

DISTART

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti,
delle Acque, del Rilevamento e del Territorio.

**ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA
“ISTITUTO STATALE D’ARTE - G. MAZARA”
di Sulmona (AQ)**

Presentata da:
Fabiola Giannini

Relatore:
Prof. Ing. **Marco Savoia**

Correlatore:
Ing. **Marco Bovo**

Sessione Terza

Anno Accademico 2008-2009

Dedicato a...
... Oletta e Remo

INDICE

PREMESSA

CAPITOLO 1: NOZIONI ELEMENTARI DI SISMICA E DINAMICA

1.1) Introduzione.....	pag. 9
1.2) Sismologia	10
1.3) Ipocentro ed Epicentro	11
1.4) Onde sismiche	11
1.4.1) Onde P (di compressione o longitudinali)	12
1.4.2) Onde S (di taglio o trasversali)	12
1.4.3) Onde di Rayleigh	13
1.4.4) Onde di Love	13
1.5) La classificazione sismica in Italia	14
1.6) Intensità e Magnitudo	16
1.7) Strumentazione	17
1.8) Capacity Design	18

CAPITOLO 2 : L'ISTITUTO STATALE D'ARTE "G. MAZARA"

2.1) Introduzione.....	21
2.2) Stato di fatto	22
2.3) Attività svolte	26

CAPITOLO 3: LE PROVE SPERIMENTALI EFFETTUATE

3.1) Introduzione	31
3.2) Carotaggio	32
3.3) Prove Pacometriche	34
3.4) Prove Ultrasoniche	35
3.5) Prove Sclerometriche	36
3.6) Prove di carico sul solaio	39
3.7) Prove sul terreno	44
3.8) Risultati delle prove effettuate.....	45

CAPITOLO 4: LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

4.1) Introduzione	63
4.2) Principi fondamentali.....	63
4.3) Stati limite	64
4.4) Vita nominale, Classi d'uso e Periodo di riferimento	65
4.5) Azioni sulle costruzioni	67
4.6) Definizione dell'azione sismica	72

CAPITOLO 5 : MODELLI NUMERICI UTILIZZATI

5.1) Introduzione	83
5.2) Realizzazione del modello	84
5.3) Tipologia di analisi adottate.....	89
5.4) Risultati stato di fatto	102

CAPITOLO 6 : IL PROGETTO DI RINFORZO PROPOSTO

6.1) Modello con controventi	107
6.2) Analisi sul nuovo modello	111
6.3) Risultati stato di progetto	124

CONCLUSIONI	131
--------------------------	------------

Premessa

L'oggetto di questa tesi è la valutazione dello stato di fatto e del relativo grado di sicurezza di un edificio esistente adibito a scuola. Tale grado di sicurezza è riferito alla Normativa sulle Costruzioni tuttora vigente nel territorio nazionale e comprende, azioni di tipo statico e dinamico. Si procederà inoltre a fornire una proposta di progetto degli interventi di adeguamento statico e sismico eventualmente necessari.

A seguito del tragico evento sismico verificatosi L'Aquila il 6 Aprile 2009, è stata prevista dal Provveditorato interregionale alle opere pubbliche e sotto la supervisione della Provincia dell'Aquila una sistemazione dei plessi scolastici ubicati fuori cratere sismico.

L'edificio sopra citato, è l'Istituto Statale d'Arte "G. Mazara" situato a Sulmona (AQ). Esso nasce nel 1902 ed affonda le sue radici in un territorio ricco di tradizioni artistiche e di secoli di notevoli produzioni artigianali. Nel 1959 il Ministero della Pubblica Istruzione lo trasforma in Istituto d'Arte. Il fabbricato è una struttura molto articolata ed è stata realizzata per successivi lotti, con differenti schemi strutturali e tecniche costruttive.

Le analisi qui condotte sono tali da considerare azioni di tipo statico e di tipo dinamico quali quelle prodotte dal sisma e dal vento. Tale analisi vengono realizzate secondo i dettami e le prescrizioni del DM 14.01.2008. Per le combinazioni che tengono conto di forze dinamiche, quale è quella indotta dal sisma, si farà riferimento a modelli numerici adeguati e rappresentativi delle condizioni topografiche del luogo.

La tipologia di indagine prescelta per le analisi numeriche in combinazione sismica è l'analisi dinamica lineare con spettri di risposta ridotti dal fattore di struttura.

La scelta delle analisi lineari è stata fatta per pervenire nel più breve tempo possibile alla definizione degli interventi necessari per l'adeguamento. Una analisi più completa e sofisticata, anche in campo non lineare, potrà essere svolta successivamente alla elaborazione del progetto dei principali interventi strutturali.

Capitolo 1

Nozioni elementari di sismica e dinamica

1.1 Introduzione

I terremoti, sono movimenti improvvisi e rapidi della crosta terrestre, provocati dalla liberazione di energia in un punto interno, detto ipocentro; di qui, una serie di onde elastiche, dette "onde sismiche", si propagano in tutte le direzioni, anche all'interno della Terra stessa; il luogo della superficie terrestre posto sulla verticale dell'ipocentro, si chiama epicentro ed è generalmente quello più interessato dal fenomeno sismico.

La superficie terrestre è in lento ma costante movimento, essendo la crosta stessa realizzata da più placche che secondo la ormai consolidata "Teoria delle tettonica a zolle" si muovono l'una a fianco all'altra scambiandosi reciprocamente forze di attrito. I terremoti si verificano quando la tensione provocata dalla forza di attrito nella zona di interfaccia tra due zolle, supera la capacità resistente del materiale roccioso e si origina un movimento repentino e istantaneo capace di generare una grande quantità di energia in pochissimi istanti.

Ogni giorno sulla Terra si verificano migliaia di terremoti; solo qualche decina sono percepiti dalla popolazione e la maggior parte di questi ultimi causano poco o nessun danno. La durata media di una scossa è molto al di sotto dei 30 secondi; per i terremoti più forti, però, può arrivare fino a qualche minuto. Le onde elastiche che si propagano durante un terremoto sono di diverso tipo e in alcuni casi possono risultare in un movimento prevalentemente orizzontale o verticale del terreno (scossa ondulatoria o sussultoria).

I terremoti possono causare gravi distruzioni e alte perdite di vite umane attraverso una serie di agenti distruttivi, il principale dei quali è il movimento violento del terreno con conseguente sollecitazione delle strutture civili ed edili, che può anche essere accompagnato da altri fenomeni quali inondazioni (maremoto), cedimenti del terreno (frane, smottamenti o liquefazione), incendi o

fuoriuscite di materiali pericolosi. In ogni terremoto, uno o più di questi agenti possono concorrere a causare gravi danni e numerose vittime.

I terremoti sono eventi naturali molto potenti sulla terra; un sisma può rilasciare in pochi secondi un'energia superiore a migliaia di bombe atomiche. L'unità di misura sismica più usata è la Scala Richter, una scala logaritmica adimensionale che rappresenta, per ogni differenza relativa di 2, un fattore 1000; quindi, un terremoto di magnitudo 6 è mille volte più potente di uno di magnitudo 4.

Il singolo evento che ha fatto registrare più vittime negli ultimi mille anni è il terremoto dello Shaanxi (Cina) del 1556, di magnitudo 8,3, a causa del quale morirono 830.000 persone. Quello a più alta magnitudo, invece, è il Terremoto di Valdivia (Cile) del 1960, che raggiunse 9,5.

Purtroppo abbiamo degli esempi anche riferiti agli ultimi mesi, come ad esempio il sisma che ha colpito HAITI il 12.01.2010 e quello accaduto in CILE 27.02.2010 entrambi devastanti.

1.2 Sismologia

La sismologia è una disciplina che ha avuto forti sviluppi intorno agli anni '60 ed ha come obiettivi la spiegazione geologica dei terremoti, lo studio delle caratteristiche dei movimenti sismici e le grandezze fisiche che consentono la descrizione quantitativa degli eventi sismici, la valutazione della pericolosità sismica locale e la valutazione del rischio sismico.

La dinamica che caratterizza il nostro pianeta nella sua globalità è stata formalizzata da una teoria che si è affermata agli inizi degli anni sessanta: la tettonica delle placche.

Secondo questa teoria la parte più esterna della Terra, la litosfera (crosta + parte piccola del mantello superiore) è suddivisa in placche che si muovono le une rispetto alle altre.

La tendenza a muoversi delle placche fa accumulare energia elastica nel tempo sotto forma di deformazione elastica delle due placche che vengono a contatto.

Quando la deformazione è eccessiva o la resistenza per attrito (che si oppone al movimento relativo tra le due placche) non è più sufficiente, allora tutta l'energia accumulata si libera istantaneamente e improvvisamente. Si ha così il terremoto.

I terremoti si verificano su fratture o spaccature della crosta terrestre note come faglie sismiche laddove cioè si accumula lo stress meccanico indotto dai movimenti tettonici.

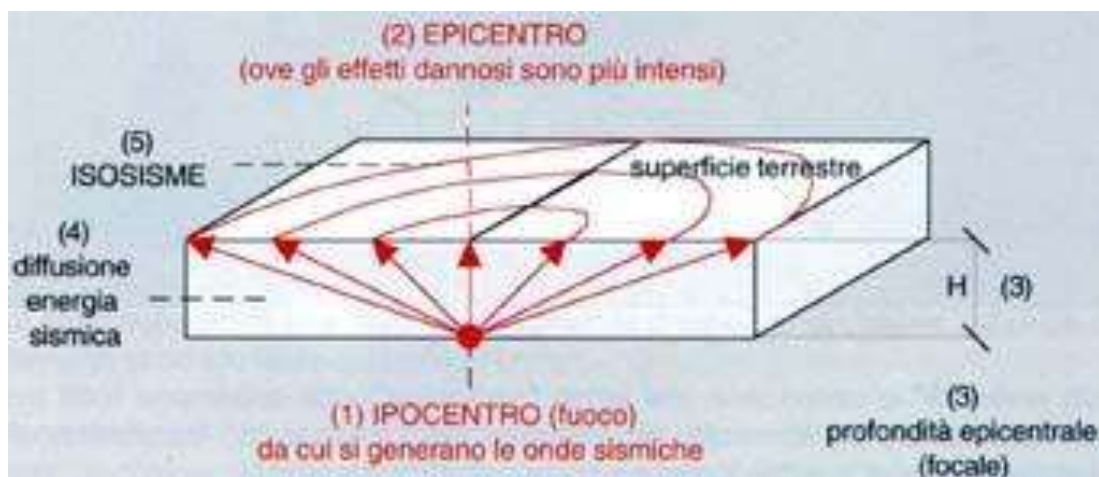
1.3 Ipocentro ed Epicentro

Il terremoto si origina in un punto all'interno della terra che prende il nome di **IPOCENTRO**, la proiezione dell'ipocentro sulla superficie della terra, prende invece il nome di **EPICENTRO**.

L'ipocentro, può essere localizzato, analizzando i sismogrammi che vengono registrati nelle stazioni sismografiche (attraverso i sismografi).

Per poter localizzare esattamente l'epicentro, occorrono i dati registrati in più stazioni sismografiche. Infatti con i sismogrammi, si possono calcolare le distanze epicentrali, ed i dati di una sola stazione sismografica, potranno definire solo una zona circolare lungo il cui perimetro si è generato il sisma.

Occorrono almeno 3 stazioni sismografiche per poter determinare le coordinate esatte dell'epicentro.



1.4 Onde sismiche

Durante un terremoto, parte dell'energia si libera sotto forma di **onde sismiche**. Le onde si propagano a partire dall'ipocentro, sulla cui verticale in superficie si trova l'epicentro.

Vi sono 4 tipi di onde:

- Onde di volume:
 - **Onde P**
 - **Onde S**

- Onde di superficie:
 - **Onde di Rayleigh**
 - **Onde di Love**

Le onde superficiali, non si manifestano nell'epicentro, ma solo ad una certa distanza da questo. Tali onde sono il frutto del combinarsi delle onde P e delle onde S, e sono perciò molto complesse. Le onde superficiali sono quelle che provocano i maggiori danni.

1.4.1 Onde P (di compressione o longitudinali)

Le onde P fanno oscillare la roccia avanti e indietro, nella stessa direzione di propagazione dell'onda. Esse generano quindi "compressioni" e "rarefazioni" successive nel materiale in cui si propagano. La velocità di propagazione dipende dalle caratteristiche elastiche del materiale e dalla sua densità. Poiché le onde P si propagano più rapidamente, sono anche le prime (P = Primarie) a raggiungere i sismometri, e quindi ad essere registrate dai sismografi. Nella crosta terrestre tali onde viaggiano a una velocità che può raggiungere anche i 10 km al secondo. Queste onde sismiche attraversano longitudinalmente tutti i materiali.



1.4.2 Onde S (di taglio o trasversali)

Le onde S, ovvero onde "secondarie", muovono la roccia perpendicolarmente alla loro direzione di propagazione (*onde di taglio*). Esse sono più lente delle onde P, viaggiando nella crosta terrestre

con una velocità fra 2,3 e 4,6 km/s. Le onde S non possono propagarsi attraverso i fluidi perché questi non oppongono resistenza al taglio.

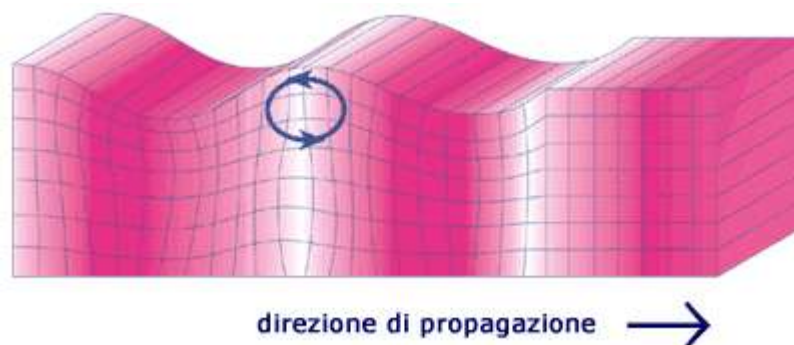


1.4.3 Onde di Rayleigh

Sono onde di superficie che nascono quando le onde di volume (P ed S) arrivano dall'ipocentro alla superficie terrestre, esse sono responsabili dei movimenti sussultori (verticali) che genera il sisma.

La vibrazione delle particelle è la risultante di due movimenti uno verticale ed uno orizzontale nella direzione di propagazione dell'onda.

Quando si propagano in un mezzo omogeneo non presentano dispersione e la loro velocità è generalmente pari a 0,92 volte la velocità delle onde S; l'ampiezza di queste onde si smorza rapidamente con la profondità.



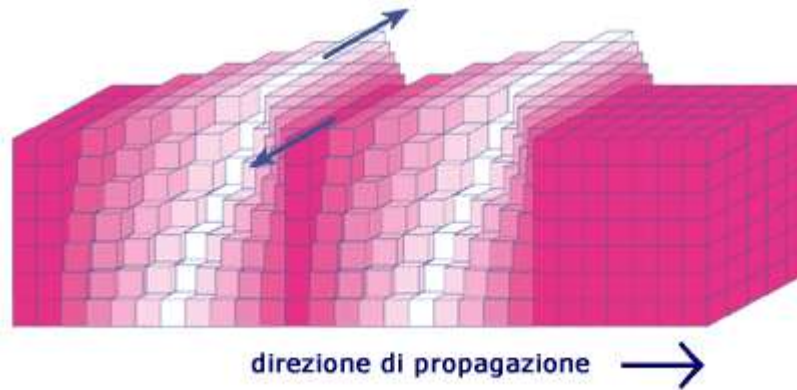
1.4.4 Onde di Love

Sono onde di superficie che nascono quando le onde di volume (P ed S) arrivano dall'ipocentro alla superficie terrestre.

Le onde di Love sono generate in una superficie di discontinuità tra due strati quando la velocità delle onde trasversali nello strato inferiore è maggiore di quella nello strato superiore. Esse sono responsabili dei movimenti ondulatori (orizzontali) che genera il sisma.

La vibrazione delle particelle avviene in due direzioni orizzontali ortogonali tra loro.

La velocità delle onde di Love è funzione del rapporto tra la velocità delle onde trasversali nei due strati, e della loro lunghezza d'onda.



1.5 La classificazione sismica in Italia

La normativa italiana attualmente vigente nel settore delle costruzioni, rappresenta l'evoluzione di un processo durato oltre 20 anni, dagli anni ottanta, in seguito ai terremoti del Friuli e dell'Irpinia rispettivamente '76 e '80, l'Italia ha cominciato a prendere in considerazione tale problematica nonostante il testo unico del 1996 non fornisse prescrizioni a riguardo, vennero in seguito emanate regole da seguire per la sismica, la più recente era l'ordinanza 3274 del 2003 poi applicata con alcune variazioni nel testo unico 2008.

