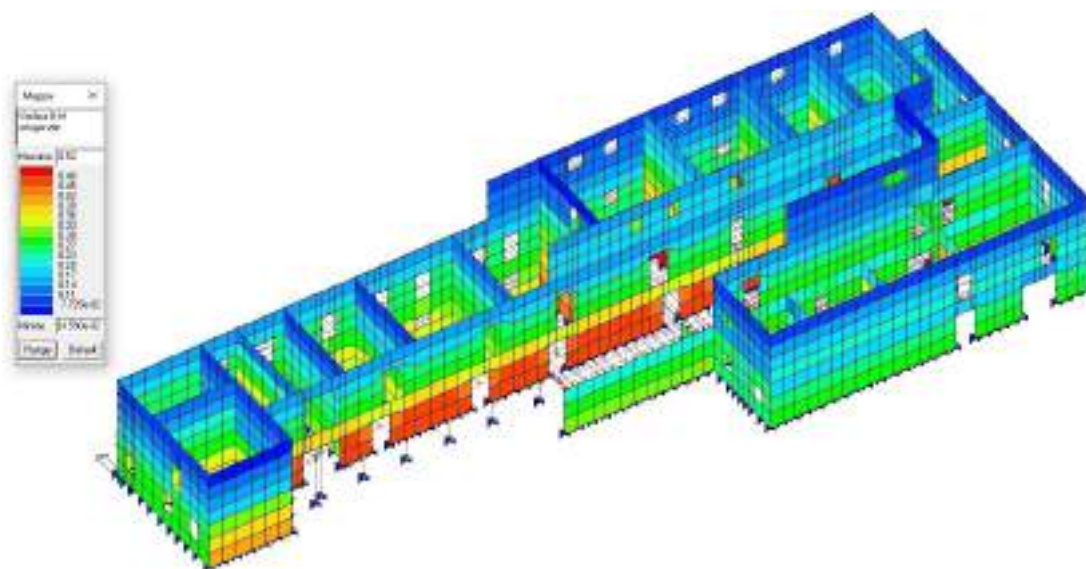


Figura 12-1: Verifica N-M ortogonale

Figura 12-2: Verifica N-M complanare

Figura 12-3 Verifica V

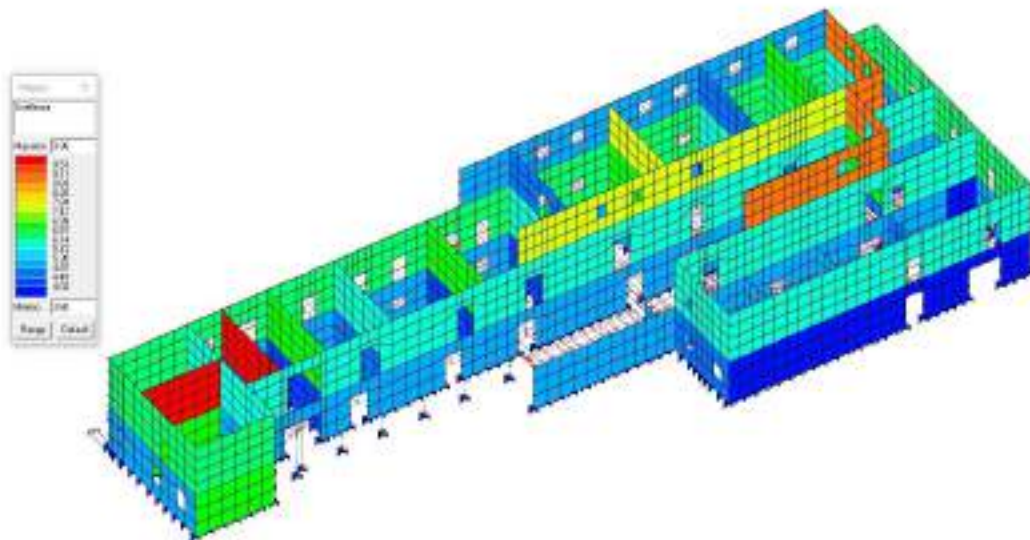


Figura 12-4 Snellezza

Figura 12-5 eccentricità

Tutte le verifiche statiche precedentemente definite, risultano soddisfatte e pertanto, per esse, la capacità statica è maggiore della domanda.

VERIFICHE PER LE MEMBRATURE IN ACCIAIO

verif. 4.2.4.1.2: visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a presso/tenso flessione degli elementi. La verifica tiene conto del fattore di riduzione per taglio ρ (formula 4.2.40). Le formule utilizzate sono la 4.2.38 o 4.2.39, in funzione della classe della sezione. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1.

Verif. 4.2.4.1.3.2: Flessione Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità eseguite secondo la formula 4.2.48. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1.

Verif. 4.2.4.1.3.3: Presso-fless. Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità delle membrature presso-inflesse eseguite secondo uno dei due metodi previsti al paragrafo C.4.2.4.1.3.3 della circolare. Il metodo da utilizzare (Metodo A o Metodo B) può essere definito nelle impostazioni avanzate della sezione. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1.

Tens. 4.2.4 (sqrt): Permette la visualizzazione della radice quadrata della somma degli sforzi di tensioni piani, espresso come dalla formula 4.2.4 da confrontare con f_{yk}/γ_{M0} .