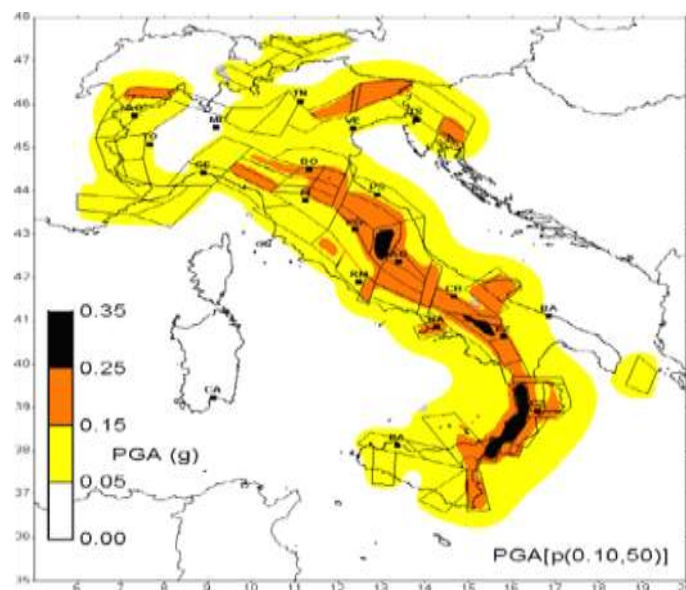
L'Italia fino al 2005 era divisa in 4 zone sismiche chiamate categorie, si andava dalla 1° categoria che era la più pericolosa alla 3° categoria con accelerazioni del terreno molto più modeste, inoltre molte zone d'Italia non erano classificate come sismiche.



Questa classificazione è risalente esattamente al 1980 come detto in precedenza ed è rimasta in vigore fino al 2005 con l'entrata in vigore della modifica che apportava un sensibile cambiamento sia alla classificazione che al modo di essere letta, si passava infatti da 3 categorie a 4 categorie e se ne definivano i valori di riferimento, per la prima categoria si dava un'accelerazione pari a 0,35g e di categoria in categoria si scende di un decimo di punto fino ad arrivare alla 4° categoria avente un valore di 0,05g.

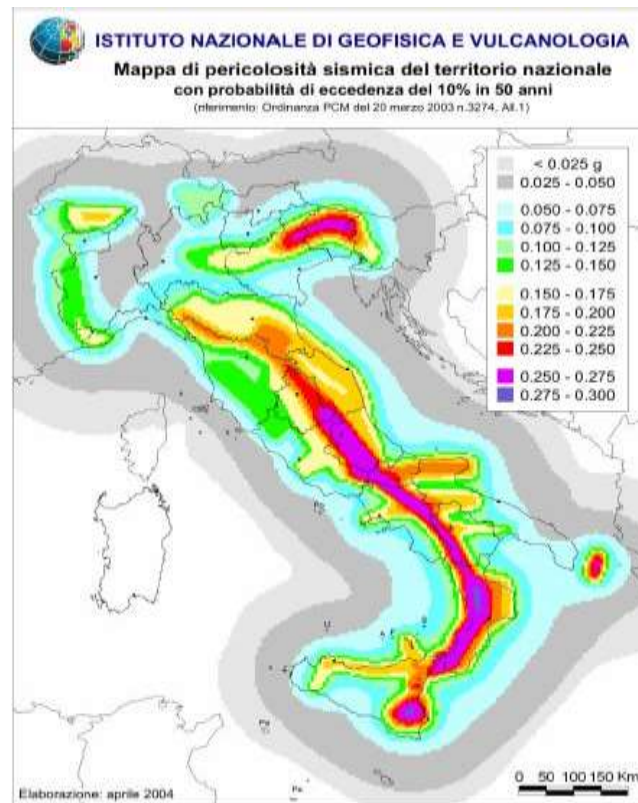


Questa mappa è stata creata sulla base di un'analisi effettuata sui sismi realmente avvenuti e ricercati nella storia dei singoli luoghi ed è calcolata sulla probabilità di accadimento di un dato valore di accelerazione in un dato periodo, che per le costruzioni per civile abitazione è circa di 50 anni con una probabilità di accadimento del 10%.



Addirittura prima del 1980 si avevano solo 2 categorie e tutte le altre ricadevano in zona non sismica, le due categorie rientravano nell'attuale 1° categoria.

Come detto la normativa 2008 riprende e sviluppa i dati forniti dalla normativa del 2005 e li elabora per conseguire l'attuale mappa di pericolosità sismica dell'INGV:



L'attuale mappa consente non solo di dividere l'Italia in zone, ma arrivare a una discretizzazione tale da definire l'accelerazione da attendersi nel singolo comune, avere quindi una mappa molto più precisa delle precedenti, quindi ricavando la posizione del nostro edificio si va sulla normativa che ci fornirà tutti i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica da attendersi.

1.6 Intensità e Magnitudo

La violenza di un terremoto è descritta sia dalla magnitudo che dall'intensità. Questi due termini, frequentemente confusi, si riferiscono a differenti, ma correlate, osservazioni. La Magnitudo, di solito espressa con numeri arabi, caratterizza l'aspetto di un terremoto misurando indirettamente l'energia rilasciata. Al contrario, l'intensità indica gli effetti locali e potenziali in base ai danni prodotti da un terremoto sulla superficie della terra e di come esso colpisce uomini, animali, strutture, e oggetti naturali come le masse

d'acqua. Le intensità sono di solito espresse in numeri romani, e rappresentano le intensità delle scosse prodotte da un terremoto.

Idealmente, ogni terremoto prodotto può essere descritto dalla sola *magnitudo*, ma molte *intensità*, fin dagli effetti del terremoto, variano secondo le circostanze come la distanza dall'epicentro e le condizioni locali del suolo. In pratica, lo stesso terremoto può avere magnitudo tipicamente differente da pochi decimi a unità, secondo la scala di magnitudo usata e secondo quali dati vengono inclusi nelle analisi.

La grandezza di un terremoto è strettamente correlata alla quantità di energia rilasciata.

La magnitudo M , definita da Richter nel 1935, è la grandezza comunemente usata per esprimere la grandezza di un terremoto.

La magnitudo è stata definita da Richter come il logaritmo in base 10 dell'ampiezza massima, misurata in micron, della registrazione, ottenuta con un sismografo standard, di un terremoto avvenuto ad una distanza epicentrale di 100 km dalla stazione di registrazione.

La magnitudo di terremoti che avvengono a distanze epicentrali diverse dai 100 km può essere calcolata se si conosce la legge di attenuazione dell'ampiezza delle diverse onde sismiche con la distanza epicentrale.

La scala Mercalli è una scala che misura l'intensità di un terremoto tramite gli effetti che esso produce su persone, cose e manufatti.

Due terremoti di magnitudo identico possono avere diversa intensità, se per esempio hanno ipocentri posti a differenti profondità, oppure si verificano in zone diverse. L'esempio classico è quello del terremoto di altissima magnitudo che però avviene in mezzo al deserto, dove non ci sono costruzioni e che potrà avere intensità minore rispetto ad un altro, di magnitudo inferiore che però avviene in una zona rurale densamente abitata, dove le costruzioni non sono antisismiche.

1.7 Strumentazione

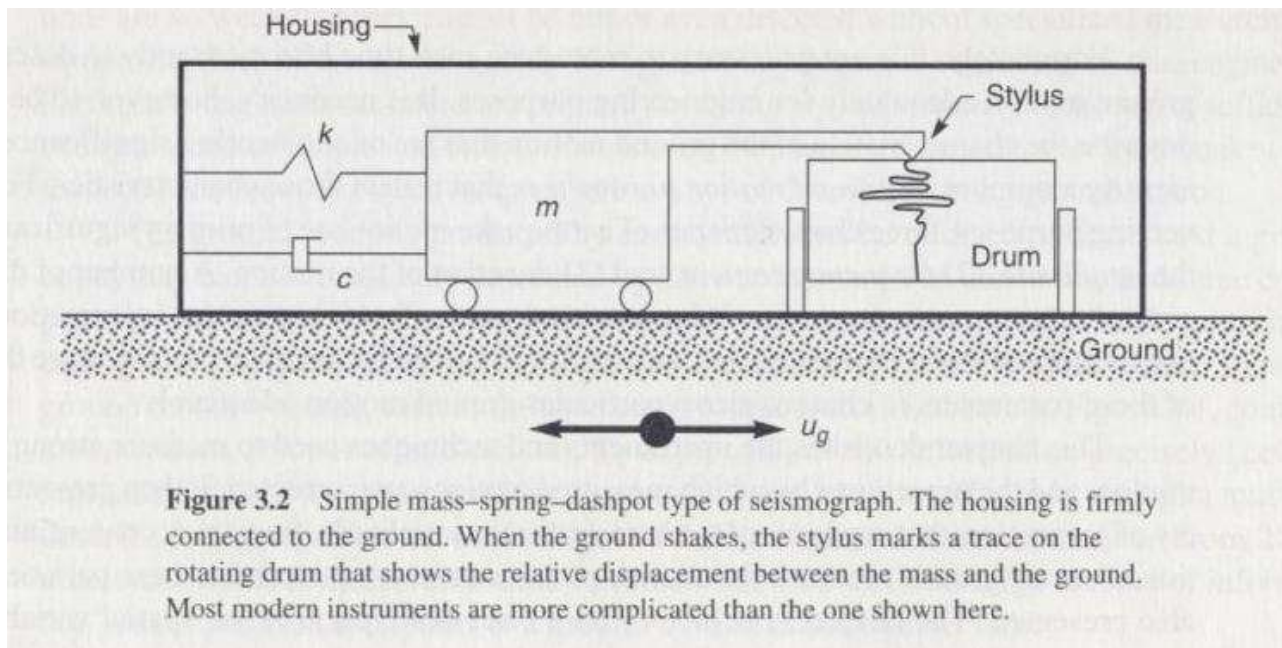
Lo strumento che viene utilizzato per registrare i fenomeni sismici è il sismografo.

Esso è costituito da una serie di elementi che consentono la rappresentazione grafica dell'andamento del segnale sismometrico nel tempo sismogramma. Analizzando il sismogramma si può conoscere l'entità, la natura (con una singola stazione solo in modo parziale), e la distanza del sisma dal punto dove è avvenuta la registrazione del sismogramma stesso.

Generalmente in una stazione sismografica sono posizionati tre sismografi:

- Uno per registrare i movimenti verticali
- Uno per registrare i movimenti orizzontali in direzione nord – sud
- Uno per registrare i movimenti orizzontali in direzione est - ovest.

Il sismografo deve dunque rappresentare fedelmente il movimento del suolo oppure le grandezze (accelerazione o velocità) con le quali si può in seguito estrapolare il movimento assoluto del suolo.



1.8 Capacity design

Il capacity design è un metodo di progettazione sismica che ha l'obiettivo di condurre le strutture ad avere un'elevata capacità deformativa degli elementi strutturali e quindi un'elevata capacità dissipativa, questa progettazione si basa sulla duttilità strutturale.

Per realizzare una struttura che abbia un effettivo comportamento, è necessario fare in modo che le modalità di danno e di collasso dotate di duttilità, capacità deformative e capacità dissipative precedano sempre le modalità di collasso fragili, impedendone il verificarsi.

Questo modo di operare è definito principio di "gerarchia delle resistenze" o "capacity design".

Nell'ottica di una progettazione basata sulla duttilità, le normative consentono che, in occasione di sismi violenti, le strutture escano sensibilmente dal regime elastico.

Ciò significa che, in alcune zone degli elementi strutturali che costituiscono il sistema resistente alle azioni orizzontali dell'edificio viene raggiunta la resistenza flessionale a snervamento. Tali regioni critiche vengono comunemente indicate con il nome di cerniere plastiche.

La filosofia progettuale del capacity design ha quindi numerosi vantaggi, come ad esempio salvaguardarsi da collassi improvvisi e catastrofici della struttura (è indispensabile fare sì che il verificarsi di meccanismi fragili sia successivo al verificarsi di meccanismi duttili); ci si avvale di metodi di analisi che prevedono l'uso di uno spettro di progetto ottenuto abbattendo lo spettro di risposta elastico di un certo fattore di struttura q (che tiene conto della duttilità del sistema) in modo da sfruttare le caratteristiche dei materiali; risparmi di tipo economico; ecc...

Capitolo 2:

Istituto Statale d'Arte G.Mazara

2.1 Introduzione

L'istituto Statale d'Arte G. Mazara situato nella città di Sulmona è una struttura intelaiata in cemento armato composta da due piani fuori terra e da un piano interrato che non si estende per tutta la pianta dell'edificio soprastante ma risulta limitato ad una zona in particolare.

Le pareti esterne, aventi funzione di tamponamento sono costituite da mattoni pieni a due teste, mentre i solai sono realizzati con in latero-cemento con travetti portanti tipo Bausta ed elementi di alleggerimento non collaboranti.

L'edificio può essere suddiviso in maniera molto grossolana in cinque porzioni: le zone adibite ad aule laboratori e le aree adibite ad uffici (presidenza) che si sviluppano per due piani fuori terra e per alcune porzioni presentano anche un piano interrato; il teatro che si erge fuori terra su un solo piano più un piano interrato; la palestra anch'essa su un solo piano ma senza interrato; infine la porzione centrale del cortile della scuola interamente interrata e sulla cui sommità è stata realizzata la passerella esterna di collegamento dell'ala nuova a quella più vecchia.

2.2 Stato di fatto

Le problematiche principali che si sono incontrate riguardano, il difficile reperimento di tavole ed elaborati progettuali attendibili che descrivano gli interventi effettivamente realizzati, la difficile determinazione delle posizioni e dello stato dei giunti strutturali ed i collegamenti tra le parti per effetto del susseguirsi degli interventi di costruzione, ampliamento, ristrutturazione in tempi diversi e l'utilizzo di diverse tipologie costruttive succedutesi nel tempo.

La documentazione progettuale reperita si riferisce in gran parte a interventi datati 1989 e riguardanti la ristrutturazione, l'ampliamento e il completamento dell'Istituto. Poche sono le tavole strutturali con indicazioni delle carpenterie delle travi. Assenti completamente quelle relative alle armature dei pilastri. Per la verifica di tali elementi strutturali ci si dovrà perciò affidare significativamente ai risultati delle prove in sito ed ai rilievi.

Allo scopo di accertare al meglio lo stato di fatto, sono stati condotti due ampi sopralluoghi sulla scuola, nei giorni 28 e 29.10.2009 nei quali sono state verificate le difformità dell'edificio dalle tavole di progetto ed è stato eseguito un rilievo geometrico accurato dello stabile. Nei giorni 9 e 10.11.2009 sono state inoltre affiancate le squadre che hanno condotto le prove sui materiali. Ulteriori sopralluoghi sono stati effettuati nei giorni 11 e 12.11.2009, 6 e 7.01.2010.

Le altezze che caratterizzano l'edificio sono le seguenti:

Piano interrato 2.90m;

Piano rialzato 3.65m;

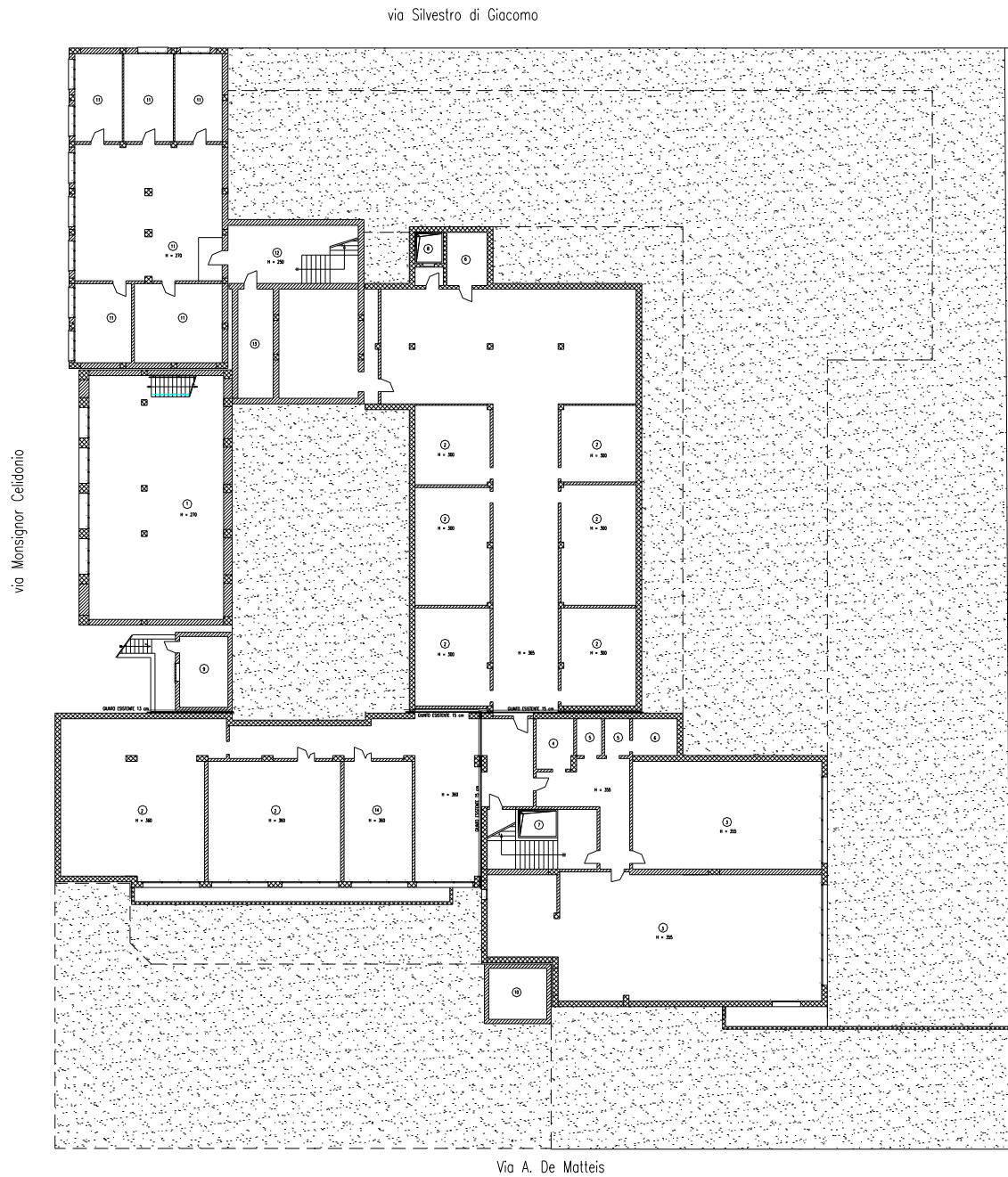
Piano primo 3.65m;

Palestra 6m;

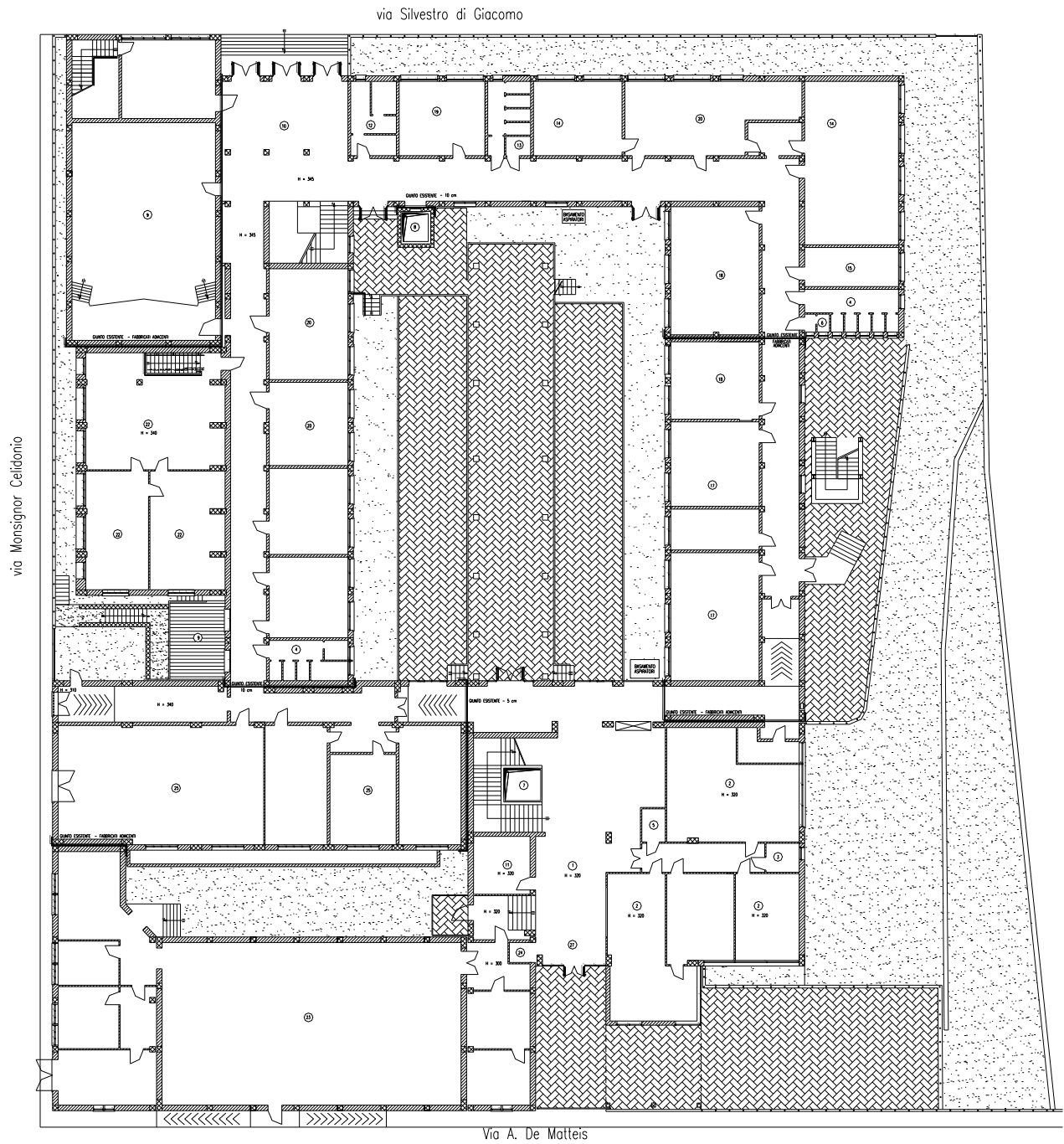
Teatro 8m.

Di seguito si riportano le piante

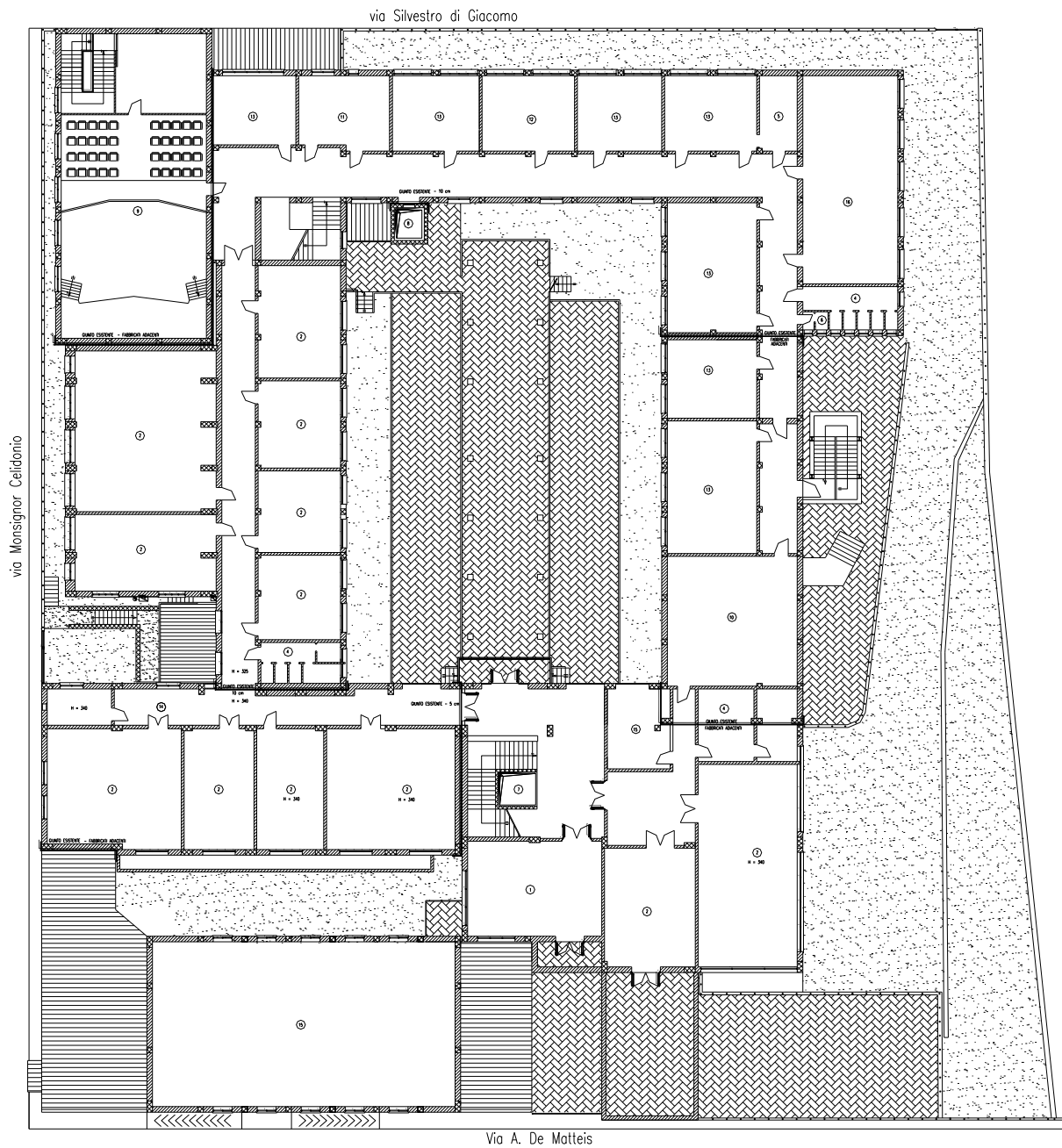
PIANO INTERRATO



PIANO TERRA



PIANO PRIMO



2.3 Attività svolte

Si è proceduto dapprima ad individuare la tipologia di fondazioni: esse risultano essere superficiali e del tipo a trave rovescia per quasi tutte le porzioni di edificio. In talune zone si ipotizza la presenza di una platea di fondazione che costituisce anche il pavimento del piano interrato. Problematica da considerare è il fatto che le fondazioni sono impostate per talune porzioni a quote diverse.

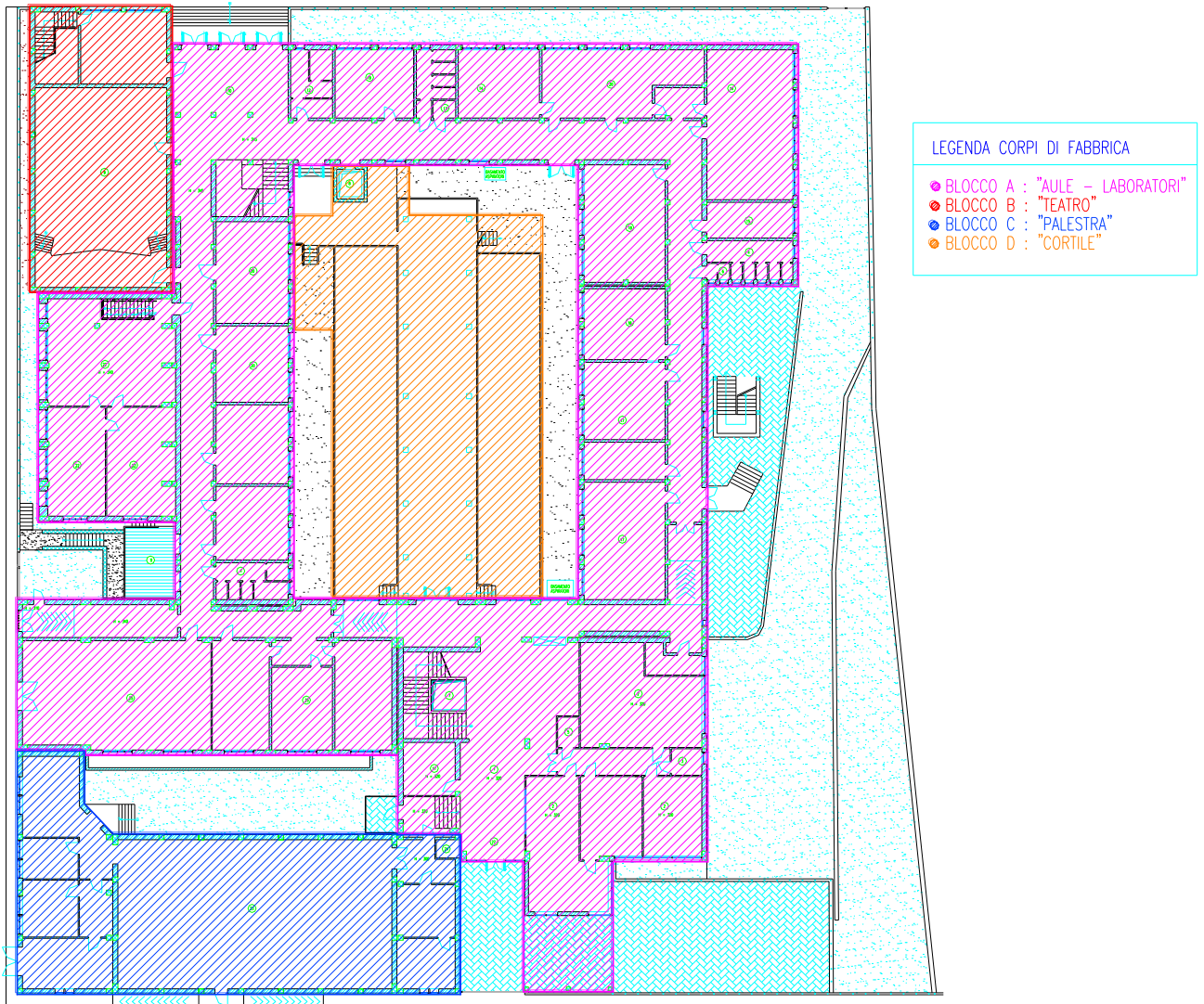
Si sono ricercati i giunti strutturali di separazione, arrivando ad stabilire inizialmente una suddivisione dello stabile in 5 porzioni; sono stati rilevati anche altri giunti costruttivi ma che non sono stati considerati nella modellazione data la loro entità e conformazione (giunti di separazione di pochi millimetri, giunti in cui una stessa trave fa da collegamento ai pilastri di due telai piani affiancati, giunti tra travi di piano di due telai affiancati che poggiano su un unico pilastro centrato, giunti in cui i telai piani affiancati sono solidarizzati e collegati dal solaio).

La struttura portante i carichi verticali ed orizzontali dei vari blocchi dell'edificio è costituita da telai per alcuni porzioni di edificio, da setti in c.a. per altri. È possibile che alcune porzioni di edificio siano realizzate invece in muratura portante (con laterizio o pietra naturale), come ad esempio nella porzione di seminterrato più vecchia del fabbricato. I solai sono rigidi e realizzati in latero-cemento con soletta collaborante (come confermato dai saggi e dalle prove di carico realizzati). La struttura di copertura è prevalentemente in latero cemento. La distribuzione delle tamponature in pianta e in elevazione è particolarmente irregolare, perlomeno considerando il fabbricato nel suo intero complesso. Inoltre in parecchie zone si riscontra la presenza di pilastri tamponati parzialmente in altezza per lasciare spazio alle finestre. Tale fatto deve essere tenuto in considerazione in quanto possibile motivo di futuri danni a taglio nel caso di azioni orizzontali (fenomeni di "pilastro corto").

Alla luce di queste considerazioni si è arrivati a definire quattro blocchi tridimensionali analizzabili separatamente.

- 1) il corpo teatro (costruito con il primo lotto)
- 2) il corpo palestra (costruito con il primo lotto)
- 3) il corpo del seminterrato centrale di nuova costruzione (terzo lotto)
- 4) un corpo laboratori, aule vecchie – aule nuove – presidenza (costruito in parte con il primo, secondo e terzo lotto).

SUDDIVISIONE IN BLOCCHI DEI CORPI DI FABBRICA







Capitolo 3

Prove sperimentali

3.1 Introduzione

Si può risalire al valore della resistenza meccanica del calcestruzzo con l'ausilio di tecniche non distruttive (sclerometro, sonreb, ecc.) o mediante prove distruttive che consistono nel prelievo di carote di calcestruzzo.

Questi controlli di norma si effettuano su strutture esistenti, come nel caso in esame, o su strutture in fase di realizzazione.