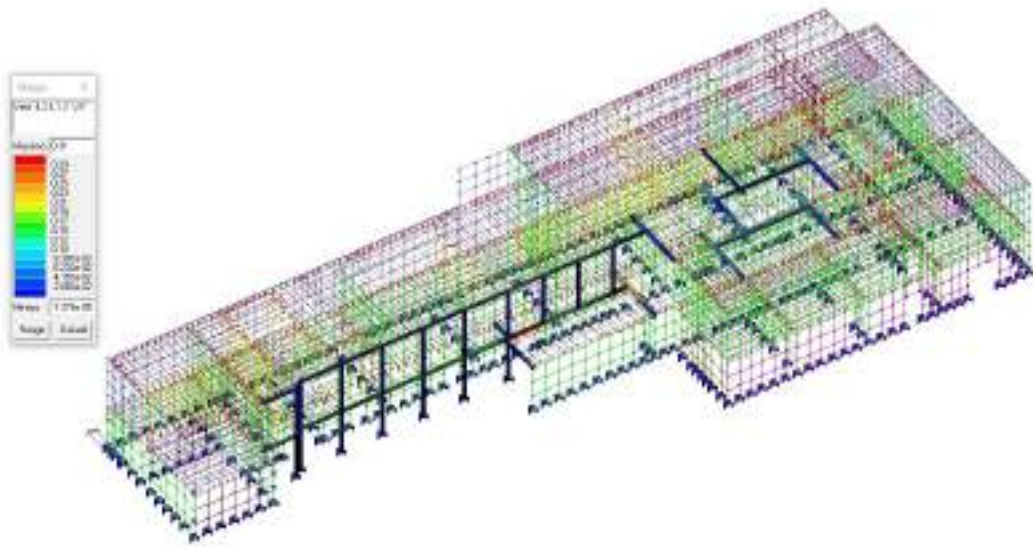


Figura 12-6 Verif. 4.2.4.1.2 V/T

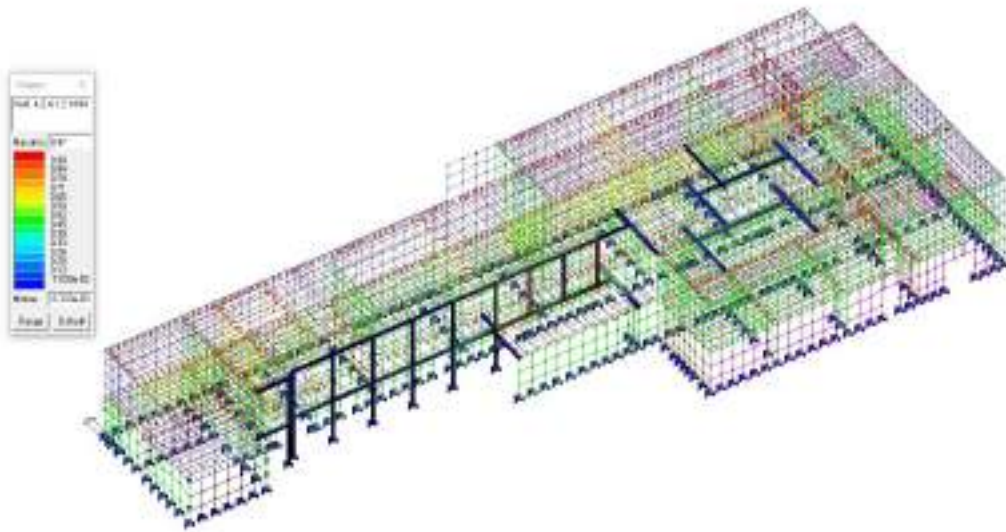


Figura 12-7 Verif. 4.2.4.1.2 N/M

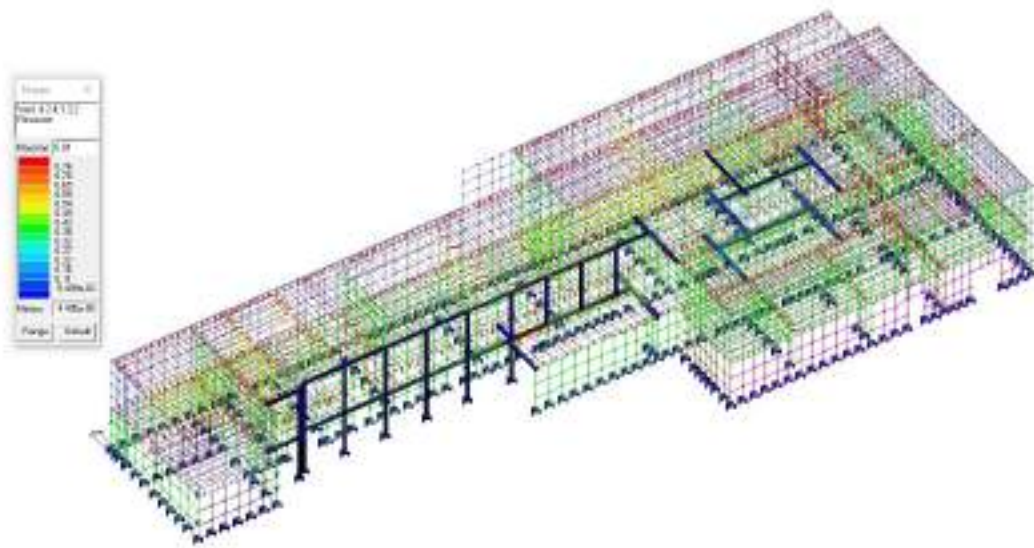


Figura 12-8 Verif. 4.2.4.1.3.2 Flessione

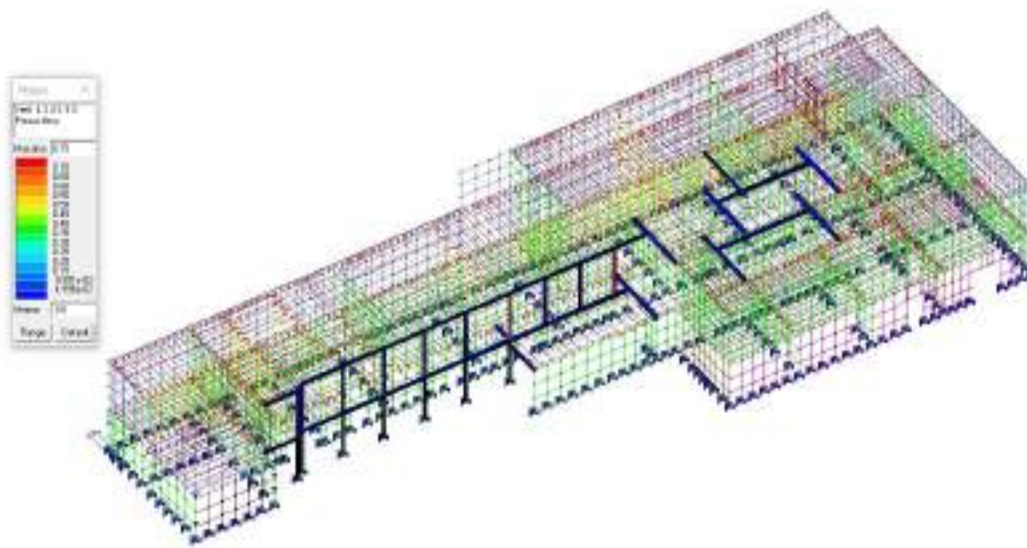


Figura 12-9 Verif. 4.2.4.1.3.3 Presso-fless.

Tutte le verifiche statiche precedentemente definite, a meno di quella a flessione ed a presso/tenso flessione, risultano soddisfatte e pertanto, per esse, la capacità statica è maggiore della domanda.

12.2 RESISTENZA DEGLI ELEMENTI ORIZZONTALI SOLAIO AI CARICHI GRAVITAZIONALI

Nel corrente paragrafo, in relazione alla tipologia ed allo schema statico, vengono riportate le verifiche dei solai in acciaio.

Le verifiche vengono eseguite in relazione alla tipologia ed alla luce di calcolo e riprodotte in un foglio elettronico.

G1	G	Q	Luce	amplificativi carico		M5d	interasse profilo		Wpl	Acciaio	MRd	Verifica
kN/mq	kN/mq	kN/mq	m			KNm	m	tipo	cm3	$f_{yd}/(1.20*1.05)$		
2.62	1	2	5.8	1.3	1.5	25.92298	0.8	160	123.9	218.2539683	27.04167	0.96
3.33	1	2	6.85	1.3	1.5	40.48943	0.8	200	220.6	218.2539683	48.14683	0.84
2.15	1	2	5	1.3	1.5	17.7375	0.8	140	88.34	218.2539683	19.28056	0.92

Si segnala la necessità di un approfondimento sugli elementi solaio per i numerosi cambiamenti che ci sono stati nel manufatto specie quando sono posti elementi rompitratta trasversali.

13 RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI PER AZIONI ORIZZONTALI –

Nel presente paragrafo sono riportati le verifiche per i meccanismi fragili e duttili dell'edificio, per i quali sono state eseguite analisi dinamiche lineari con l'utilizzo del fattore di struttura q **nella condizione DI MURATURA FESSURATA**. Ogni colore indica un intervallo Domanda/Capacità dell'elemento. Rapporti D/C maggiori di 1 evidenziano una capacità resistente dell'elemento inferiore alle azioni sollecitanti. La sicurezza strutturale è valutata attraverso un'analisi lineare dinamica con fattore di struttura $q=1.5$ per i meccanismi fragili e per i meccanismi duttili in ragione di una struttura sostanzialmente no regoalere in pianta ne in elevazione.

Le verifiche che sono state realizzate sono:

ELEMENTI IN MURATURA

- **Verifica N-Mo** rapporto tra il carico normale agente ed il carico limite della muratura effettuato considerando il sisma agente in direzione ortogonale, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta
- **Verifica N-Mp** rapporto tra il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente nel piano del muro effettuato considerando il sisma agente in direzione complanare, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta
- **Verifica V** rapporto tra azione orizzontale di calcolo ed il taglio limite, effettuato per tutte le combinazioni, se il valore è inferiore a 1 la verifica è soddisfatta

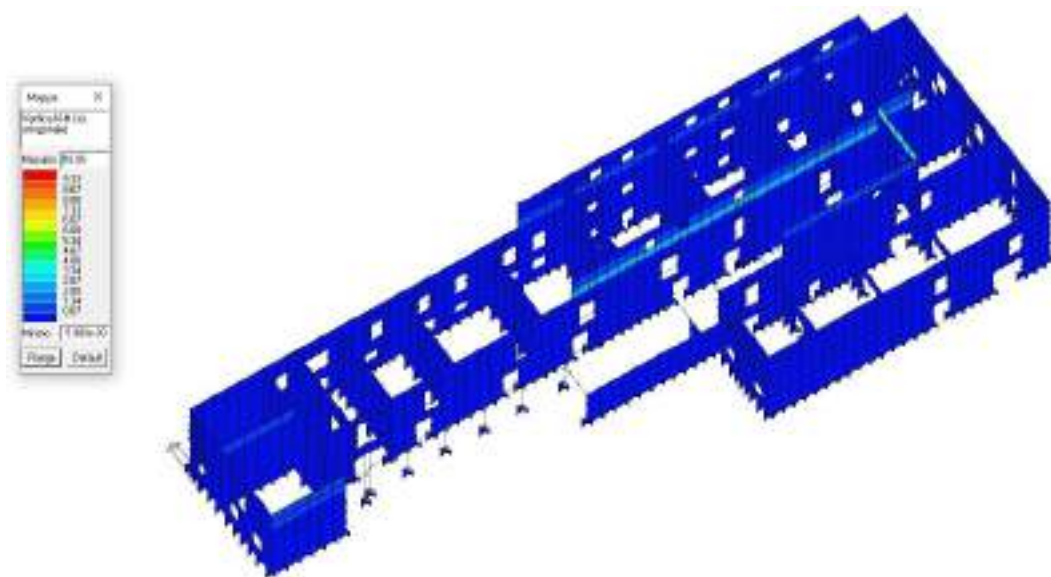


Figura 13-1 Muratura Verifica NM sisma ortogonale

Dalle immagini precedenti risulta che la struttura presenta una capacità inferiore alla domanda rispetto al meccanismo duttile di rottura a carico con sisma agente in direzione ortogonale.

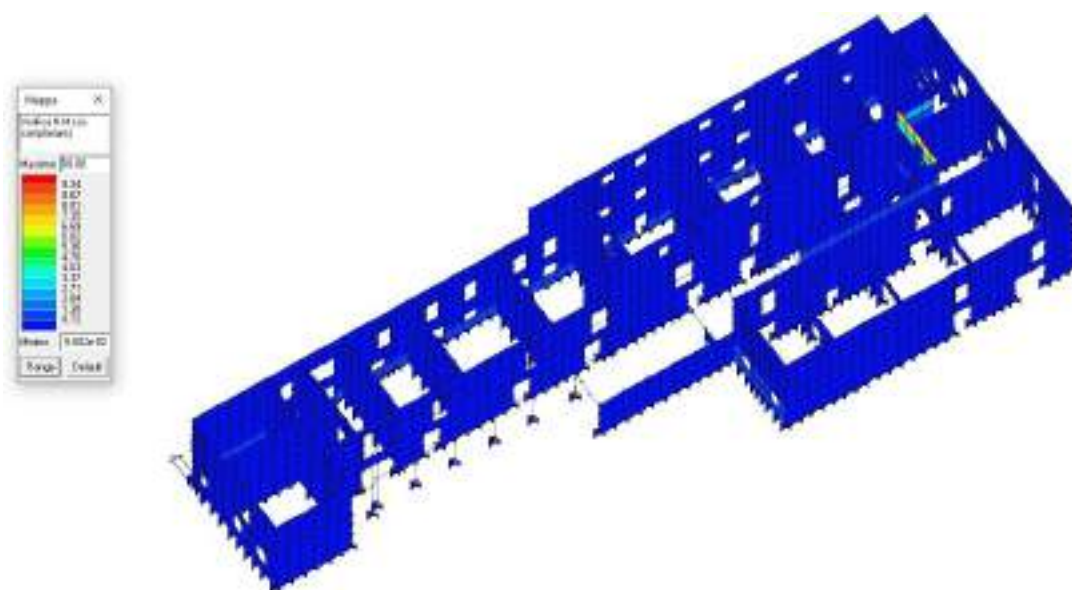


Figura 13-2 Muratura Verifica NM sisma complanare

Dalle immagini precedenti risulta che la struttura presenta una capacità inferiore alla domanda rispetto al meccanismo duttile di rottura a carico con sisma agente in direzione complanare.

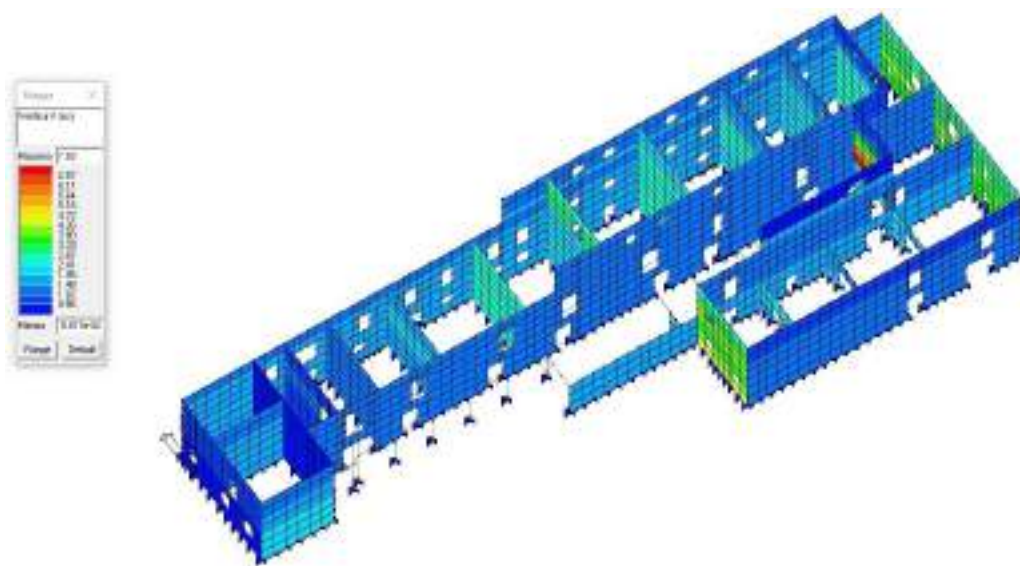
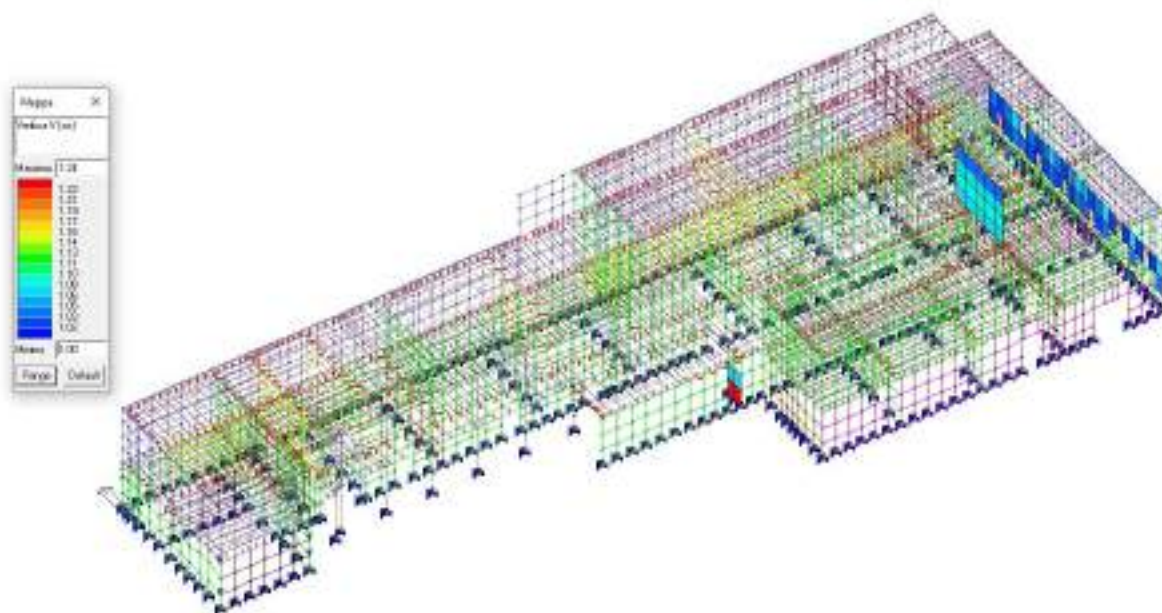


Figura 13-3 Muratura taglio

Dalle immagini precedenti risulta che la struttura presenta una capacità inferiore alla domanda rispetto al meccanismo fragile di rottura a taglio a seguito di evento sismico. Il primo collasso, connesso a tale meccanismo, lo si ottiene riducendo la domanda ad un valore pari al 30% della capacità. Si riporta di seguito un'immagine mostrante gli elementi che vanno in crisi per effetto del sisma avente PGA ridotta del 30%.

Figura 13-4 Muratura taglio PRIMO COLLASSO CAPACITA' 30%



MEMBRATURE IN ACCIAIO

verif. 4.2.4.1.2: visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a presso/tenso flessione degli elementi. La

verifica tiene conto del fattore di riduzione per taglio p (formula 4.2.40). Le formule utilizzate sono la 4.2.38 o 4.2.39, in funzione della classe della sezione. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1

Verif. 4.2.4.1.3.2: Flessione Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità eseguite secondo la formula 4.2.48. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1

Verif. 4.2.4.1.3.3: Presso-fless. Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità delle membrature presso-inflesse eseguite secondo uno dei due metodi previsti al paragrafo C.4.2.4.1.3.3 della circolare. Il metodo da utilizzare (Metodo A o Metodo B) può essere definito nelle impostazioni avanzate della sezione. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1

Tens. 4.2.4 (sqrt): Permette la visualizzazione della radice quadrata della somma degli sforzi di tensioni piani, espresso come dalla formula 4.2.4 da confrontare con f_{yk}/γ_{M0} .