Con le NTC 2008 tali controlli sul calcestruzzo sono richieste per verificare, anche se le prove sui cubetti hanno dato esito positivo, che il conglomerato in opera abbia una resistenza non inferiore all'85% di quella di progetto.

Di seguito si descrivono brevemente le tipologie di prova che sono state condotte sulle strutture dell'istituto. Esse sono relative alle opere in cemento armato e sono consistite in prelievo di carote, realizzazione di prove ultrasoniche, pacometriche e sclerometriche, prove di carico sui solai.

Sono inoltre stati prelevati dei campioni di barre d'armatura che sono stati testati e portati a rottura per trazione mediante pressa idraulica in controllo di deformazione.

Si riportano inoltre i risultati delle prove geotecniche condotte.

3.2 Carotaggio

Il carotaggio è un metodo per il prelievo di calcestruzzo indurito, da destinare alla preparazione di provini su cui possono essere eseguite diverse tipologie di prove.

Il prelievo consiste nell'estrazione di saggi dalle strutture in opera, aventi forma cilindrica. L'operazione è eseguita mediante un'apposita macchina detta carotatrice, munita di un utensile che consente di perforare a umido il calcestruzzo e trattenere il materiale tagliato. Le operazioni di prelievo dovranno anche essere effettuate in modo da non arrecare danno alla stabilità della struttura. Dai campioni estratti sono ricavati, successivamente, i relativi provini per l'effettuazione delle diverse tipologie di prova:

- Resistenza alla compressione
- Valore del modulo elastico
- Massa volumica





Vediamo come si può procedere al controllo di accettazione con prove distruttive.

Dagli elaborati progettuali è noto il valore della resistenza caratteristica cubica R_{ck} e a seconda del tipo di controllo di accettazione che bisogna effettuare si può risalire alla resistenza media cubica di progetto R_{cm} :

- controllo di tipo A : $R_{cm} = R_{ck} + 3,5$ (N/mm²);
- controllo di tipo B : $R_{cm} = R_{ck} + 1,4$ sqm (N/mm²).

Le modalità di estrazione di carote sono riportate dalle UNI EN 12504-1.

E' importante che la carota sia estratta da una zona a bassa o nulla presenza di armature e anche lontano da giunti, nodi o altri punti singolari. Le carote estratte devono rispettare le seguenti relazioni dimensionali:

- $D \geq 3 d_{max}$ (diametro massimo dell'inerte)
- $H \approx 2 D$.

Una volta estratte, mediante una carotatrice elettrica, nelle carote devono essere riportati almeno l'indicazione della direzione di carotaggio (orizzontale o verticale) e del punto di estrazione.

Le estremità delle carote devono essere preparate (mediante molatura o cappatura), conformemente all'appendice A della UNI EN 12390/3 e sottoposte ad una prova di compressione secondo le prescrizioni della UNI EN 12504-1.

I valori di rottura vengono opportunamente riconvertiti attraverso coefficienti correttivi poiché i risultati ottenuti da carote non coincidono con quelli che si otterrebbero se il provino cilindrico fosse stato confezionato durante il getto. Ottenuto il valore medio in sito f_{sm} da questo si ricava l'equivalente valore cubico R_{sm} dalla relazione:

- $R_{sm} = 0,83 f_{sm}$ (valida per $H/D > 2$).

Secondo il p.to 11.2.6 delle NTC 2008 la verifica è superata se:

- $R_{sm} \geq 0,85 R_{cm}$.

Questo deriva dal fatto che i provini confezionati durante il getto vengono compattati a rifiuto (grado di compattazione = 1) e stagionati in condizioni standard (20 ° C e UR \geq 95%) mentre nelle opere reali, il grado di compattazione, che influenza la resistenza meccanica del materiale, è di norma inferiore a 1 e le modalità di stagionatura in cantiere sono certamente diverse da quelle standard.

Pertanto la verifica della qualità del calcestruzzo, effettuata mediante le verifiche su provini cubici prelevati durante i getti, determina la bontà del materiale che arriva in cantiere ma potrebbe non essere esaustiva per stabilire l'idoneità del materiale posato in opera, che dipende dal costipamento effettuato e dal tipo di stagionatura a cui è sottoposto.

Per questo la normativa richiede che anche il valore della resistenza meccanica del calcestruzzo estratto direttamente dalla struttura sia non inferiore al 0,85 di quello teorico.

I fori da dove sono state estratte le carote devono essere riempiti con malta di cemento possibilmente a ritiro compensato.

Un buon calcestruzzo si riconosce dallo spacco che ha provocato il distacco del frammento: se la frattura ha investito in egual modo sia il legante che gli inerti, come se questi fossero un unico materiale, allora il calcestruzzo era di ottima qualità; se, viceversa, gli inerti rimangono integri e lo spacco riguarda solamente il cemento, allora il manufatto era di cattiva qualità.

3.3 Prove pacometriche

Il pacometro è uno strumento digitale che permette di rilevare in maniera non distruttiva la presenza e la direzione e il diametro della barre nel calcestruzzo armato e misura inoltre lo spessore del copriferro con notevole precisione.

Tale strumento sfrutta le proprietà magnetiche del ferro per la localizzazione delle armature. Lo strumento è costituito da una sonda generatrice del campo e da una centralina, che misura la potenza dissipata dall'oggetto metallico per effetto dell'induzione magnetica indotta dalla sonda. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra.

In presenza di elementi magnetici la centralina emette un segnale acustico, di intensità via via crescente all'approssimarsi del metallo, e visualizza in tempo reale la sezione delle barre rilevate su un display digitale.

I sistemi più moderni sono dotati di odometro, in grado di misurare le distanze percorse e memorizzare la posizione di ogni barra rinvenuta.



Principali vantaggi

- Tecnica non invasiva
- Determinazione immediata dei valori di prova e rapidità di esecuzione

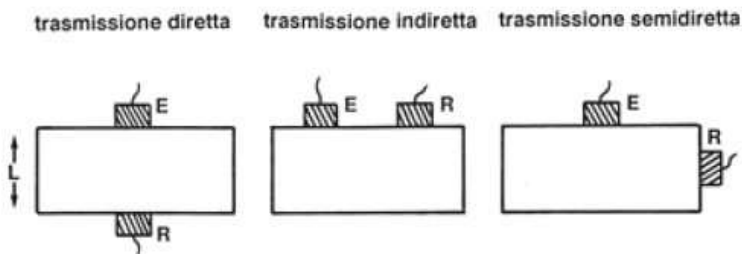
3.4 Prove ultrasoniche

La prova consiste nella determinazione del tempo di propagazione nel calcestruzzo di impulsi d'onde vibrazioni ad alta frequenza (>20 KHz).

L'attrezzatura impiegata per tali misure è composta da due sonde, di cui una per l'emissione di impulsi di vibrazioni meccaniche e l'altra per la ricezione delle suddette vibrazioni; un dispositivo di amplificazione e trattamento del segnale emesso, trasforma le suddette vibrazioni in segnali elettrici, mentre un dispositivo elettrico misura l'intervallo di tempo tra l'emissione e la ricezione. I valori della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonori, in tal modo determinati, dipendono dalle caratteristiche elastiche e dalle densità del calcestruzzo nel quale si propagano, forniscono valide informazioni sull'omogeneità del conglomerato esaminato (presenza o meno di stati fessurativi, zone degradate, cavità, etc.).

La prova è standardizzata dalla norma UNI 9524, che prevede l'effettuazione di tre tipologia di prova:

- Trasmissione Diretta
- Trasmissione Indiretta
- Trasmissione Semidiretta



Principali applicazioni

- Determinazione dello stato di consistenza del calcestruzzo ed individuazione di eventuali anomalie interne
- Determinazione della lunghezza teorica di lesioni nel calcestruzzo
- Determinazione di un modulo elastico dinamico del calcestruzzo
- la resistenza dei calcestruzzi (metodo combinato ultrasuoni - sclerometro) con una precisione di $\pm 15\%$.

Principali vantaggi

- Tecnica non invasiva
- Determinazione immediata dei valori di prova e rapidità di esecuzione

3.5 Prove sclerometriche

La prova sclerometrica è un tipo di controllo estremamente rapido ed agile che permette, senza danneggiamenti delle zone indagate, l'esame di un elevato numero di strutture in breve tempo. Essa consente la valutazione della probabile resistenza a compressione del calcestruzzo in opera mediante la determinazione della relativa durezza d'urto fornita dallo strumento utilizzato. La prova si esegue posizionando lo sclerometro a contatto con la superficie, previo trattamento con pietra abrasiva, in direzione perpendicolare e misurando i valori dei rimbalzi di un cursore d'acciaio

spinto con forza contro tale superficie. Una molla graduata ed il relativo ago danno l'indicazione dell'indice di rimbalzo su una scala graduata.

Per ogni superficie di prova vengono effettuate dieci misure, i cui risultati, opportunamente mediati aritmeticamente, forniscono l'indice di rimbalzo sclerometrico. Con tale valore è possibile estrapolare, da un diagramma fornito dalla Ditta costruttrice dello strumento, le probabili resistenze cubiche alla compressione del calcestruzzo esaminato, con le relative dispersioni. I limiti, insiti nel metodo stesso influenzato dalle condizioni di umidità e di carbonatazione del calcestruzzo, sono parzialmente superabili mediante opportune tarature eseguibili con i tradizionali controlli distruttivi (carotaggi e relative prove di compressione).

La prova è standardizzata dalla norma UNI 9189, che prevede l'effettuazione di almeno 10 battute per ogni zona della struttura presa in esame e dalla norma UNI EN 12504-2.



Vi sono vari tipi di sclerometro, sclerometro a molla di Schmidt(riportato nella figura), sclerometro a molla di Frank, ecc.

Essi sono essenzialmente costituiti da una massa battente in acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione che è a diretto contatto con la superficie del calcestruzzo su cui si deve effettuare la prova sclerometrica.

Lo sclerometro serve a misurare la durezza del materiale e si basa sul principio che il rimbalzo della massa metallica che percuote la superficie è funzione della durezza della superficie stessa. Per usare lo strumento si deve premere l'asta di percussione sulla superficie da provare fino all'arresto.

In questo modo la massa contenuta nell'apparecchio viene caricata per mezzo di una molla, di una quantità fissa di energia.

Si libera poi la massa, la quale urta contro il percussore ancora in contatto con la superficie e rimbalza, l'entità del rimbalzo è misurata da un indice che scorre lungo una scala graduata presente sullo strumento

Il valore di rimbalzo, opportunamente parametrizzato in funzione anche dell'angolo di battuta, fornisce un'indicazione orientativa della resistenza del calcestruzzo.

A tale scopo lo strumento è corredato da più grafici di correlazione indice di battitura - resistenza meccanica determinate sperimentalmente, che variano in funzione della direzione d'uso dello sclerometro (orizzontale, verticale verso il basso, verticale verso l'alto, ecc.) che, attraverso una serie di curve, consentono di risalire dalla durezza dell'elemento alla resistenza del materiale.

Questa è espressa solitamente come R_m (resistenza media a compressione del calcestruzzo).

Il valore ottenuto viene confrontato con la resistenza media di progetto che si può ricavare dal valore di R_{ck} assunto nei calcoli dal progettista in base al tipo di calcestruzzo che si è previsto di utilizzare. Eventuali riscontri di resistenze non adeguate potranno comportare talvolta la richiesta di prove più onerose, come prove distruttive su carote ed analisi di laboratorio.

Parametri che influenzano la prova

Tra i parametri che possono falsare la prova i più comuni sono:

- umidità del materiale,
- snellezza dell'elemento strutturale: per elementi monodimensionali lo spessore deve essere almeno di 12 cm per quelle bidimensionali almeno di 10 cm,
- carbonatazione del calcestruzzo: poiché il fenomeno della carbonatazione provoca l'indurimento dello strato superficiale provocando così un'alterazione del fenomeno di rimbalzo, lo sclerometro è indicato per verifiche su calcestruzzi giovani;

- presenza di armature o di inerti grossolani affioranti in corrispondenza dei punti di battitura: la battuta effettuata in corrispondenza di sottostanti armature o inerti grossolani affioranti falsa i valori di rimbalzo innalzando l'indice di rimbalzo;
- imperfetta taratura dello strumento;
- strumento non perfettamente ortogonale alla superficie da provare: l'inclinazione dello strumento influenza il valore dell'indice di rimbalzo.
- l'asse dello strumento dovrà essere perfettamente ortogonale alla superficie da indagare;
- zone con difetti superficiali, porosità eccessiva, giunti tecnici, ecc.: La presenza di vuoti penalizza il valore degli indici di rimbalzo minori

L'aleatorietà di tutti questi elementi (ed altri di importanza minore) consigliano quindi di utilizzare la prova sclerometrica solo in termini qualitativi e per verificare l'uniformità del materiale.

Principali applicazioni

- Determinazione di una probabile resistenza a compressione del calcestruzzo

Principali vantaggi

- Tecnica non invasiva
- Determinazione immediata dei valori di prova e rapidità di esecuzione

3.6 Prove di carico sui solai

Tali prove verificano il comportamento deformativo dell'elemento strutturale, sottoponendolo a carichi di prova che simulano le massime sollecitazioni previste a progetto.

Tipologia prove:

- Prove di carico statico
- Prove di carico dinamico

Prove di carico statico

La prova consiste nel produrre, su una linea longitudinale del solaio, una o più forze concentrate.

Le forze sono calcolate in modo da produrre lo stesso stato tensionale massimo previsto dal progetto per l'applicazione del carico distribuito.

Per produrre le forze si utilizzano uno o più martinetti che trasferiscono il peso del solaio superiore sulla linea di carico del solaio in esame.

Tale metodo è chiamato "a spinta", ed è possibile realizzarlo finché il solaio superiore viene semplicemente scaricato del momento positivo dovuto al peso proprio, circostanza che rappresenta la grande maggioranza dei casi.

Al piano sottostante, attraverso aste telescopiche, si portano a contatto dell'intradosso i sensori di spostamento per la rilevazione delle frecce. Altri eventuali sensori sono installati per la rilevazione delle rotazioni, per la misura delle tensioni in punti particolari o per il rilievo della variazione di fessurazioni preesistenti.

In casi particolari, dove non è possibile utilizzare i martinetti a spinta o a tiro in quanto ci sono difficoltà di contrasto, si utilizzano dei sacconi in PVC, di dimensioni varie, che consentono di arrivare fino a 75 cm di altezza dell'acqua. La prova consiste nel distendere i sacconi lungo la luce del solaio, riempirlo d'acqua fino ad un'altezza che consenta di arrivare al carico di prova e misurare la deformazione, sia longitudinale sia trasversale.

L'installazione di tutta la strumentazione necessaria è alquanto breve, 15÷30 minuti, ciò permette l'esecuzione della prova su diverse strutture nella stessa giornata. E' da sottolineare che pavimenti finiti, arredamenti etc non rappresentano difficoltà tecniche e non vengono danneggiati; inoltre il carico è applicabile con qualunque velocità o gradualità ed è possibile toglierlo istantaneamente rendendo la prova totalmente non invasiva.



Principali vantaggi

- Tecnica non invasiva
- La facile ripetibilità delle sollecitazioni consente processi di studio basati su metodi iterativi oltre alla garanzia di verificare i risultati ottenuti
- Determinazione immediata dei valori di prova

Prova di carico dinamico su solaio

Tale prova sperimentale viene condotta registrando la risposta dinamica della struttura ad un'eccitazione impulsiva impartita secondo una maglia regolare (reticolo) appositamente predisposto per lo scopo, con la possibilità di calcolo delle funzioni di trasferimento. L'intervallo di frequenza interessato dalle misure è stato limitato a 0 –100 Hz, con lo scopo di cogliere i modi di vibrazione di ordine minore che sono sicuramente i più significativi per i fini dell'identificazione strutturale. I valori di frequenza, di smorzamento e le forme modali vengono calcolati dal software in seguito ad una procedura di "fitting" delle funzioni di trasferimento acquisite. I campi di solaio sono schematizzati con opportuni modelli ad elementi finiti ed elaborati mediante codice di calcolo.

Successivamente, viene creato un modello numerico agli elementi finiti, simulando il comportamento strutturale e studiando la risposta nei confronti di una eccitazione dinamica. Il continuo confronto tra l'analisi teorica e quella sperimentale consente di affinare sempre più il modello numerico, fino alla sua ottimizzazione, ossia fino alla restituzione delle stesse frequenze e degli stessi modi di vibrare rilevati sperimentalmente.