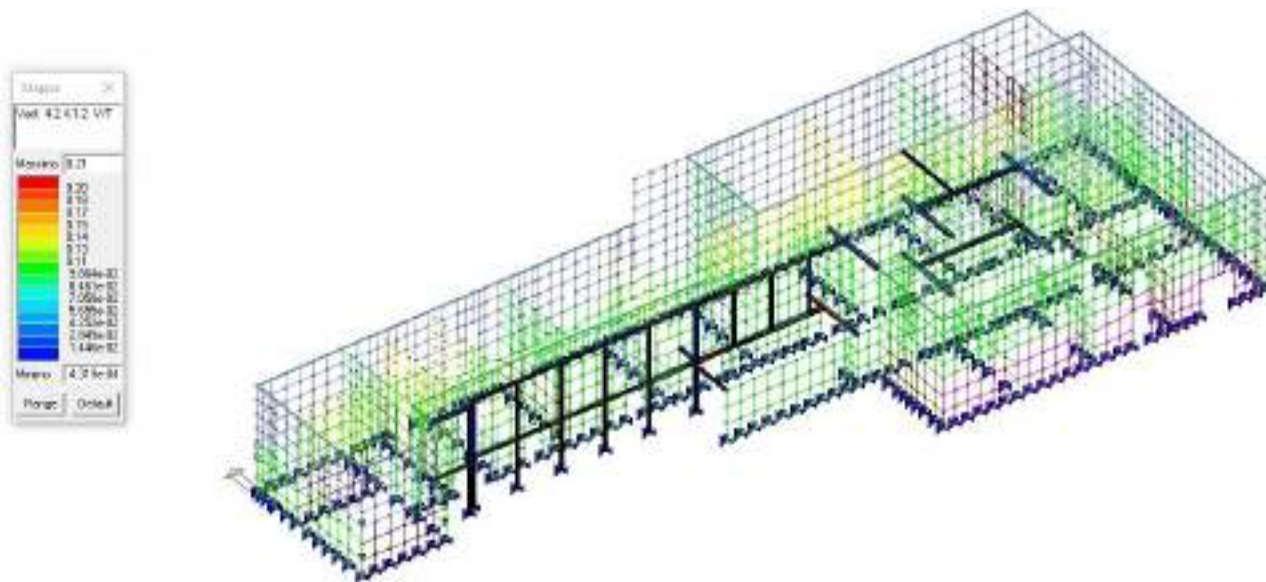


Figura 13-5 Verif. 4.2.4.1.2 V/T

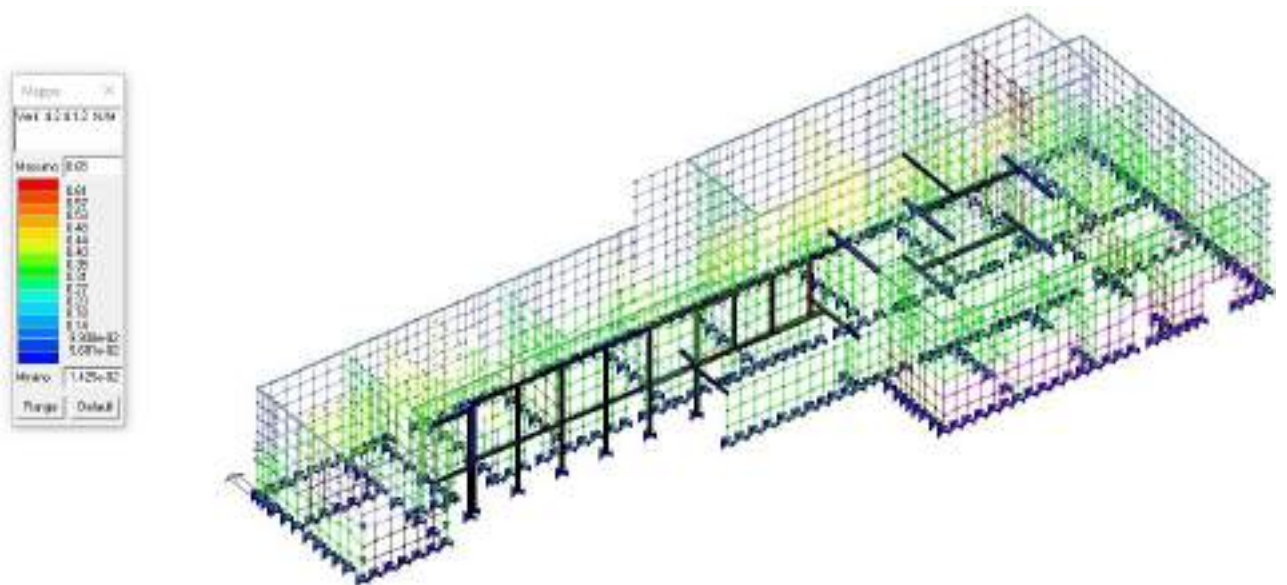


Figura 13-6 Verif. 4.2.4.1.2 N/M

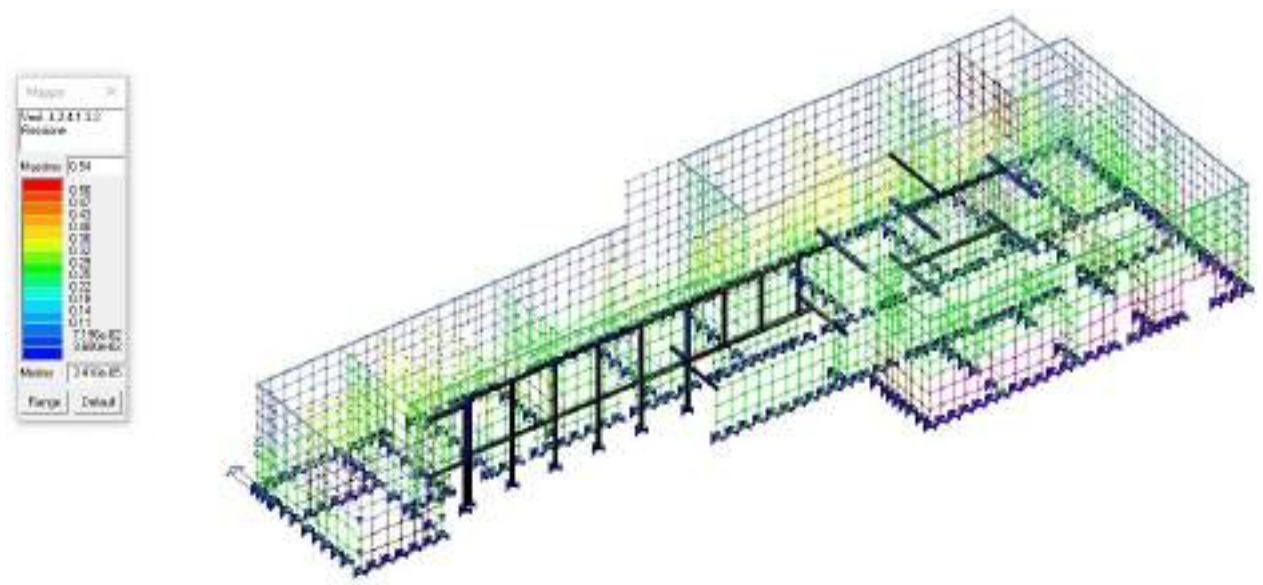


Figura 13-7 Verif. 4.2.4.1.3.2 Flessione

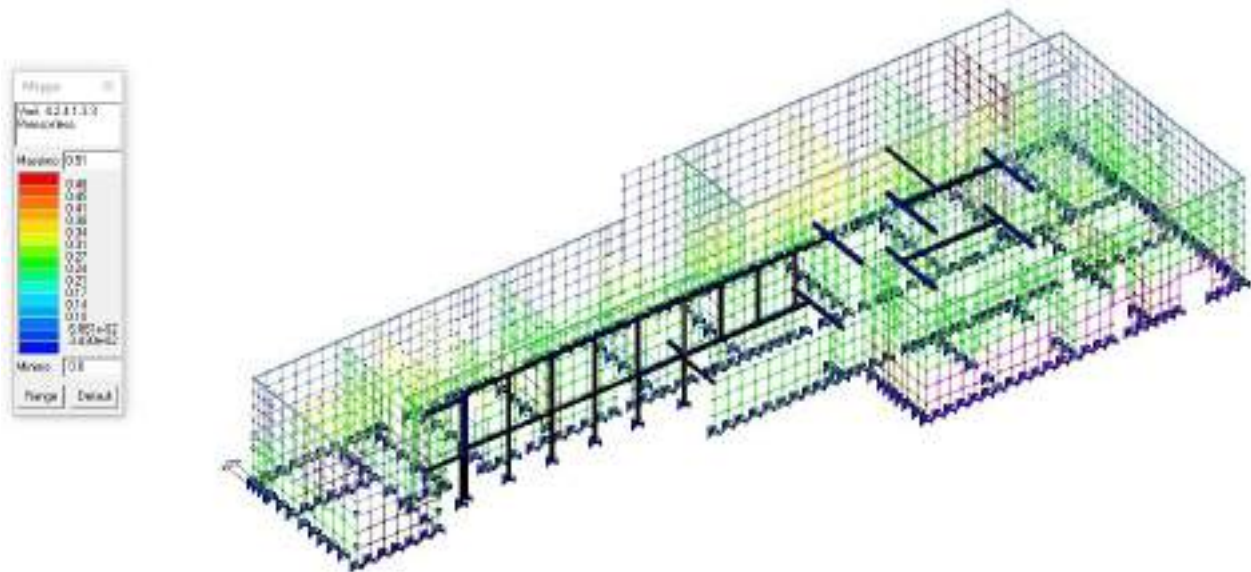


Figura 13-8 Verif. 4.2.4.1.3.3 Presso-fless.

13.1 VULNERABILITA' NEI CONFRONTI DELLO SLD E DELLO SLO La valutazione della sicurezza strutturale ha come obiettivo la stima preliminare della vulnerabilità della struttura e la definizione del livello di conoscenza (LC) da utilizzare per un successivo studio di adeguamento sismico. La vulnerabilità è stata valutata quantitativamente tramite i valori di PGA_{SLV} , PGA_{SLD} che costituiscono le intensità sismiche in termini di accelerazione massima al suolo (Peak Ground Acceleration, PGA). Esse determinerebbero, rispettivamente, il danno severo agli elementi strutturali (PGA_{SLV}) e di danno limitato relativo essenzialmente alle parti non strutturali (PGA_{SLD}). Al fine di ottenere il rischio cui è soggetta una struttura, tali accelerazioni, rappresentative delle prestazioni (o capacità) dell'edificio, sono state rapportate alle accelerazioni attese nel sito in cui è ubicato l'edificio. Infatti, atteso che i due valori di accelerazione calcolati sono relativi a due diverse condizioni degli edifici con conseguenze di gravità crescente andando da PGA_{SLV} a PGA_{SLD} , essi vengono rapportati ad intensità sismiche possibili nel sito ma con diverse probabilità di occorrenza, ossia terremoti con periodo di ritorno di 949 anni (probabilità di eccedenza 10% in 949 anni) per lo stato limite di danno severo e di 101 anni (probabilità di eccedenza 63% in 101 anni) per lo stato limite di danno limitato. In entrambe i casi occorre analizzare sia i meccanismi duttili che quelli fragili. Nel caso si adotta un'analisi modale con spettro di risposta e fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

$$E_d \leq \frac{R_m}{FC}$$

Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1.5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza FC ed il coefficiente di sicurezza parziale del materiale.

$$E_d \leq \frac{R_m}{FC \cdot \gamma_m}$$

Il controllo sugli elementi fragili appare particolarmente severo sia per quanto concerne la valutazione della domanda (fattore di struttura molto basso) che per quanto riguarda la stima della capacità, influenzata dal fattore di confidenza e quindi dal livello di conoscenza acquisito. Inoltre la resistenza a taglio di travi e pilastri si valuta



Affidamento di servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 4. CIG: B65I17000050001 CIG – LOTTO 4: 788262973A

Relazione sulla vulnerabilità sismica - Scuola Bice Zona

come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando però una forte limitazione sul *contributo del conglomerato* il cui valore deve al massimo essere pari a quello relativo agli elementi “senza armature” trasversali resistenti a taglio della Circolare applicativa alle NTC18 n.7/2019).

Dovendo inoltre definire una importanza dei diversi meccanismi sull’effettivo comportamento al collasso del sistema strutturale vale quanto riportato nella tabella che segue dove ovviamente risultano più rilevanti gli effetti prodotti dal danneggiamento del sottosistema portante verticale (pilastri rispetto alle travi) ed in particolare quello relativo ai nodi strutturali. elementi di connessione tra i due sottosistemi.

Tabella 12: Meccanismi di collasso in ordine crescente di rilevanza

n.	Tipo	Cat.
1	Flessione travi – solette	duttile
2	Taglio travi – pareti	fragile
3	Flessione pilastri – pareti	duttile
4	Taglio pilastri – pareti	fragile
5	Rottura nodi	fragile

La vulnerabilità nello stato limite di danno consiste nel verificare per le costruzioni ricadenti in classe d’uso I e II che l’azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura. che interferiscono con la deformabilità della stessa:
 - $q_{dr} \leq 0.0050 \cdot h$ per tamponature fragili;
 - $q_{dr} \leq 0.0075 \cdot h$ per tamponature duttili.
- b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d’interpiano d_r per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:
 - $q_{dr} \leq q_{dr} \leq 0.010 \cdot h$.

dove:

- **d_r** è lo spostamento interpiano. ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore. calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4;
- **h** è l’altezza del piano.

Per le verifiche allo SLO gli spostamenti d’interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati. In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0.005 h (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche sia allo SLD che allo SLO mediante una rappresentazione, con mappa cromatica e legenda dei valori, degli spostamenti relativi dei nodi di estremità degli elementi pilastro, espressi in modo indipendente dall’altezza di interpiano. In altre parole, il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l’altezza di interpiano; i valori riportati sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura. (O.P.C.M.3274 punto

4.11.2. D.M.08 paragrafo 7.3.7.2. D.M.18 paragrafo 7.3.6.1).

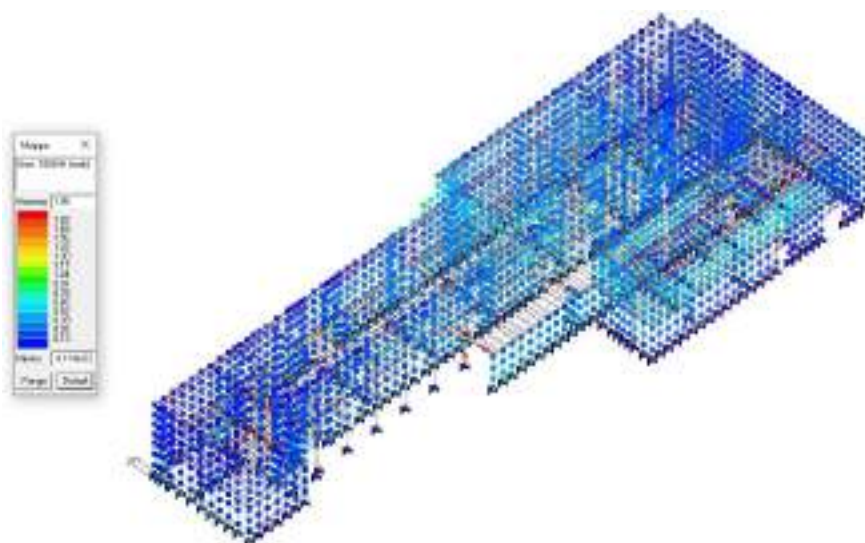


Figura 13-9: Verifica stato limite di danno SLD

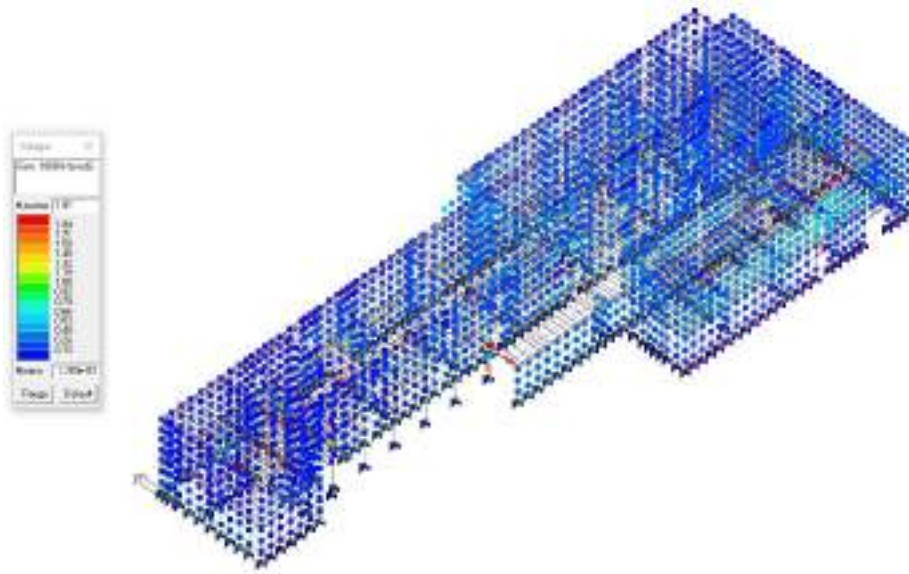


Figura 13-10 Verifica stato limite operativo SLO

Da quanto fin ora detto risulta che affinché la verifica sia soddisfatta devono essere verificate le seguenti relazioni:

14 RESISTENZA DELLE FONDAZIONI

Con riferimento alle costruzioni esistenti in presenza di valutazione della sicurezza, ai sensi di quanto indicato al p.to 8.3 delle NTC2018 la verifica del sistema di fondazione deve essere eseguita solo 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.*

Non ricorrendo le condizioni sopra riportate, non è necessario procedere con la verifica del sistema di fondazioni.

15 INDICATORI DI RISCHIO

L'analisi di vulnerabilità sismica, svolta nei capitoli precedenti con il metodo lineare con fattore di struttura $q=1.5$ per fragili e duttili ha evidenziato come la struttura manifesta, sotto condizioni sismiche, una tendenza ad innescare sia meccanismi duttili che fragili, nei diversi elementi strutturali. Nello specifico è emersa:

- i primi meccanismi che si attivano sono di tipo taglianti e successivamente rotazionali

Sono presenti vulnerabilità non quantificabili e legate a porzioni di parete alte e libere in copertura, oltre alle condizioni legate alla presenza delle scale e ascensore e del balcone tompagnato.

A fronte di tali considerazioni sono stati ridotti i valori dell'accelerazione attesa in sito al fine di valutare l'accelerazione rispetto alla quale si innesca il primo meccanismo di collasso nei diversi elementi strutturali. Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive distinte per i diversi elementi strutturali.

Tabella 13: Indicatori di rischio meccanismo di primo cinematismo

INDICATORI DI RISCHIO					
Stato limite		Rapporto tra le accelerazione (g)		Rapporto tra i periodi di ritorno T_{RD} (anni) con $a=0.41$	
A	di collasso (\checkmark_{uc})	--	= (PGA_{CLC}/PGA_{DLC})	--	= $(TR_{CLC}/TR_{DLC})a$
B	per la vita (\checkmark_{uv})	0.30	= (PGA_{CLV}/PGA_{DLV})	0.32	= $(TR_{CLV}/TR_{DLV})a$
C	di inagibilità (\checkmark_{ed})	1.00	= (PGA_{CLD}/PGA_{DLD})	1.00	= $(TR_{CLD}/TR_{DLD})a$
D	per l'operatività (\checkmark_{eo})	1.00	= (PGA_{CLO}/PGA_{DLO})	1.00	= $(TR_{CLO}/TR_{DLO})a$

Le tabelle precedenti mostrano che nelle condizioni sismiche, valutate in conformità con le NTC2018, l'accelerazione rispetto alla quale si ha l'attivazione del primo meccanismo è quella corrispondente al 30% dell'accelerazione di progetto ed è relativo alle prime rotture a taglio.

15.1 CAPACITA' DELLA STRUTTURA IN TERMINI DI VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera V_N è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifiche caratteristiche prestazionali.

Il presente paragrafo si pone l'obiettivo di valutare la vita nominale della struttura allo stato dei fatti sfruttando i risultati delle analisi precedenti. Verrà pertanto valutata la vita nominale della struttura nel suo insieme e quella dei singoli elementi strutturali.

Tale valutazione è fatta, coerentemente a quanto presente nelle NTC2018, attraverso la seguente formula:

$$V_{N.SLV} = \frac{-T_{R.SLV} \cdot \ln(1 - P_{VR.SLV})}{C_U}$$

dove:

- $V_{N.SLV}$ è la vita nominale rispetto alla condizione limite SLV;
- $T_{R.SLV}$ è il periodo di ritorno rispetto alla condizione limite SLV;
- $P_{VR.SLV}$ è la probabilità limite di eccedenza rispetto alla condizione limite SLV;
- C_U è il coefficiente di struttura.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva in cui sono riportati i valori della vita nominale ottenuti sia per la struttura globale e sia per i singoli elementi strutturali resistenti.

Tabella 14: Valori vita nominale V_N elementi strutturali

Elemento strutturale	$T_{R.SLV}$ [anni]	$P_{R.SLV}$	C_U	$V_{N.SLV}$ [anni]
Struttura globale	43	10%	1.5	4.5

Dalla tabella si evidenzia che il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifiche caratteristiche prestazionali è 4.5 anni. Tale limitazione è legata al primo meccanismo che si attiva che risulta essere legato ai nodi escludendo quest'ultimi la capacità aumenta come indicato ai paragrafi precedenti.

16 CLASSE DI RISCHIO

La definizione della Classe di Rischio Sismico è condotta in ottemperanza al documento “Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni” allegato al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n. 65 del 7 marzo 2017.

Il documento definisce otto Classi di Rischio, con rischio crescente dalla lettera A+ alla lettera G. La determinazione della classe di appartenenza di un edificio può essere condotta secondo due metodi, tra loro alternativi, l'uno convenzionale e l'altro semplificato, quest'ultimo con un ambito applicativo limitato.

Il metodo convenzionale è concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione, è basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle attuali Norme Tecniche e consente la valutazione della Classe di Rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento.

Il metodo semplificato si basa su una classificazione macrosismica dell'edificio, è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura e può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare indicativa, sia per valutare limitatamente agli edifici in muratura, la classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale. Inoltre come indicato al punto 3.2 delle LLGG è possibile ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore, a seguito di specifici interventi, per edifici assimilabili ai capannoni industriali e per gli edifici in calcestruzzo armato.

La classificazione oggetto del presente lavoro è stata condotta con il: **METODO CONVENZIONALE**

Per la determinazione della Classe di Rischio si fa nel seguito riferimento a due parametri:

- la Perdita Annuale Media attesa (**PAM**), che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (**CR**) dell'edificio privo del suo contenuto
- l'indice di sicurezza (**IS-V**) della struttura definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA, Peak Ground Acceleration) che determina il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), capacità in PGA - PGAc. e la PGA che la norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio, domanda in PGA – PGAd.

Il metodo convenzionale assegna alla costruzione in esame una Classe di Rischio in funzione del parametro economico PAM e dell'indice di sicurezza della struttura IS-V. Per il calcolo di tali parametri (entrambi sono grandezze adimensionali, nel seguito espresse in %) è necessario calcolare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame, le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC, utilizzando le usuali verifiche di sicurezza agli stati limite previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Al fine della assegnazione della Classe di Rischio, è necessario valutare preliminarmente la Classe PAM e la Classe IS-V in cui ricade la costruzione in esame. La Classe di Rischio della costruzione sarà la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

Al fine della assegnazione della Classe di Rischio in particolare vengono utilizzate le seguenti tabelle delle Linee Guida:

- *Tabella 1-Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese;*
- *Tabella 2-Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza;*
- *Tabella 3-Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascun stato limite.*

Il programma possiede gli automatismi per effettuare tutte le calcolazioni a partire dai dati forniti dall'utente o dai modelli di calcolo utilizzati. Nelle calcolazioni il programma adotta tutte le indicazioni previste dalle Linee Guida:

- *utilizza la formula indicata al 2.1. 2) per la valutazione del periodo di ritorno TR a partire dalla PGAc;*
- *se non indicati i valori di PGAc per SLO e SLC utilizza la indicazione della nota 3) del 2.1;*
- *utilizza il valore di età indicato al 2.1. nota 4) in funzione del valore di ag di sito;*
- *associa allo SLID il periodo di ritorno 10 anni;*

- associa allo SLR il periodo di ritorno dello SLC.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

D.M. 17/01/18 cap. 10.2 Affidabilità dei codici utilizzati <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>
 Nelle successive tabelle sono pertanto riportati i valori utilizzati per le attribuzioni. Viene infine allegato un utile quadro riassuntivo finalizzato alla compilazione della relazione asseverata.

Dati generali e pericolosità sismica	
Zona sismica ex OPCM 3274/2003	2
Località	NAPOLI (NA)
Longitudine	14.260
Latitudine	40.855
Classe d'uso	III
Vita Vn	50.0 [anni]
Periodo Vr	75.0 [anni]
Tipo di suolo	C
Categoria topografica	T1
ag per SLV	0.192 [g]

	TR [anni] domanda	PGA [g] domanda	TR [anni] capacità ante-opera	PGA [g] capacità ante-opera	Rapporto PGA c/d ante-opera	TR [anni] capacità post-opera	PGA [g] capacità post-opera	Rapporto PGA c/d post-opera
SLO	45.2	0.084	43.0	0.084	1.000	45.0	0.084	1.000
SLD	75.4	0.111	43.0	0.111	1.000	75.0	0.111	1.000
SLV	711.8	0.273	43.0	0.082	0.300	712.0	0.273	1.000
SLC	1462.2	0.322	89.0	0.097	0.300	1461.0	0.322	1.000

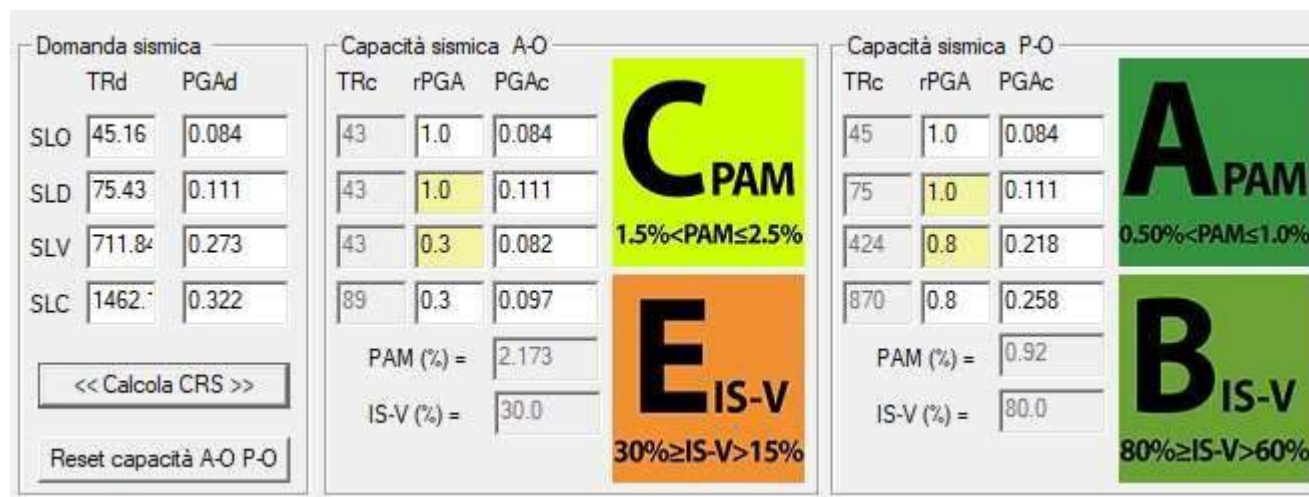


Figura 16-1: Classe di rischio ante-opera e post-opera

Figura 16-2: Curva PAM ante-opera e post-opera

17 CONTROLLO ED AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

*È possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.*

I risultati devono costituire una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

Nella presente relazione di calcolo sono stati riportati i seguenti risultati ritenuti di interesse per la descrizione e la compressione del modello e del comportamento della struttura:

per l'analisi modale:

- *periodi dei modi di vibrare della struttura*
- *masse eccitate dai singoli modi*
- *massa eccitata totale*

deformate e sollecitazioni:

- *spostamenti e rotazioni dei singoli nodi della struttura*
- *reazioni vincolari (nel caso siano presenti nodi vincolati rigidamente)*
- *pressioni sul terreno (nel caso siano presenti elementi di fondazione)*
- *sollecitazioni sugli elementi d2 nelle combinazioni di calcolo più significative*
- *sollecitazioni sui macroelementi da elementi d3 nelle combinazioni di calcolo più significative*

La presente relazione, oltre ad illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- *modello solido della struttura*
- *numerazione di nodi e ed elementi*
- *configurazioni di carico statiche*

- *configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità*
per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura):

- *configurazioni deformate*
- *diagrammi e involuipi delle azioni interne*
- *reazioni vincolari*

per il progetto-verifica degli elementi:

- *mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite*

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni e sono state svolte verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, confronti elementari tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate.