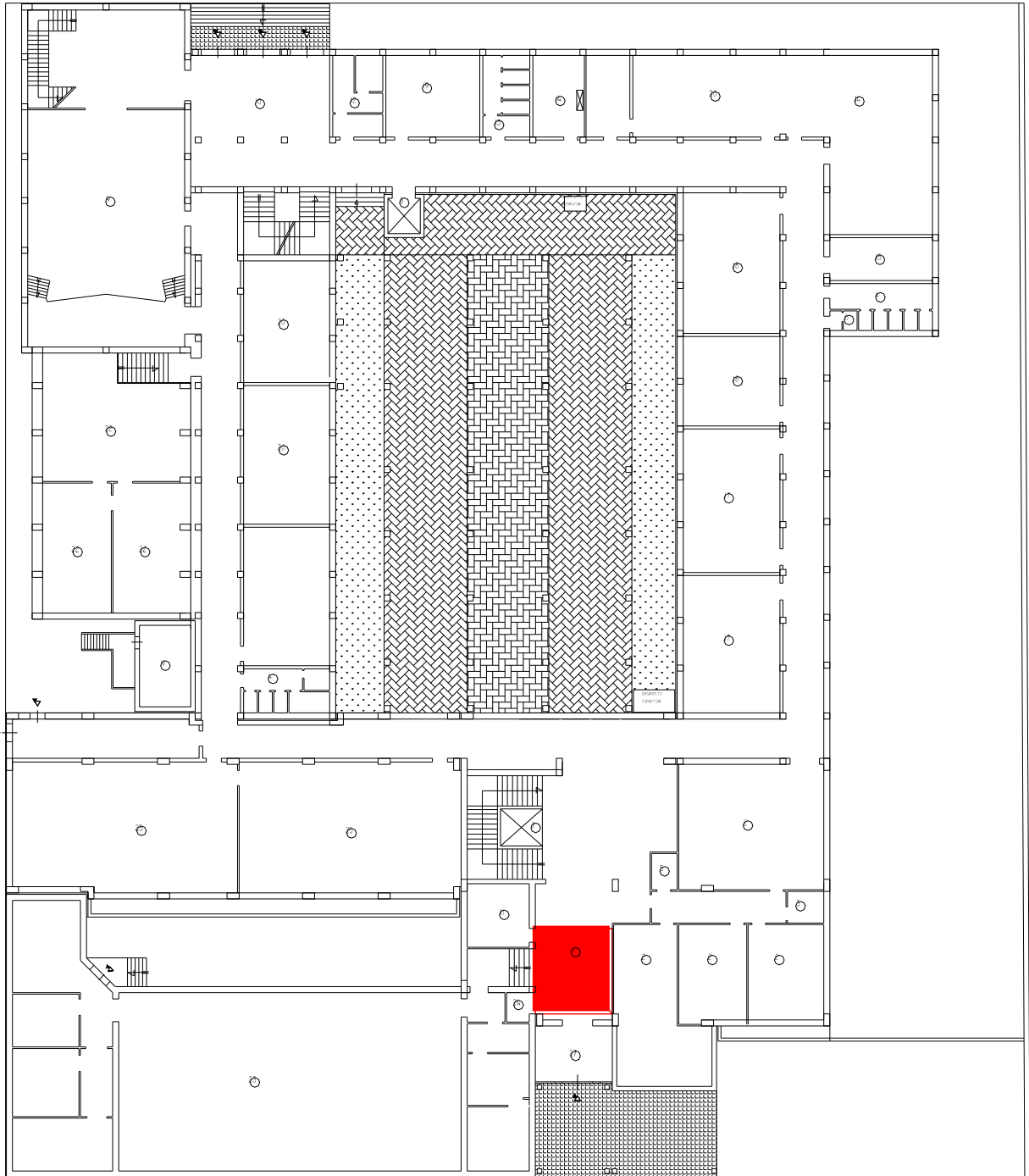
Raggiunta una soddisfacente corrispondenza tra il comportamento dinamico sperimentale e analitico, si individuano le grandezze caratteristiche equivalenti, con le quali è possibile eseguire il calcolo statico.

Di seguito si riportano le piante che riportano le zone in cui sono state effettuate le prove di carico sopra citate:

PIANTA PIANO TERRA

via Salvatore di Giacomo

via Mosignor Celedonio

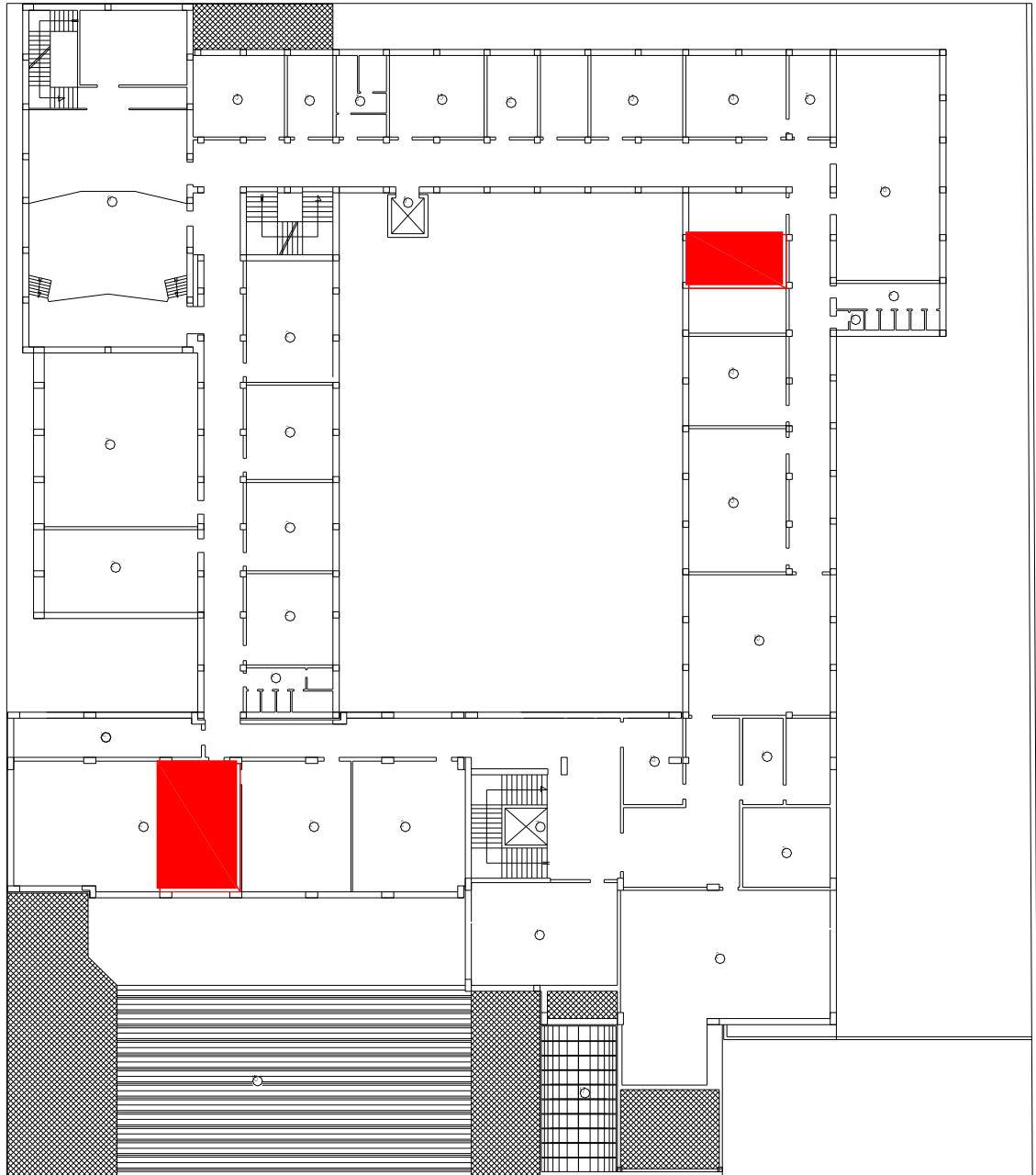


via A. de Matteis

PIANTA PIANO PRIMO

via Salvatore di Giacomo

via Masignor Cellidonio



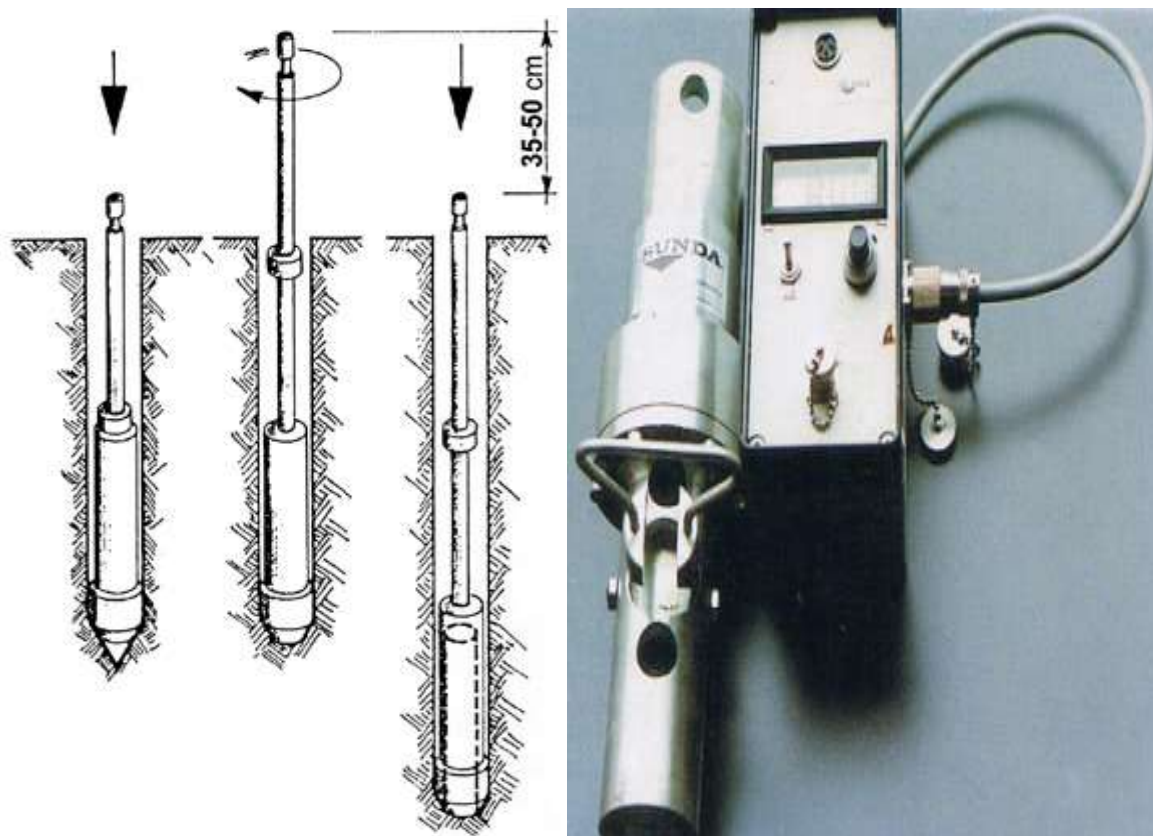
via A. de Matteis

3.7 Prove sul terreno

Prova penetrometrica dinamica

Consiste nell'infiggere a percussione, verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta alla estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste e registrando il numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento prefissato.

Le informazioni fornite dalle prove penetrometriche dinamiche sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione. Il campo di utilizzazione è molto vasto, potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno, anche se viene tendenzialmente effettuata su terreni a granulometria grossolana. La prova fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.



3.8 Risultati delle prove effettuate

Di seguito vengono riassunti i risultati delle prove che sono state realizzate.