18 CONCLUSIONI

Le analisi strutturali, sono eseguite schematizzando la struttura attraverso l'insieme di elementi mono di tipo "Beam". Il modello di calcolo è definito dalla linea d'assi degli elementi. Nel caso di specie, una siffatta schematizzazione, rappresenta, in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza. Le strutture sono considerate incastrate alla base con vincoli fissi. Gli impalcati sono stati schematizzati attraverso l'utilizzo di aree di carico per n.4 punti, introducendo laddove necessario degli elementi "beam fittizi". Gli stessi impalcati, sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano attraverso l'introduzione di un vincolo interno "constraint" del tipo "Diaphragm" che individua un nodo del piano "nodo master" ove si concentra tutta la massa traslazionale e rotazionale. Tutti i nodi del piano sono vincolati ad avere gli stessi spostamenti del nodo master (nel piano).

18.1 RISPOSTA DEL SISTEMA STRUTTURALE IN CONDIZIONI STATICHE

Le analisi eseguite nelle ipotesi formulate e nelle condizioni assunte hanno evidenziato che la struttura, presenta una capacità per carichi gravitazionali generalmente superiore alla domanda, risultando idonea ai carichi gravitazionali.

18.2 LIMITAZIONI ALL'USO DELLE STRUTTURE

Non sono presenti limitazioni all'uso delle strutture.

18.3 RISPOSTA DEL SISTEMA IN CONDIZIONE DINAMICA ED IPOTESI D'INTERVENTO

Le analisi evidenziano una struttura con una capacità inferiore alla domanda a causa dell'attivazione di meccanismi fragili le pareti murarie. Nel dettaglio come si vedrà nella relazione specifica, sono stati previsti interventi di carattere locale aventi lo scopo di "sanare" i meccanismi di crisi locali che interessano gli elementi strutturali in uno ad interventi a carattere globale per regolarizzare la risposta sismica. Si rileva la presenza di:

- un degrado diffuso legato all'assenza di manutenzione e alla carenza della cura dei dettagli costruttivi.
- una configurazione geometrica regolare

18.4 CONSIDERAZIONI FINALI

Considerato che:

- *la valutazione della sicurezza strutturale è stata eseguita in accordo alla NTC18 ed al disciplinare d'incarico e al capitolato, nei confronti degli stati limite d'operatività, di danno, di salvaguardia della vita;*
- *la struttura appartiene alla classe d'uso III e presenta una vita nominale pari a 50 anni;*
- *le indagini eseguite ed il livello di conoscenza adottato è stato del tipo accurato "LC2";*
- *la resistenza degli elementi è stata calcolata impiegando il valore medio delle proprietà dei materiali determinato sulla scorta delle indagini eseguite;*

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO

RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA SCUOLA BICE ZONA

VIA DELLA PIAZZOLLA 36 NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista

Arch. Massimo Mallardo

RUP
Arch. Alfonso Ghezzi

Cronoprogramma

data - MARZO 2022

CRONOPROGRAMMA DI SPESA PER ANNO E PER ATTIVITA'

Anno	Attività previste	Importo
2022	Progettazione definitiva ed esecutiva, validazione, approvazione	228.200,53 €
2023	Indizione, aggiudicazione, consegna lavori	129.340,40 €
2024	esecuzione lavori	1.189.447,20 €
2025	esecuzione lavori, ultimazione	1.189.447,20 €
2026	collaudo	109.168,88 €
		2.845.604,21 €

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO

RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA SCUOLA BICE ZONA

VIA DELLA PIAZZOLLA 36 NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista

Arch. Massimo Mallardo

RUP
Arch. Alfonso Ghezzi

Quadro Economico

data - MARZO 2022

1. QUADRO ECONOMICO

<i>Tipologia di Costo</i>	<i>IMPORTO</i>
A) Lavori	1.833.775,13 €
A1) Demolizioni	458.443,78 €
A2) Edilizia	733.510,05 €
A3) Strutture	366.755,03 €
A4) Impianti	275.066,27 €
B1) Spese tecniche per incarichi esterni	228.200,53 €
B2) Contributo reclutamento personale (eventuale)	250.000,00 €
C) Incentivi funzioni tecniche	29.340,40 €
D) Altri costi	495.119,29 €
D1) Imprevisti	91.688,76 €
D2) IVA	403.430,53 €
E) Pubblicità	9.168,88 €
TOTALE	2.845.604,21 €

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO

RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA SCUOLA BICE ZONA

VIA DELLA PIAZZOLLA 36 NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista

Arch. Massimo Mallardo

RUP
Arch. Alfonso Ghezzi

Relazione Generale

data - MARZO 2022

RELAZIONE GENERALE

La presente relazione tecnica, contiene una sintesi sull'attività eseguita durante il servizio della valutazione del rischio sismico del plesso scolastico BICE ZONA 7° Circolo Didattico, sito alla Via della Piazzolla; Municipalità: 4 – S. Lorenzo, Vicaria, Poggioreale – Napoli, ottenuta mediante indagini diagnostiche e verifiche tecniche.

L'immobile oggetto di studio, presenta una sagoma iscrivibile in un rettangolo di dimensioni pari a pari a 60.00x19.00m. In particolare si distingue un'unica unità strutturale caratterizzata da un piano rialzato lato via della piazzolla che risulta terraneo lato interno cortile, un piano primo ed un piano secondo.

La struttura in esame risulta realizzata ante 60

La destinazione del piano terra è di tipo scolastico, mentre quella del piano primo e secondo è di uffici non aperti al pubblico (Napoli servizi).

L'immobile risulta aver subito cambiamenti per effetto della separazione con l'appendice laterale oggi occupata da deposito impianti e per effetto di una sopraelevazione e della realizzazione di una scala con ascensore in acciaio.

La sopraelevazione presenta un'estensione pari a circa 28.00x19.00 m ed è stata realizzata con blocchi portanti in laterizio.

Le strutture sono interamente in muratura di tufo con un ammassamento quasi uniforme delle pareti trasversali e con solai in acciaio e tavelloni.

I solai, presentano, un'orditura ed una sezione delle membrature variabile in relazione alla luce presente come meglio indicato nelle carpenterie.

Al fine di incrementare gli spazi è stato chiuso il locale balcone con muretti, e profili metallici. Gli impalcati presentano uno spessore medio di 20 - 25 cm.

L'impalcato di copertura non risulta calpestabile.

Le fondazioni sono di tipo diretto e costituite dal prosieguo delle murature in tufo sino ad una profondità pari a circa 2.00m come rilevato dallo scavo eseguito.

Nel corso dei rilievi metrici della struttura è stato indagato lo stato del degrado presente.

Si segnala presenza di umidità attiva e passiva sulle parti in c.a a vista, si osserva distacco di intonaci, cls ammalorato, barre ossidate.

La valutazione dei segni di degrado presenti in sito ha permesso di realizzare delle schematizzazioni grafiche in cui essi sono riportati.

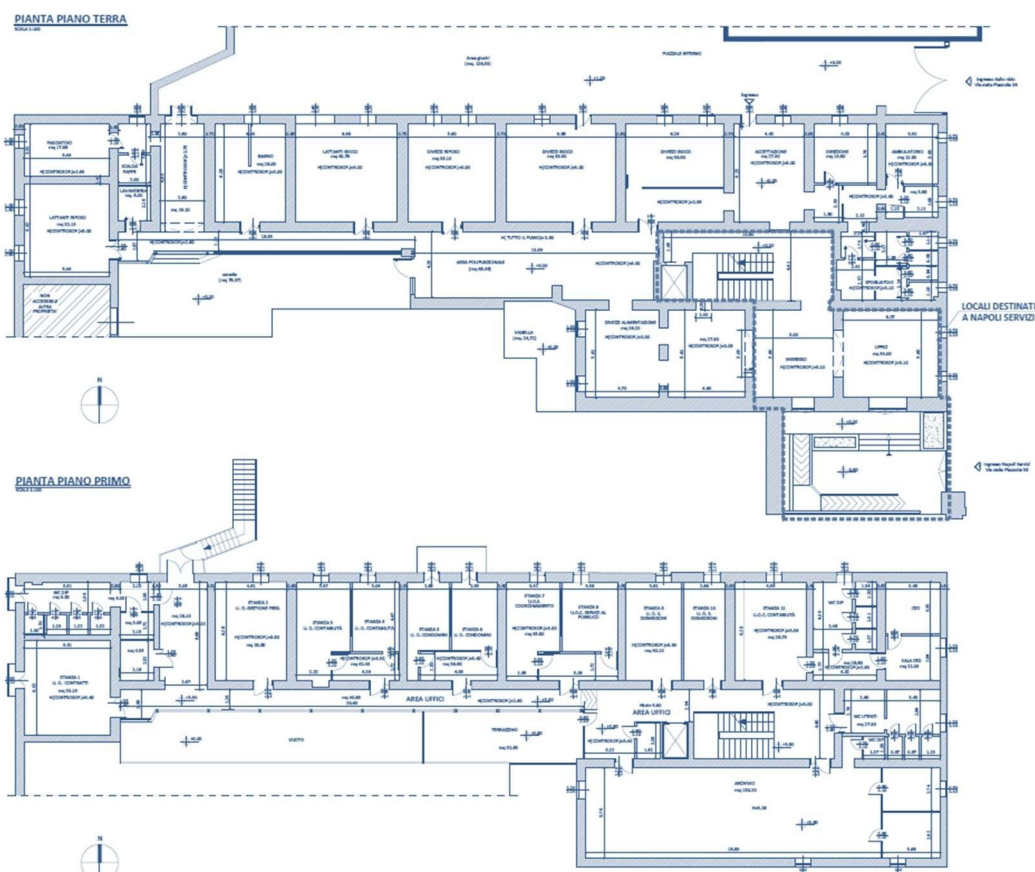


Figura 3-1: distribuzione ambienti

ASPETTI SULLA VULNERABILITÀ E STRATEGIE D'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO- MIGLIORAMENTO

Le analisi strutturali contenute nella relazione sulla vulnerabilità sismica hanno evidenziato una struttura che presenta una buona capacità ai carichi di tipo gravitazionale risultando staticamente idonea ma che invece presenta alcune criticità alle azioni di tipo orizzontale. Le analisi evidenziano infatti, una struttura con una capacità inferiore alla domanda a causa dell'attivazione di meccanismi fragili che interessano i pannelli murari. Tale comportamento si attiva per valori bassi della PGA è pari al 30% della PGA di domanda.

INDICATORI DI RISCHIO					
Stato limite			Rapporto tra le accelerazione (g)		Rapporto tra i periodi di ritorno T_{RD} (anni) con $a=0.41$
A	di collasso (α_{uc})	--	= (PGA_{CLC}/PGA_{DLC})	--	= $(TR_{CLC}/TR_{DLC})_a$
B	per la vita (α_{uv})	0.30	= (PGA_{CLV}/PGA_{DLV})	0.73	= $(TR_{CLV}/TR_{DLV})_a$
C	di inagibilità (α_{ed})	1.00	= (PGA_{CLD}/PGA_{DLD})	1.00	= $(TR_{CLD}/TR_{DLD})_a$
D	per l'operatività (α_{eo})	1.00	= (PGA_{CLO}/PGA_{DLO})	1.00	= $(TR_{CLO}/TR_{DLO})_a$

Vita Residua

Elemento strutturale	$T_{R,SLV}$ [anni]	$P_{R,SLV}$	Cu	$V_{N,SLV}$ [anni]
Struttura globale	43	10%	1.5	4.5

- PROPOSTE D'INTERVENTO

La proposta d'intervento è diretta ad incrementare la capacità della struttura sino a valori pari al 60% della PGA di domanda salvo più accurate valutazione in fase esecutiva. Si propone di operare sulle pareti attraverso l'incremento della resistenza a taglio ed il collegamento dei maschi murari laddove non efficace in uno al consolidamento dei solai.

UNICO	MIGLIORAMENTO SISMICO CONSEGUITO ATTRAVERSO I SEGUENTI INTERVENTI
	<i>Solidarizzazione dei maschi murari</i>
	<i>Armatatura delle fasce di piano</i>
	<i>Intervento su solai in acciaio</i>
	<i>Rinforzo a fasce bidirezionali in G.F.R.P. Delle pareti murarie</i>
	<i>Rafforzamento locale e globale dei pannelli murari</i>

La soluzione individuata si sviluppa su due direttrici progettuali: la prima di carattere “**globale**” tesa ad intervenire sul comportamento d'insieme dell'organismo strutturale; la seconda, di natura “**locale**” tesa ad ottimizzare il comportamento duttile dei maschi e delle fasce di piano e ad aumentare la resistenza ultima delle sezioni.

In ambito “**globale**”, la proposta, ha previsto, una serie di provvedimenti intesi a ridurre gli effetti sismici sulle strutture esistenti, mediante una modifica, in senso favorevole, del comportamento d'insieme dell'edificio, attraverso:

3 la SOLIDARIZZAZIONE dei MASCHI DI PIANO;

4 l'ARMATURA delle FASCE DI PIANO.

Nelle azioni migliorative di tipo “**locale**”, gli interventi previsti si configurano, quali provvedimenti tecnici intesi ad aumentare la resistenza strutturale o la duttilità di singoli elementi della costruzione.

In tale tipologia rientrano da un lato i provvedimenti che comportano un aumento di resistenza di parte o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale individuato, dall'altro, quelli diretti a ridurre le carenze dei collegamenti mediante un'adeguata ammorsatura dei maschi murari.

Sulla base dei suddetti principi sono state individuate le tipologie d'intervento di seguito ampiamente illustrate che si basano sull'impiego di leganti aerei o ad attività pozzolanica - senza impiego di cementi - e di tecnologie innovative di tipo corticale (dunque reversibili) basate sull'impiego di compositi.

INTERVENTI GLOBALI

Con riferimento agli interventi di tipo globale si prevede di conseguire il duplice effetto di solidarizzare da un lato i maschi murari di una stessa parete e dall'altro di armare le fasce di piano. Ciò è possibile attraverso le seguenti soluzioni:

- rinforzo corticale delle murature mediante l'impiego di intonaci strutturali armati con rete in fibra di vetro, ancorata al pannello con fiocchi di connessione in GRFP. La malta utilizzata è a base di calce naturale NHL e pozzolana, ad elevata duttilità e con basso modulo elastico, ed è totalmente esente da cemento;
- intervento sui solai in acciaio;
- rinforzo delle fasce di piano mediante placcaggio con fasce in tessuto di fibra di acciaio galvanizzato UHTSS e geomalta

Questi ultimi elementi costituiscono degli “**incatenamenti**” a tratto lungo che, distribuiti in base alle esigenze strutturali, conferiscono vantaggi a carattere locale e globale rispetto alle azioni sismiche.

- 1** Localmente, le fasciature impediscono nelle porzioni murarie, interessate da tensioni di trazione la formazione di lesioni e fratture.
- 2** Globalmente, assicurano alla parete muraria un comportamento in parallelo dei maschi murari ed un comportamento a trave delle fasce di piano, favorendo meccanismi e cinematismi a telaio, sicuramente più duttili ed efficaci.

RAFFORZAMENTO LOCALE E GLOBALE DEI PANNELLI MURARI ATTRAVERSO INTONACO ARMATO CON UNA RETE IN FIBRA DI VETRO STRUTTURALE E MALTA DI CALCE POZZOLANICA NHL

Tale intervento consente di sopperire alla carenza di resistenza a trazione delle murature e di conferire maggiore duttilità alle strutture murarie, al fine di prevenire il collasso fragile dei tamponamenti attraverso il rafforzamento nel piano e fuori piano degli stessi.

Nel dettaglio l'intervento prevede l'applicazione di materiali compositi a matrice inorganica ed è costituito da una rete a maglia quadra in fibra di vetro alcali - resistente (A.R.) pre-apprettata, posta in opera mediante una malta premiscelata bicomponente ad elevata duttilità a base di calce idraulica (NHL) ed Eco- Pozzolana.

Caratteristiche:

- Inalterabilità caratteristiche meccaniche;
- Elevatissima resistenza meccanica;
- Elevata aderenza ad ogni tipo di malta;
- Totale compatibilità con materiali tradizionali ed innovativi;
- Leggerezza e basso spessore;
- Totale assenza di corrosione;
- Totale stabilità termica;
- Totale riciclabilità;
- Totale resistenza ai raggi UVA e UVB;
- Amagneticità e radiotrasparenza;
- Praticità e semplicità d'intervento.

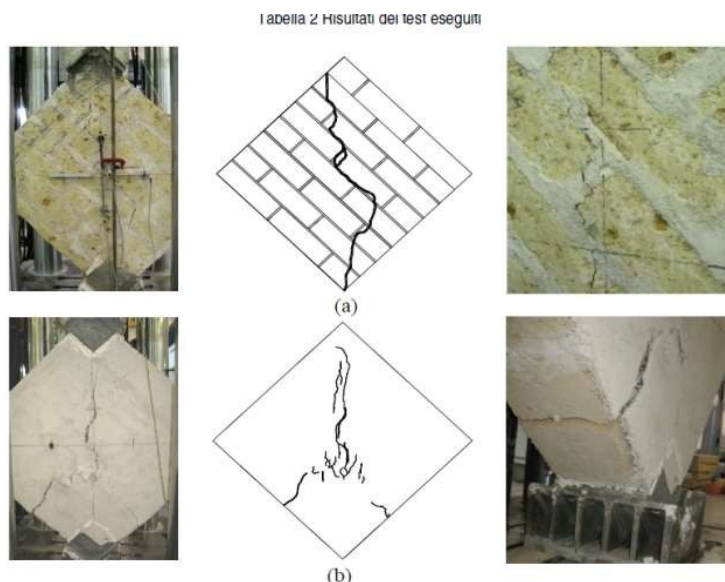


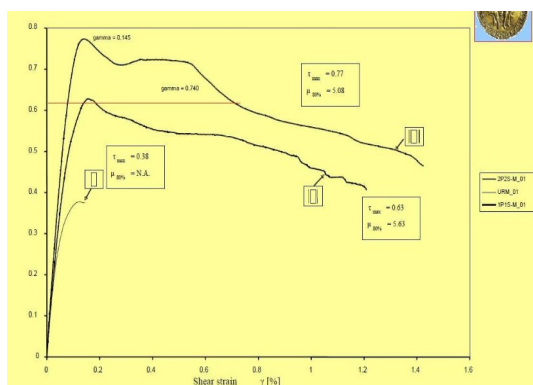
Figura 6 Quadro fessurativo rilevato sui campioni (a) non rinforzati, (b) rinforzati con rete in fibra di vetro

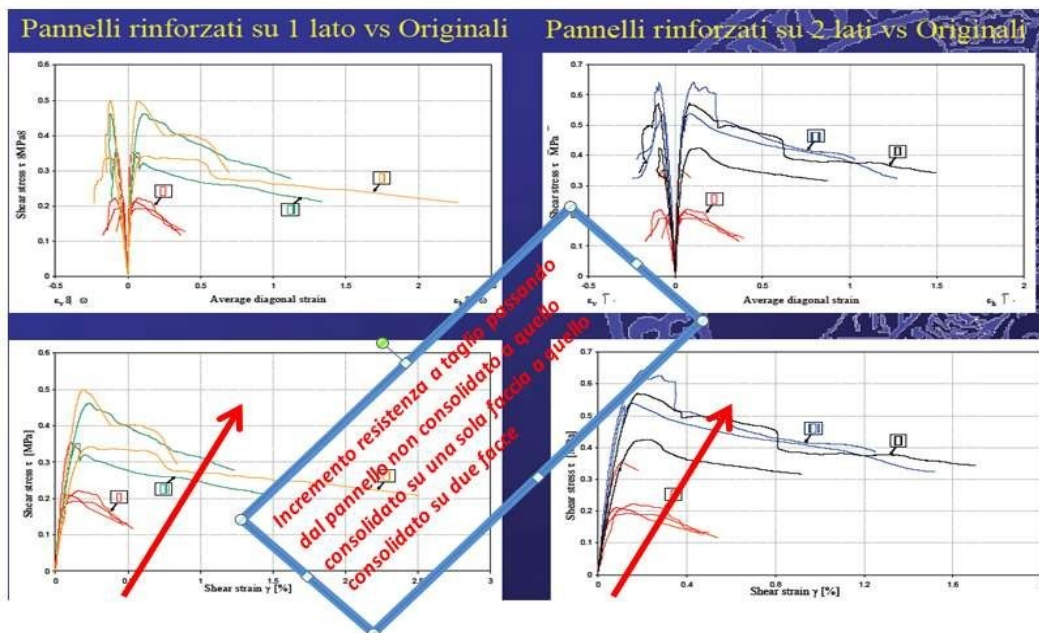
I risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite presso numerose università italiane e campane, hanno evidenziato un incremento della resistenza a taglio di oltre il 100% grazie alla modifica del meccanismo di rottura del pannello murario. La presenza del rinforzo su entrambe le facce del pannello modifica le modalità di rottura dei pannelli, spostando la rottura da un meccanismo di taglio per scorrimento lungo i letti di malta, ad una rottura per taglio caratterizzata da una fessurazione diffusa lungo l'isostatica di compressione, con lesioni di piccola e media ampiezza.