Piante con la localizzazione delle indagini strutturali

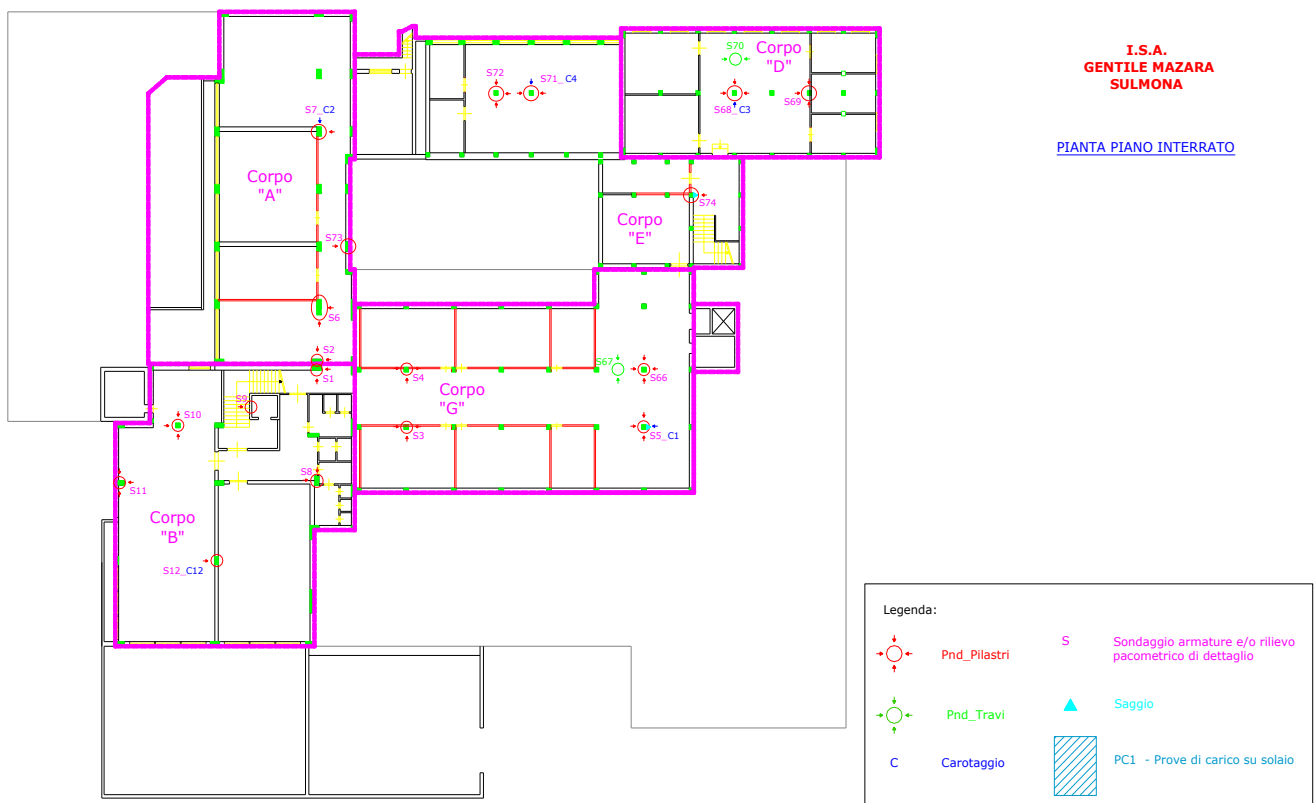


Figura 1 – Pianta PIANO INTERRATO

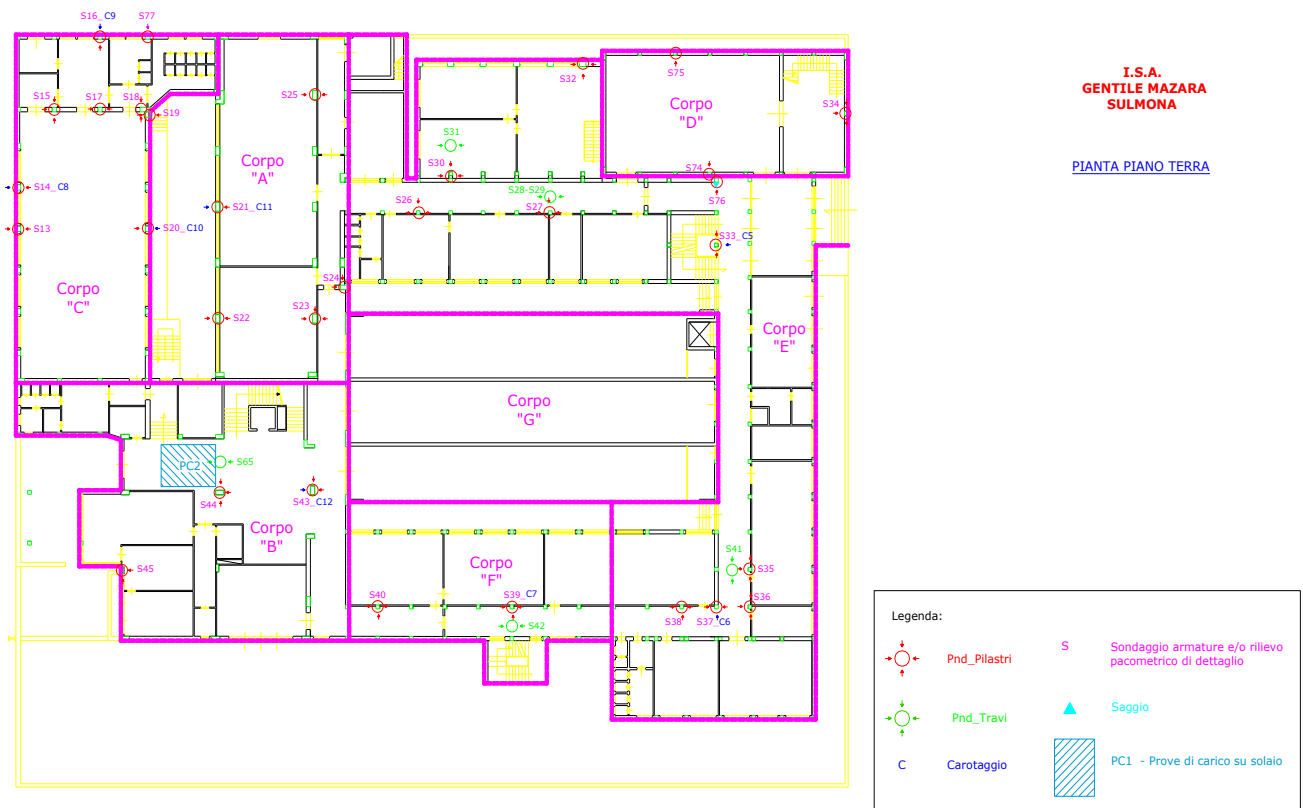


Figura 2 – Pianta PIANO TERRA

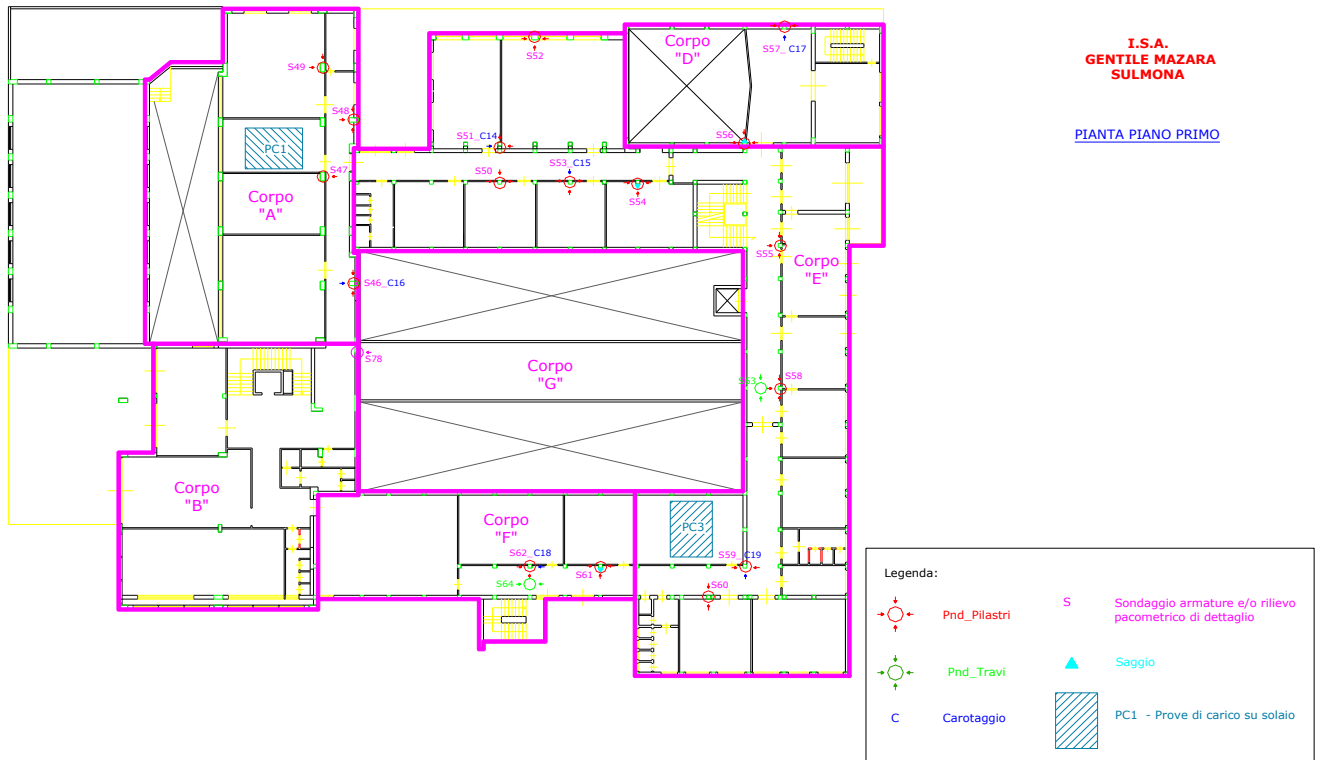


Figura 3 – Pianta PIANO PRIMO

Tabelle di sintesi delle indagini strutturali

Corpo	Liv.	ID_{Sond.}	V_m [m/sec]	I_r	ID_{Carota}	V_{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc_carota [MPa]	Saggio
A	Int.	S2	4553	42.4	NO					
A	Int.	S6	4201	36.9	NO					
A	Int.	S7	4131	37.7	C2S7 EDSU039	4286	94	94	23.42	
A	Int.	S73	3502	39.1	NO					
A	P.T.	S21	3776	37.3	C11S21 EDSU039	4356	92	92	19.72	
A	P.T.	S22	3827	39.4	NO					
A	P.T.	S23	3741	40.3	NO					
A	P.T.	S24	3651	39.6	NO					
A	P.T.	S25	3492	36.8	NO					
A	1° P.	S46	3925	39.9	C16S46 EDSU039	4333	91	91	23.45	
A	1° P.	S47	3883	38.3	NO					
A	1° P.	S48	3766	36.8	NO					
A	1° P.	S49	3849	37.8	NO					

Corpo	Liv.	ID_{Sond.}	V_m [m/sec]	I_r	ID_{Carota}	V_{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc_carota [MPa]	Saggio
B	Int.	S1	3864	39.3	NO					
B	Int.	S8	4164	37.5	NO					
B	Int.	S9	3908	37.8	NO					
B	Int.	S10	3872	39.9	NO					
B	Int.	S11	4059	38.4	NO					
B	Int.	S12	4070	37.1	C13S12 EDSU039	4554	91	91	25.22	
B	P.T.	S43	3382	33.3	C12S43	4027	92	92	14.35	

					EDSU039					
B	P.T.	S44	3551	35.4	NO					
B	P.T.	S45	3784	35.8	NO					
B	P.T.	S65	3159	36.7	NO					

Corpo	Liv.	ID _{Sond.}	V _m [m/sec]	I _r	ID _{Carota}	V _{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc_carota [MPa]	Saggio
C	P.T.	S13	3869	34.3	NO					
C	P.T.	S14	3779	36.9	C8S14 EDSU039	4372	91	91	12.52	
C'	P.T.	S15	4132	37.5	NO					
C'	P.T.	S16	4054	37.9	C9S16 EDSU039	4643	91	91	20.65	
C'	P.T.	S17	4104	39.2	NO					
C'	P.T.	S18	3070	41.9	NO					
C	P.T.	S19	3098	37.7	NO					armatura
C	P.T.	S20	3103	31.4	C10S20 EDSU039	3884	91	91	11.93	

Corpo	Liv.	ID _{Sond.}	V _m [m/sec]	I _r	ID _{Carota}	V _{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc_carota [MPa]	Saggio
D	Int.	S68	3356	34.9	C3S68 EDSU039	4034	94	94	15.63	
D	Int.	S69	4075	40.0	NO					
D	Int.	S70	3156	29.6	NO					
D	P.T.	S34	3016	28.7	NO					
D	P.T.	S74	2199	24.6	NO					armatura
D	P.T.	S75	2201	25.9	NO					
D	1° P.	S56	1071	30.3	NO					armatura
D	1° P.	S57	2037	29.9	C17S57 EDSU039	4111	74	74	16.32	

Corpo	Liv.	ID _{Sond.}	V _m [m/sec]	I _r	ID _{Carota}	V _{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc _{carota} [MPa]	Saggio
E	Int.	S71	3091	28.9	C4S71 EDSU039	4018	92	92	9.93	
E	Int.	S72	3079	29.6	NO					
E	Int.	S74								TAMP
E	P.T.	S26	2731	29.6	NO					
E	P.T.	S27	2405	28.4	NO					
E	P.T.	S28	2943	35.2	NO					
E	P.T.	S29	2967	32.2	NO					
E	P.T.	S30	3256	32.9	NO					
E	P.T.	S31	3504	37.9	NO					
E	P.T.	S32	3080	33.9	NO					
E	P.T.	S33	2360	25.3	C5S33 EDSU039	3755	92	92	6.90	
E	P.T.	S35	2781	26.2	NO					
E	P.T.	S36	2854	27.5	NO					
E	P.T.	S37	3091	30.7	C6S37 EDSU039	3833	91	91	13.19	
E	P.T.	S38	3081	29.5	NO					
E	P.T.	S41	2962	31.6	NO					
E	P.T.	S76			NO					TAMP
E	1° P.	S50	3721	29.6	NO					
E	1° P.	S51	2791	32.9	C14S51 EDSU039	4140	91	91	11.10	
E	1° P.	S52	3308	34.3	NO					
E	1° P.	S53	2629	30.7	C15S53 EDSU039	3555	91	91	7.06	
E	1° P.	S54	2477	31.9	NO					armatura
E	1° P.	S55	2656	29.3	NO					
E	1° P.	S58	2452	28.8	NO					
E	1° P.	S59	2916	32.5	C19S59	4273	92	92	14.20	

					EDSU039					
E	1° P.	S60	1934	25.3	NO					
E	1° P.	S63	2591	34.7	NO					

Corpo	Liv.	ID _{Sond.}	V _m [m/sec]	I _r	ID _{Carota}	V _{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc_carota [MPa]	Saggio
F	P.T.	S39	2395	33.8	C7S39 EDSU039	3830	91	91	10.12	
F	P.T.	S40	1558	29.3	NO					
F	P.T.	S42	2362	29.3	NO					
F	1° P.	S61	2544	33.8	NO					armatura
F	1° P.	S62	2504	29.7	C18S61 EDSU039	3309	92	92	6.77	
F	1° P.	S64	2926	30.0	NO					

Corpo	Liv.	ID _{Sond.}	V _m [m/sec]	I _r	ID _{Carota}	V _{m_CAROTA} [m/sec]	h provino [mm]	Φ provino [mm]	Rc_carota [MPa]	Saggio
G	Int.	S4	4075	40.0	NO					
G	Int.	S5	4141	40.7	C1S5 EDSU039	4196	94	94	27.48	armatura
G	Int.	S66	3849	38.0	NO					
G	Int.	S67	4059	38.4	NO					
G	Int.	S3	3809	35.7	NO					

Armatura

Corpo	Liv.	ID _{Sond.}	prelievo	Tipo barra	Diam equip.	ID _{Barra}	Ag t [%]	f _y [MPa]	f _t [MPa]
C'	P. T.	S77	Barra trasv.	Liscia	10	EDSU039B-2	Non provato		
			Barra longitud	Liscia	15.97	EDSU039B-1	14.91	322.10	477.96
B	1° P.	S78	Barra trasv.	Ader. Migl.	8	EDSU039B-4	Non provato		
			Barra longitud	Ader. Migl.	13.54	EDSU039B-3	15.91	429.28	643.44



armatura = posizione saggio su armatura



rivestimento = pilastro con rivestimento

TAMP = indagine su tamponatura

SONDAGGIO S14_C8



PRELIEVO BARRE	
	
Ferri ad aderenza migliorata longit. $\phi 16$ e staffe $\phi 8$ (S78)	Ferri lisci longit. $\phi 16$ e staffe $\phi 10$ (S77)

RISPRISTINO BARRE	
	
Barra longitudinale (S77)	Staffa (S77)

SONDAGGIO S59_C19	
	
	<p>Profondità di carbonatazione = 10cm</p>

Su incarico del Provveditorato interregionale alle opere pubbliche e sotto la supervisione della Provincia dell'Aquila è stata eseguita una serie di indagini a carattere geognostico per la redazione di un modello geologico e geotecnico concettuale per alcuni edifici scolastici nel comune di Sulmona (AQ).

Si riportano di seguito i risultati che ci sono stati pervenuti.

L'area occupata dall'Istituto è posta nella zona nord orientale della città di Sulmona. Le coordinate di riferimento del sito sono le seguenti LAT: 42.042 LONG: 13.931.

La Piana di Sulmona, da un punto di vista geologico, è una vasta depressione di origine tettonica, colmata da depositi lacustri e quindi fluviali a partire dal Villafranchiano, bordata dalle seguenti strutture carbonatiche meso-cenozoiche: Monte Morrone (ad oriente); struttura di M. Murata - Capestrano (a nord); Struttura Pizzalto Rotella Genzana (a sud).

Dopo le fasi orogeniche compressive che hanno strutturato la catena sovrapponendo unità orientali su quelle occidentali (con vergenze da SW a NE e da S a N), la depressione tettonica si è sviluppata

a partire dal Pliocene sup. costituendo una trappola sedimentaria all'interno della quale hanno cominciato ad accumularsi depositi lacustri, fluviolacustri, palustri e di conoide alluvionale con una notevole eteropia di facies sia in senso verticale che orizzontale. Agli eventi deposizionali di tipo schiettamente lacustre o palustre che hanno caratterizzata la porzione più antica della successione fanno seguito una fase di riempimento del bacino causata dagli apporti fluviali. La fase di colmamento ha determinato la formazione di una superficie ad andamento tabulare osservabile soprattutto nel settore centro meridionale della piana.

Nel sito sono state svolte le seguenti indagini:

- n° 1 sondaggio geognostico a rotazione spinto alla profondità di 30 m;
- n° 4 prove penetrometriche dinamiche SPT contestuali alle operazioni di sondaggio;
- n° 1 prova geosismica MASW;
- n° 1 prova sismica tipo down-hole nell'ambito del sondaggio;
- n° 7 stazionamenti per l'analisi dei microtrempi con strumentazione portatile tipo "Tromino" di cui 5 all'interno della struttura e 2 sul terreno.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT:

La prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test) trova largo impiego nella investigazione in sito ed è particolarmente efficace nello studio dei terreni granulari.

La prova consiste nell'infiggere, nel fondo di un foro, un campionatore (ovvero una punta conica laddove la granulometria lo richieda) tramite la battuta dello stesso con un dispositivo standardizzato. Viene quindi misurato il numero di colpi necessario per infiggere la punta per 15 cm in tre consecutive riprese per una infissione complessiva di 45 cm. Il numero di colpi impiegato per gli ultimi 30 cm di infissione è il valore utilizzato nelle correlazioni NSPT.

Il dato registrato dalla prova è influenzato, oltre che dalla consistenza, ovvero dallo stato di addensamento del terreno, anche dal rendimento nella trasmissione dell'energia di battuta alla punta, dalla tensione efficace agente nell'intorno della punta in fase di infissione, dalle eventuali sovrappressioni che si ingenerano localmente nel terreno all'atto della penetrazione della punta. Questo ultimo fattore di disturbo, a differenza degli altri, non è valutabile a priori e rende il risultato della prova SPT difficilmente interpretabile quando questa sia realizzata in terreni coesivi, per i

quali la dissipazione delle sovrappressioni generate all'avanzamento della punta non avviene entro il breve tempo della prova.

PROVA DOWN-HOLE: GENERALITÀ

La prova down-hole consiste essenzialmente nel misurare la velocità delle onde di taglio, prodotte da un impulso in superficie, a varie profondità all'interno di un sondaggio in cui è posizionato un ricevitore, (geofono). In tal senso il sondaggio da utilizzare per la prova va adeguatamente rivestito ed il rivestimento cementato, avendo cura di intasare completamente l'intercapedine; inoltre per effettuare la prova bisogna attendere che la cementazione abbia fatto presa completamente. Si può quindi introdurre il geofono e, per ogni incremento della profondità di indagine (solitamente 1 m), si produce un impulso in superficie e si registra il segnale giunto al geofono.

Al fine di avere una misura precisa sui tempi di risposta al geofono in profondità, ne viene posto uno in superficie, vicino alla sorgente, che funge da riscontro sul momento di partenza dell'impulso stesso. Inoltre, dovendo misurare la velocità delle onde di taglio, per ridurre l'effetto di disturbo sulla registrazione al geofono prodotto dalle onde di compressione, l'energizzazione orizzontale viene prodotta in direzioni opposte per minimizzare l'onda complessiva risultante.

Il dato restituito dalla prova è essenzialmente il valore della V_s (velocità delle onde di taglio) in relazione alla profondità del geofono. Tale grandezza risulta di grande utilità nella determinazione delle caratteristiche di risposta elastica del terreno, prima fra tutte il modulo dinamico E_{din} .

Inoltre la normativa sismica classifica l'azione amplificativa del terreno a fronte dell'azione sismica proprio in base al valore caratteristico di V_s del deposito.

PROVA MASW (multichannel analysis of surface waves):

La MASW è un metodo di indagine basato sulla misura dei tempi di percorrenza delle onde elastiche all'interno del mezzo costituito dal terreno. Per la prova vengono posti una sorgente di onde ed una serie di geofoni lungo un allineamento; le distanze tra i punti di misura e tra questi ed il punto di energizzazione sono scelte in base allo spessore da indagare ed alla litologia dei depositi in sito; è bene quindi avere delle prime notizie sulla stratigrafia del sito, meglio se tramite un sondaggio che funga da "taratura" del sistema.

Una volta misurati i tempi di percorso delle onde mediante i geofoni, note le distanze dai punti di energizzazione, si tracciano dei diagrammi tempi-distanze (dromocrone) che permettono di calcolare sia la velocità di propagazione delle onde di compressione P , sia la profondità e lo

spessore dei terreni che sono stati attraversati dalle onde sismiche, in relazione alla loro risposta elastica.

L'interpretazione delle dromocrone consente di ricostruire delle tomografie lungo l'allineamento strumentato, in cui si riporta la distribuzione spaziale della velocità. Questa metodologia risulta particolarmente utile nella ricostruzione dei profili stratigrafici, specie se abbinata a sondaggi geognostici, e consente di determinare su aree relativamente estese la profondità di eventuali substrati più competenti.

Questo dato risulta particolarmente significativo qualora si debba determinare la risposta sismica di uno

specifico sito, ovvero l'amplificazione dello scuotimento dal substrato rigido alla superficie.

ANALISI DEI MICROTREMORI: GENERALITÀ

La rilevazione del rumore sismico ambientale è stata effettuata con il tromografo della Micromed (TROMINO); lo strumento è costituito da tre velocimetri orientati rispettivamente con azimuth N-S, E-W e polare; l'intervallo di frequenze di sensibilità dei velocimetri è compreso tra 0 e 200 Hz.

I tromografi consentono la misura del rumore sismico ambientale generato da fenomeni naturali (attività geodinamica, onde marine ecc.) e delle attività antropiche (traffico veicolare etc.). Tali fenomeni producono accelerazioni molto piccole, dell'ordine dei 10-15 m/s², assai minori di quelle indotte dagli eventi sismici, la loro elaborazione, tuttavia, può fornire indicazioni valide circa l'amplificazione sismica e, soprattutto, le frequenze caratteristiche di risonanza dei sottosuoli in ambito locale.

I dati acquisiti dallo strumento sono stati elaborati tramite il software "Grilla" sviluppato specificamente con la finalità di suddividere il tracciato in finestre di lunghezza stabilita dall'operatore, depurare il segnale dal trend di ciascuna finestra, effettuare il calcolo della trasformata di Fourier (FFT) e degli spettri di ampiezza e calcolare il rapporto spettrale H/V per ogni frequenza e per ogni finestra.

Nel presente studio il rapporto spettrale rappresentato in funzione della frequenza è il dato di output di maggiore interesse in quanto i picchi nel grafico corrispondono alle frequenze caratteristiche di amplificazione del sito.

ASSETTO GEOLOGICO D'AMBITO RISTRETTO E MODELLO GEOLOGICO-TECNICO

- ASSETTO GEOMORFOLOGICO

L'edificio che ospita l'istituto G. Mazara è localizzato nella parte meridionale della cittadina di Sulmona, in riva orografica sinistra del Fiume Vella. La morfologia è caratterizzata da una plateau posto a quota di 400 – 420 m s.l.m. debolmente digradante verso nord-est.

La morfologia precedente all'intervento antropico, desumibile dall'andamento delle quote e dall'analisi di aree limitrofe, è connessa all'attività erosiva del reticolo idraulico superficiale. In generale l'attuale morfologia terrazzata che caratterizza l'intera piana di Sulmona è legata alla successione di periodi di erosione retrogressiva e alluvioni ad opera dei corsi d'acqua locali.

Non sono evidenti nell'area di intervento elementi geomorfologici sintetici di pericolo geologico come frane o alvei effimeri di sovralluvionamento.

- ASSETTO STRATIGRAFICO

I sondaggi geognostici, riportati in allegato, si sono mostrati tutti in sostanziale accordo facendo riscontrare la presenza dei seguenti orizzonti:

0 – 0,1 m: asfalto.

0,1-2,0 m: ghiaia da fine a grossolana eterometrica e ciottoli poligenici, generalmente subarrotondati /arrotondati, in matrice sabbiosa argillosa, molto addensata, umida, di colore marrone nocciola.

2,0-9,0 m: ghiaia da fine a grossolana eterometrica e ciottoli poligenici, generalmente subarrotondati /arrotondati, in matrice sabbiosa fine/media a tratti debolmente limosa, addensata/molto addensata, umida, di colore marrone nocciola.

9,0-17,5 m: ghiaia fine/media eterometrica e ciottoli poligenici subarrotondati / arrotondati con sabbia da fine a grossolana limosa, molto addensata, a luoghi (9.30-9.60m.) livello lente di limo argilloso moderatamente consistente, di colore marrone, di colore brunastro (13.55-13.80m.), umida, generalmente di colore marrone nocciola.

17,5-21,0 m: alternanza decimetrica di limo argilloso sabbioso da fine a grossolano, consistente, e ghiaia con ciottoli poligenici, subarrotondati, in matrice sabbiosa, addensata, umido, di colore nocciola. 21,0-30 m: Limo argilloso debolmente sabbioso, molto consistente, umido, di colore marrone grigiastro con spalmature ocracee e macchie puntiformi nerastre, intercalato (25.00-

26.00m.) livello/lente di ghiaia fine/media, poligenica, subarrotondata, nella porzione finale aumenta la presenza di calcinelli calcarei millimetrici e ghiaia fine subangolare in ordine sparso.

La velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i 30 metri di profondità (V_{s30}) si stima pari a 579 m/s ; l'andamento dei valori entro gli orizzonti ghiaiosi mostra un incremento lineare piuttosto deciso (da 300 a 900 m/s) in relazione alla profondità, sintomo del crescente stato di addensamento del deposito.

Oltre i 15 m di profondità, laddove prevalgono i termini limoso-argillosi, la velocità delle onde di taglio si attesta attorno a 500-600 m/s indicativo di una buona consistenza dei depositi.

Quanto appena descritto è valido anche per la prospezione DOWN HOLE (DH1).

La velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i 30 metri di profondità (V_{s30}) desunta dalle prove Down Hole è dunque stimata pari a 580 m/s.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, le V_{s30} stimate attraverso le indagini geosismiche eseguite permettono di classificare il sito come appartenente, nel suo complesso, alla **Categoria B**, (*“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s”*).

ASSETTO IDROGEOLOGICO

Per quanto concerne la idrogeologia, la piana di Sulmona ha grande importanza nell'assetto regionale in quanto è una depressione strutturale colmata da una potente sequenza continentale fluvio-lacustre, il cui spessore raggiunge valori massimi di circa 500 metri, interamente delimitata da massicci carbonatici. In questi ultimi sono presenti acquiferi di grande dimensione che alimentano le numerose sorgenti, puntuali e lineari, emergenti all'interno della conca di Sulmona. I depositi presenti nell'area sono costituiti principalmente da ghiaie in matrice sabbioso-limosa e limi sabbiosi e argillosi con o privi di elementi calcarei variamente intervallati, sono presenti localmente livelli più schiettamente argillosi, torbe e vulcanoclastiti. Questi depositi sono caratterizzati da valori di permeabilità assai variabili: i sedimenti di natura limosa e argillosa hanno una bassa permeabilità e fungono da acquiclude mentre i depositi ghiaiosi rappresentano gli acquiferi. La presenza di livelli ghiaiosi e sabbiosi di spessore anche importante, probabilmente in continuità idraulica con i depositi delle conoidi alluvionali e delle fasce detritiche creano le condizioni per la

formazione di acquiferi multistrato. L'area investigata ricade in una porzione sommatatale del terrazzo alluvionale all'interno della quale, nel sondaggio, non è stata intercettata la falda.

FREQUENZE CARATTERISTICHE DI RISONANZA DEL SITO E DELLA STRUTTURA

A seguito degli stazionamenti effettuati con strumentazione tromografica è stato possibile ricostruire i grafici della risposta del sito, in termini di rapporto spettrale, alle differenti frequenze di microtremori misurati. Si evidenzia un picco tra 10 e 20 Hz ed attorno a 40 Hz di frequenza.

Per quanto riguarda gli stazionamenti eseguiti all'interno dell'edificio risulta che:

gli stazionamenti effettuati al piano terra, sono risultati poco significativi al fine della determinazione della risposta della struttura e difficilmente interpretabili. Differentemente le misure effettuate al primo piano, si sono mostrate in buon accordo evidenziando un picco amplificativo per le frequenze tra 7 e 10 Hz.

I picchi amplificativi appaiono dunque sostanzialmente non sovrapposti.

CONCLUSIONI

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle unità litologiche individuate tramite le indagini specifiche nel sito in esame si sono mostrate buone, sia in termini di resistenza che di compressibilità. La successione stratigrafica proposta è costituita da due unità, una a prevalente grana ghiaiosa, collocata tra il piano campagna e la profondità di 15-17 m, ed una limoso-sabbiosa con frazione argillosa a tratti evidente, presente oltre i 17 m di profondità dal piano campagna.

Dal punto di vista meccanico, i termini coesivi si mostrano piuttosto consistenti e le componenti grossolane ben addensate. Le prospezioni sismiche hanno altresì mostrato come il deposito, nel suo complesso, sia dotato di una risposta elastica, in termini di velocità delle onde, piuttosto buona, con un valore di riferimento associabile per $V_s 30$ di circa 500 m/s.

Dal punto di vista della risposta sismica le analisi tromimetriche condotte a terra e sulla struttura che ospita l'Istituto scolastico hanno mostrato l'assenza di sovrapposizioni nelle frequenze tipiche di risonanza.



Capitolo 4

Normativa di riferimento

4.1 Introduzione

Lo studio della struttura in questione è stato eseguito secondo la vigente Normativa e cioè D.M.14-01-2008 e relativa circolare applicativa.

Le presenti norme tecniche per le costruzioni raccolgono in un unico organico testo le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

In esse sono definiti i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, stabilità e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

4.2 Principi fondamentali

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

4.3 Stati limite

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, sono i seguenti:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto

$$F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj} \text{ delle azioni, o direttamente } E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}.$$

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

4.4 Vita nominale Classi d'uso e Periodo di riferimento

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opereTabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nel caso in oggetto $V_N \geq 100$, ma è stata considerata una vita nominale di 50 anni dato che l'edificio non è di recente costruzione.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso, nel nostro caso:

“Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, e con riferimento alla classe IV $C_U = 2$, per cui possiamo determinare $V_R = 50 \times 2 = 100$ anni

4.5 Azioni sulle costruzioni

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi:

- a) *dirette*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) *indirette*: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
- c) *degrado*:
 - endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
 - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- a) *statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) *pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I coefficienti di combinazione per la struttura in esame sono i seguenti:

CATEGORIA C: ambienti suscettibili ad affollamento

$$\Psi_{0j} = 0,7$$

$$\Psi_{1j} = 0,7$$

$$\Psi_{2j} = 0,6$$

Per il carico da neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) i coefficienti valgono:

$$\Psi_{0j} = 0,5$$

$$\Psi_{1j} = 0,2$$

$$\Psi_{2j} = 0,0$$

Per il vento i valori sono i seguenti:

$$\Psi_{0j} = 0,6$$

$$\Psi_{1j} = 0,2$$

$$\Psi_{2j} = 0,0$$

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite in precedenza.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γF relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della Tabella riportata in seguito.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si

impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in esame si deducono i seguenti valori:

$$\gamma_{G1} = 1 : 1,3$$

$$\gamma_{G2} = 0 : 1,5$$

$$\gamma_{Qi} = 0 : 1,5$$

CARICHI VARIABILI

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²],
- carichi verticali concentrati Q_k [kN].
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati in seguito. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti.

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

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

Dalla tabella si ricava che:

AULE categoria C1: 300Kg/m²

TEATRO categoria C2: 400Kg/m²

PALESTRA categoria C3: 500Kg/m²

COPERTURA categoria H1: 50Kg/m²

BIBLIOTECA, ARCHIVI, MAGAZZINI, DEPOSITI categoria E1: 600Kg/m²

4.6 Definizione dell'azione sismica

La normativa del 2008 riporta testualmente:

“Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o , T_C^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche”.

Nel caso in esame si sono adottati i seguenti parametri:

$$a_g = 0,443$$

$$F_o = 2,463$$

$$T_C^* = 0,379$$

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, 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 ed

orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nel caso in esame ci riferiamo ai valori relativi agli SLU, cioè 10% e 5%.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Considerando la categoria B, data dai risultati delle prove sul terreno, risaliamo ai valori di $S_s = 1,001$ e $C_c = 1,339$.

Per ciò che riguarda le condizioni topografiche ci riferiamo alla categoria T1 “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ” da cui si ricava il coefficiente $S_T = 1,0$.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **B** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{vs}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vs}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{v\#}(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{v\#}(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali T e $S_{v\#}$ sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno α_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{\alpha_g}{g}\right)^{0.5}$$

I valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale per la categoria di sottosuolo considerata valgono:

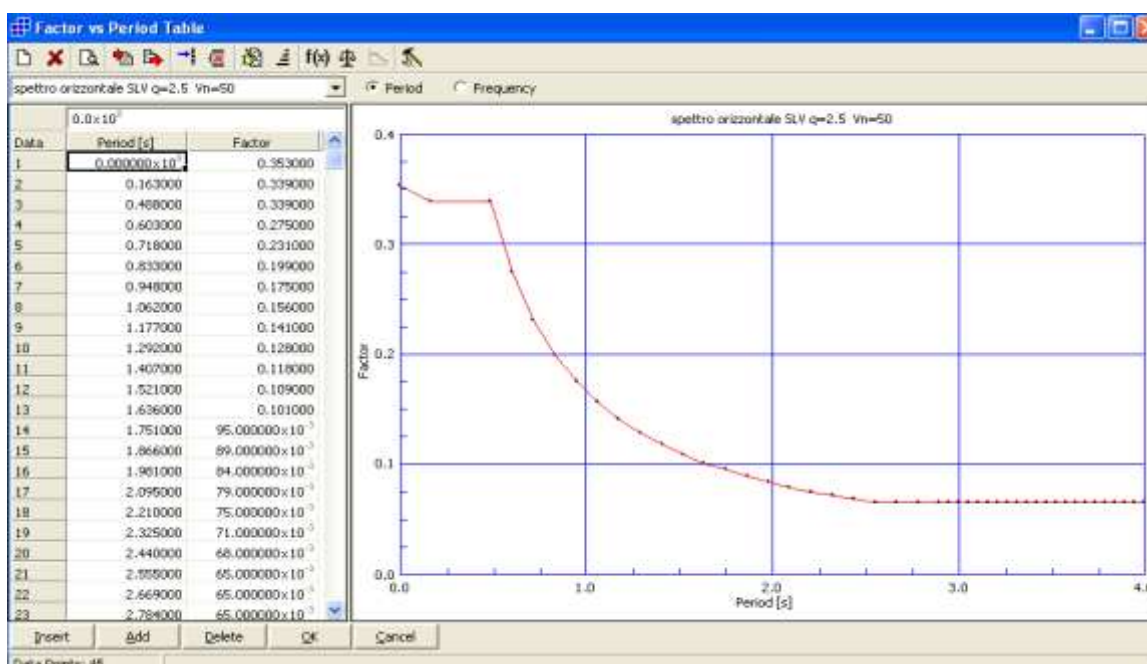
$$S_s = 1,0 \quad T_B = 0,05s \quad T_C = 0,15s \quad T_D = 1,0s$$

Per una costruzione più sofisticata dello spettro, si è utilizzato un programma in Excel, il quale necessita dei seguenti dati in ingresso:

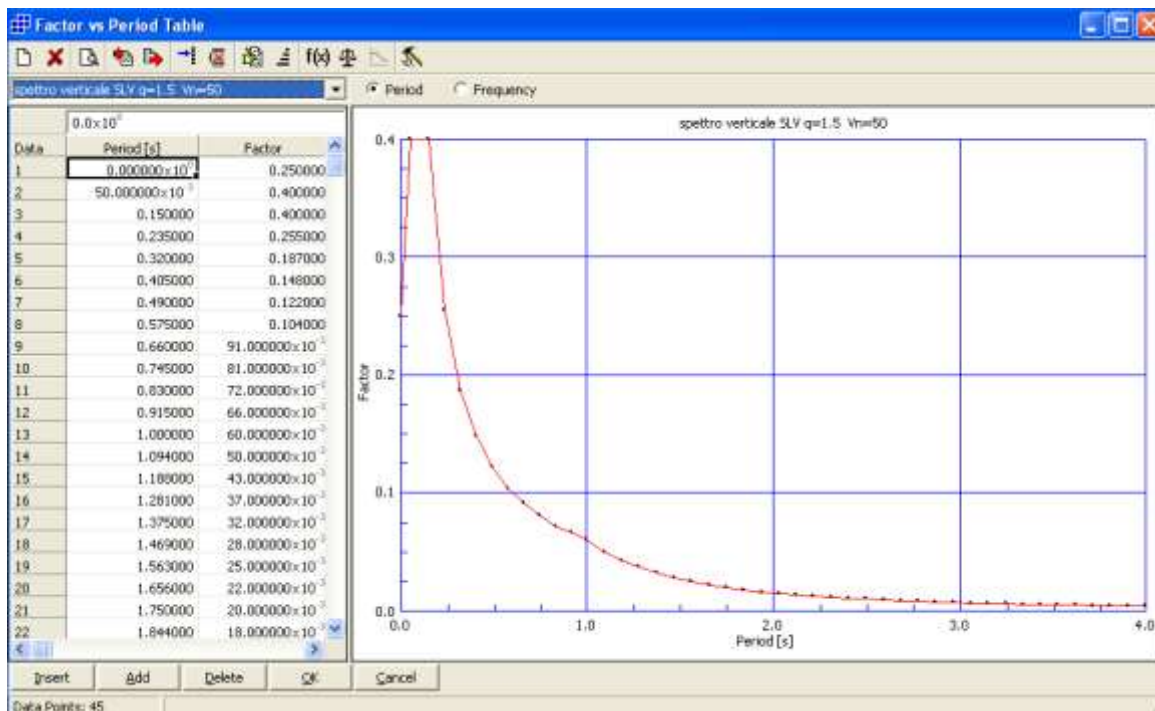
- nome del comune (se la ricerca è fatta in base al comune)
- vita nominale e coefficiente d'uso della costruzione
- Stato limite, categoria di sottosuolo e topografica, ed infine fattore di struttura.