Modalità di rottura

- Fessurazione diffusa
- Fessure locali in corrispondenza delle estremità
- No fenomeni di debonding nonostante l'assenza di ancoraggi meccanici (alta compatibilità con il substrato)

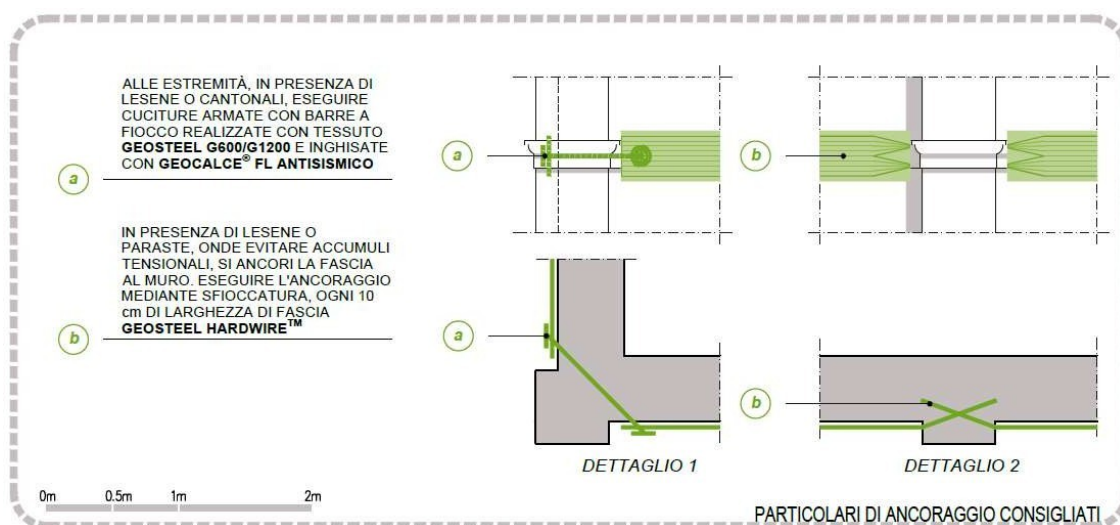


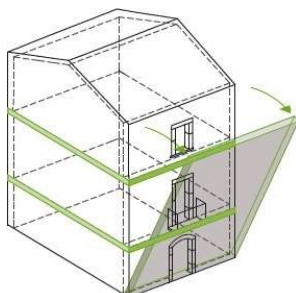


RINFORZO DELLE FASCE DI PIANO MEDIANTE PLACCAGGIO CON FASCE IN TESSUTO DI FIBRA DI ACCIAIO GALVANIZZATO UHTSS E GEOMALTA

La proposta d'intervento, prevede il consolidamento e rinforzo di porzioni delle fasce di piano mediante l'utilizzo di un sistema composito a matrice inorganica SRG (Steel Reinforced Grout), ormato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro, del peso netto di fibra di circa 670 g/m²

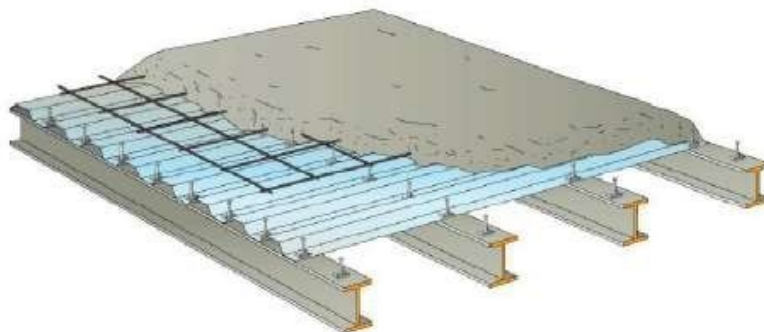
– tipo GEOSTEEL G600 o equivalente. Per l'allettamento delle fasce di tessuto alla superficie si prevede l'applicazione di Malte a base di calce NHL.





INTERVENTO SUI SOLAI IN ACCIAIO

La proposta prevede di svuotare i solai dal pietrame ivi presente, realizzando in tal modo un solaio con travi in acciaio e lamiera grecata sul quale, verrà realizzato, un getto di calcestruzzo alleggerito in cui sono annegati dei connettori a taglio necessari per la continuità statica. Si ottengono così dei solai a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Per una migliore comprensione dell'intervento si riporta una schematizzazione 3D dello stesso.



3D rifacimento solaio

I vantaggi principali legati a tale scelta possono essere così riassunti:

- 1 Riduzione dello stato tensionale sui maschi murari;**
- 2 Riduzione delle masse strutturali gravanti sulle murature;**
- 3 Incremento del coefficiente di sicurezza delle fondazioni** (riduzione dei carichi trasmessi al suolo);
- 4 Incremento della capacità di carico utile dell'elemento solaio.**

INTERVENTI LOCALI

Al miglioramento del comportamento strutturale globale, si associa un insieme di interventi "LOCALI" utili all'incremento della resistenza e della duttilità a livello del singolo elemento strutturale.

Più nel dettaglio le direttrici di intervento individuate sono le seguenti:

- 5** Cerchiature dei vani di maggiore dimensione
- 6** Consolidamento locale
- 7** chiodatura di maschi murari mediante barre pultruse preimpegnate con resine epossidiche;

CHIODATURA DI MASCHI MURARI ATTRAVERSO POSA IN OPERA DI BARRE PULTRUSE PREIMPREGNATE CON RESINE EPOSSIDICHE

È previsto l'impiego di una barra tonda in materiale composito con superficie esterna quarzata per la realizzazione di chiodature ed imperniature. Il sistema è utilizzabile in diversi diametri e lunghezze, e viene opportunamente inserito in fori predisposti da specifiche lavorazioni propedeutiche e dispone di eccellenti proprietà meccaniche che assicurano un'elevata resa all'elemento e alla struttura da consolidare. Dimensioni principali: mm 2 - mm 3 - mm 5,5 - mm 7,5 - mm 10. Lunghezze: variabili, secondo necessità.



VANTAGGI	Elevate prestazioni meccaniche; Basso modulo elastico; Basso impatto architettonico; Facilità di applicazione; Reversibilità degli interventi.
-----------------	---

- CONCLUSIONI

La proposta progettuale indicata, nel rispetto delle condizioni tipologiche della struttura, riesce a sanare i diversi meccanismi che si attivano in presenza di azione sismiche localizzando gli interventi strutturali in aree definite e concentrate consentendo, l'incremento di capacità sismica e conseguendo miglioramento delle strutture

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università

Investimento 1.1: Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia



RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA SCUOLA BICE ZONA

VIA DELLA PIAZZOLLA 36 NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista

Arch. Massimo Mallardo

RUP
Arch. Alfonso Ghezzi

Stima sommaria di spesa

data - MARZO 2022

	Descrizione opera	Costo intervento
1	Spicconatura accurata d'intonaci, asportazione effettuata seguendo i contorni delle parti evidenziate, evitando danni a tutto quanto non è da asportare. La spicconatura sarà eseguita con piccolo scalpello e martello o con martellina, compreso la discesa ed il trasporto dei materiali di risulta al sito di carico sui mezzi di trasporto fino alla distanza di mt 50	60.469,24
2	Rimozione di manti impermeabili su superfici orizzontali o inclinate, a qualsiasi altezza, compresi, il calo in basso e avvicinamento al luogo di deposito provvisorio.	102.260,22
3	Rimozione di impianti termici e idrici esistenti comprensivo di tubazioni	97.386,19
4	Demolizioni di tramezzature e avvicinamento al luogo di deposito provvisorio	68.898,78
5	Trasporto a rifiuto e movimentazione delle macerie edilizie prodotte in cantiere	129.429,35
	A	458.443,78
6	Realizzazione di tramezzature con blocchi di laterizio forato da 12 cm	102.560,13
7	Intonaco grezzo o rustico su pareti e soffitti anche a volta, interno ed esterno, costituito da un primo strato di rinzafo steso fra predisposte guide (comprese nel prezzo) e da un secondo strato della medesima malta tirato in piano a frattazzo rustico, steso con frattazzo e cazzuola, dello spessore complessivo non inferiore a 15 mm.	56.237,11
8	Intonaco per interni, costituito da gesso scagliola e calce, nelle proporzioni di 40 parti di calce in polvere e 60 parti di gesso, perfettamente levigato, dello spessore non inferiore a 5 mm, per rasatura di pareti, soffitti e volte già predisposti. Intonaco pronto premiscelato	118.698,77
9	Tinteggiatura con pittura lavabile di resine sintetiche emulsionabili (idropittura), data a pennello o a rullo su pareti o soffitti, con tre mani a perfetta copertura, esclusa la preparazione degli stessi da conteggiarsi a parte. A base di resine viniliche	95.727,71
10	Rifacimento manto impermeabile di copertura	164.358,64
11	Sistemazione della facciata esterna	68.751,64
12	Sostituzione degli infissi esistenti con nuovi infissi con telaio metallico a taglio termico con triplo vetro e doppia camera con gas argon	127.176,05
	B	733.510,05
13	rinforzo corticale delle murature mediante l'impiego di intonaci strutturali armati con rete in fibra di vetro, ancorata al pannello con fiocchi di connessione in GRFP. La malta utilizzata è a base di calce naturale NHL e pozzolana, ad elevata duttilità e con basso modulo elastico, ed è totalmente esente da cemento;	95.238,82
14	intervento sui solai in acciaio;	106.456,97
15	rinforzo delle fasce di piano mediante placcaggio con fasce in tessuto di fibra di acciaio galvanizzato UHTSS e geomalta	110.122,50
16	Rafforzamento locale e globale dei pannelli murari	54.846,74
	C	366.755,03
17	Ristrutturazione impianto di riscaldamento con sostituzione del generatore esistente con caldaia a condensazione e installazione di valvole termostatiche sui radiatori esistenti	108.980,86
18	Adeguamento impianto elettrico e idrico	54.821,22
19	Realizzazione di impianto fotovoltaico di potenza 40 kW da installare in copertura	48.488,56
20	Sostituzione dei corpi illuminanti con nuovi a LED	18.032,84
21	Sistemazione colonne fecali	44.742,55
	D	275.066,27
	Totale A+B+C+D	1.833.775,13