Ricavati i seguenti due spettri è stato possibile inserirli nel programma STRAUS

Spettro orizzontale



Spettro verticale



COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

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

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

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

Il valore del coefficiente ψ_{2j} è tabellato e vale 0,6.

AZIONE DEL VENTO:

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad \text{dove:}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti da tabelle e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Abruzzo ZONA TRE $V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ $a_0 = 500 \text{ m}$ $K_a = 0,020$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

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

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Nel nostro caso:

$$q_b = 46 \text{ dN/m}^2$$

$$c_e = c_{e(z)_{\min}} = 1,5$$

$$c_p = 0,8$$

$$c_d = 1,0$$

classe di rugosità A; zona 3; categoria di esposizione V;

$$K_2 = 0,23 \quad z_0 = 0,70 \text{ m} \quad z_{\min} = 12 \text{ m}$$

La pressione del vento vale $p = 55 \text{ dN/m}^2$

AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$\text{dove: } q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

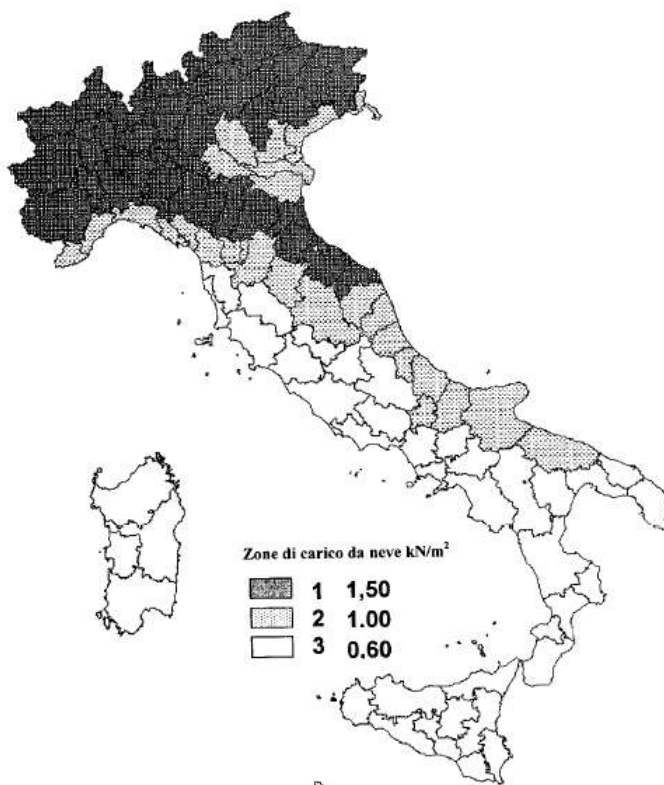
Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Provincia dell'Aquila zona III $q_{sk} = 0,60\text{kN/m}^2$

$C_e = 1,0$

$C_t = 1,0$

$\mu_i = 0,8$



Capitolo 5

Modelli numerici utilizzati

5.1 Introduzione

La modellazione numerica della struttura è stata realizzata mediante il software agli elementi finiti Straus 7.3.3.

Per questa fase ci si è basati su un recente progetto dal quale sono stati estratti i parametri geometrici, in modo da avere una visione generale della morfologia dell'edificio.

In seguito è stato effettuato un sopralluogo, per verificare tali parametri ed eseguire le misurazioni per accertare la veridicità dei dati in nostro possesso.

In questa occasione, inoltre, sono state effettuate alcune perforazioni nella struttura nei casi in cui non si aveva certezza dei materiali utilizzati.

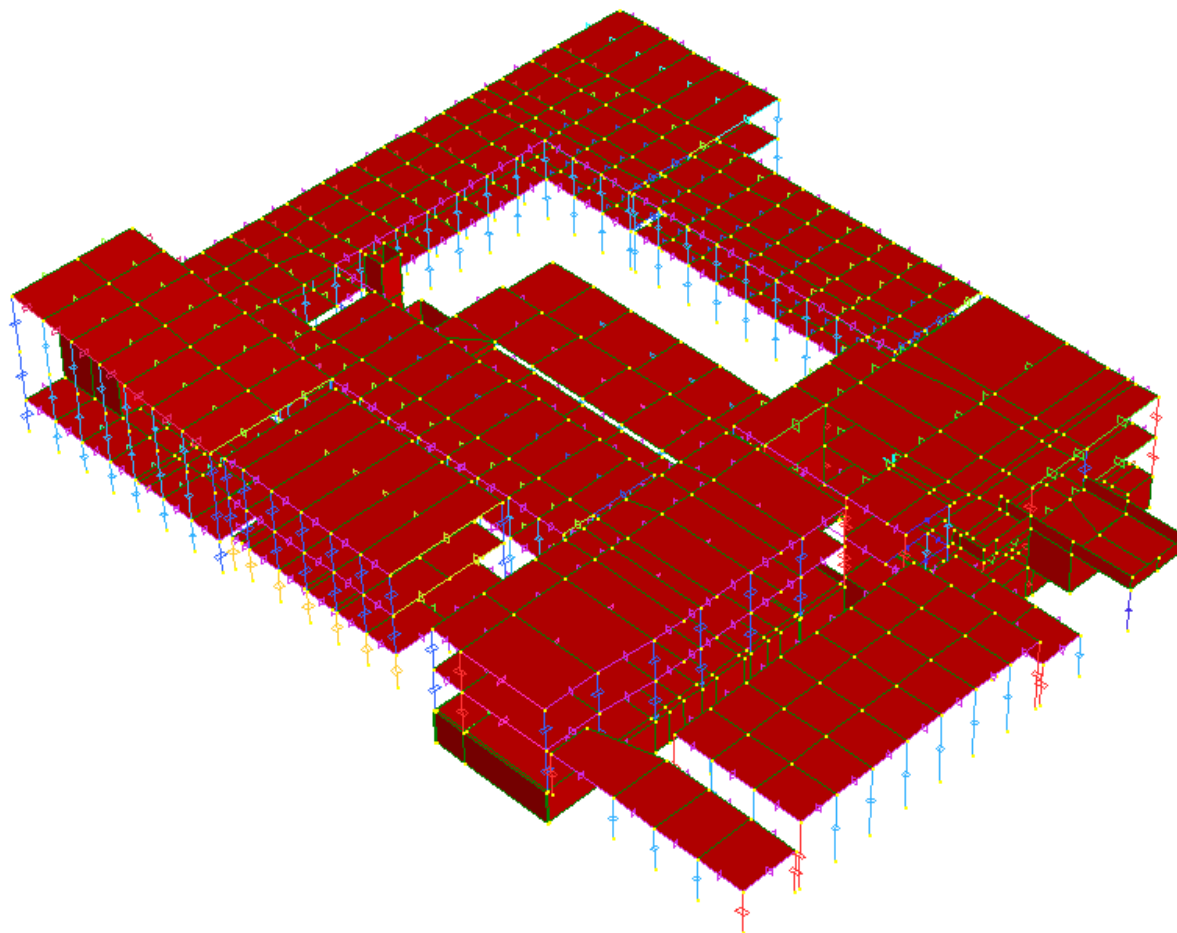
Una volta ottenuti tali valori si è proceduto a tradurli in un modello tridimensionale.

La struttura costituente il telaio portante è stata discretizzata tramite elementi *beam a 2 nodi*.

Per quanto riguarda i solai, essi sono stati realizzati tramite elementi *plate a 4 nodi*, contraddistinti da uno spessore membranale di 50 mm (*Membrane thickness*) e uno flessionale del valore di 300 mm (*Bending thickness*).

Alla base, per gli elementi portanti verticali si sono considerati dei vincoli tipo incastro realizzati bloccando tutti e sei i gradi libertà nodali.

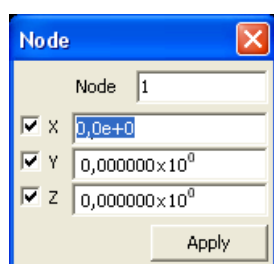
Di seguito si riporta un'immagine del modello ad elementi finiti adottato.



5.2 Realizzazione del modello

Per la creazione del modello occorre innanzitutto creare i nodi. Si è iniziato con la costruzione del modello partendo dall'origine degli assi cartesiani (di coordinate 0,0,0). La creazione dei nodi avviene con la seguente sequenza:

- 1 Scegliere *Node* dal menu *Create*
- 2 Assicurarsi che i campi X, Y, Z siano attivi (selezionati)
- 3 Si lascino le coordinate di default (X=0, Y=0, Z=0)
- 4 Premere *Apply*



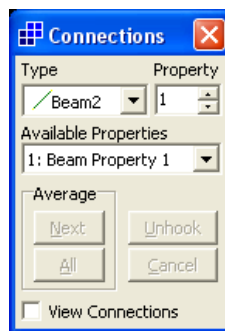
Il passo successivo è creare gli elementi che collegano i diversi nodi, in modo da definire la geometria del modello. In Straus gli elementi disponibili sono di tipo *beam*, di tipo *plate* e di tipo *brick*. Poiché, nella struttura considerata, una dimensione, la lunghezza, è preponderante rispetto alle altre due dimensioni, si scelgono elementi *beam*. Si procede nel seguente modo:

1 Scegliere *Element* dal menu *Create*

2 Assicurarsi che in *Type* sia selezionato *Beam2*

3 Fare click su due nodi che definiscano l'estremità del *beam*; comparirà l'elemento indicato da un segmento

4 Si proceda selezionando coppie opportune di nodi

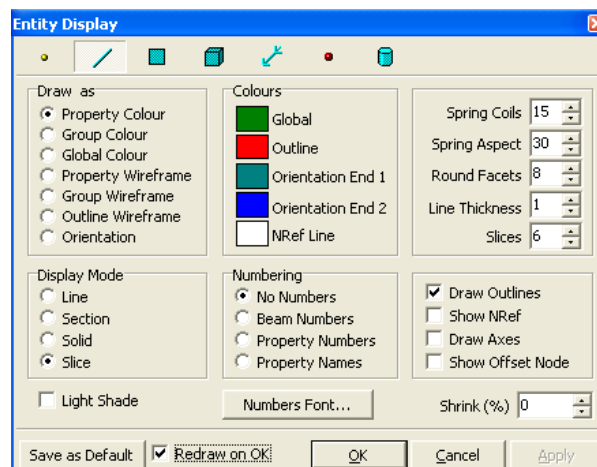


Per visualizzare al meglio la geometria della struttura e degli elementi si proceda nel seguente modo:

1 Scegliere *Entity Display* dal menu *View*

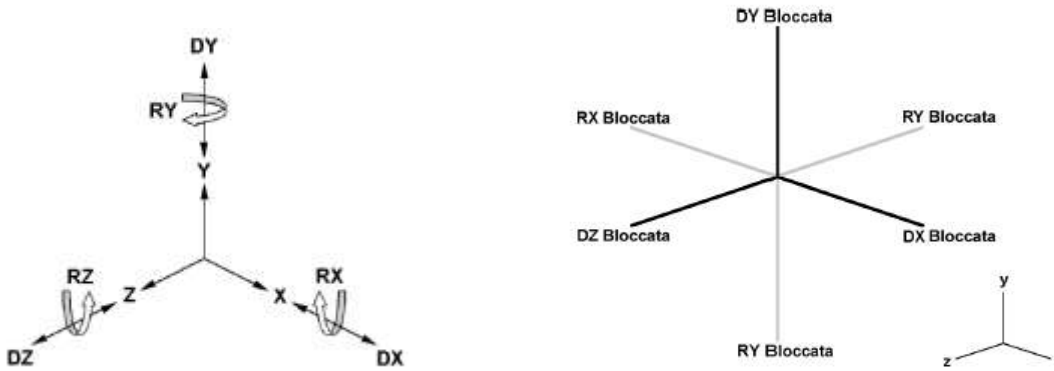
2 Fare click sul campo desiderato

3 modificare il tipo di visualizzazione



CONDIZIONI DI VINCOLO

Una volta creata la struttura occorre assegnare opportune condizioni di vincolo, perché in assenza di queste la struttura è libera di muoversi nello spazio. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà e quindi sei possibilità di movimento: tre traslazioni secondo X, Y, Z e tre rotazioni attorno agli stessi assi.



Se fisicamente un vincolo impedisce al nodo di muoversi in una o più direzioni, nel modello corrispondente il nodo dovrà avere quegli spostamenti impediti, tramite la soppressione di uno o più dei suoi gradi di libertà.

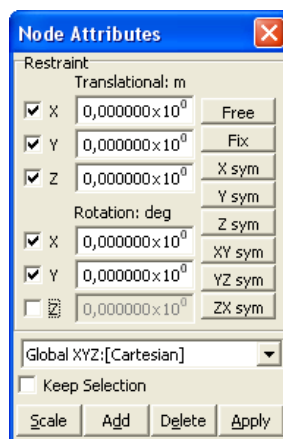
Per assegnare i vincoli alla nostra struttura si procede nel seguente modo:

1 Scegliere *Node, Restraint* dal menu *Attributes*

2 Scegliere il nodo

3 scegliere i vincoli da impostare al nodo

4 Premere *Apply*.



APPLICAZIONE DEI CARICHI

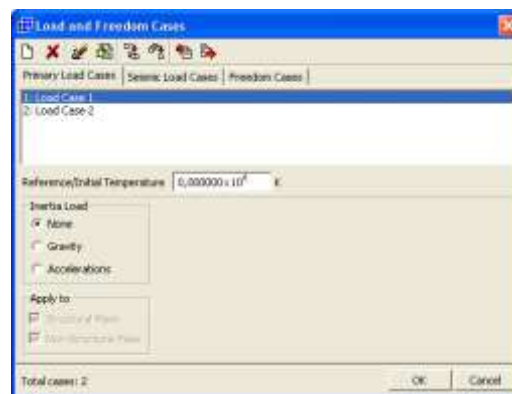
Per aggiungere una nuova condizione di carico si procede nel seguente modo:

1 Selezionare *Load & Freedom Cases* dal menu *Global*

2 Scegliere il campo *Load Cases*

3 Fare click su *New*

4 Premere *OK*.



ASSEGNAZIONE DELLE PROPRIETÀ DEGLI ELEMENTI

Per la definizione delle proprietà degli elementi trave *beam* si procede nel seguente modo:

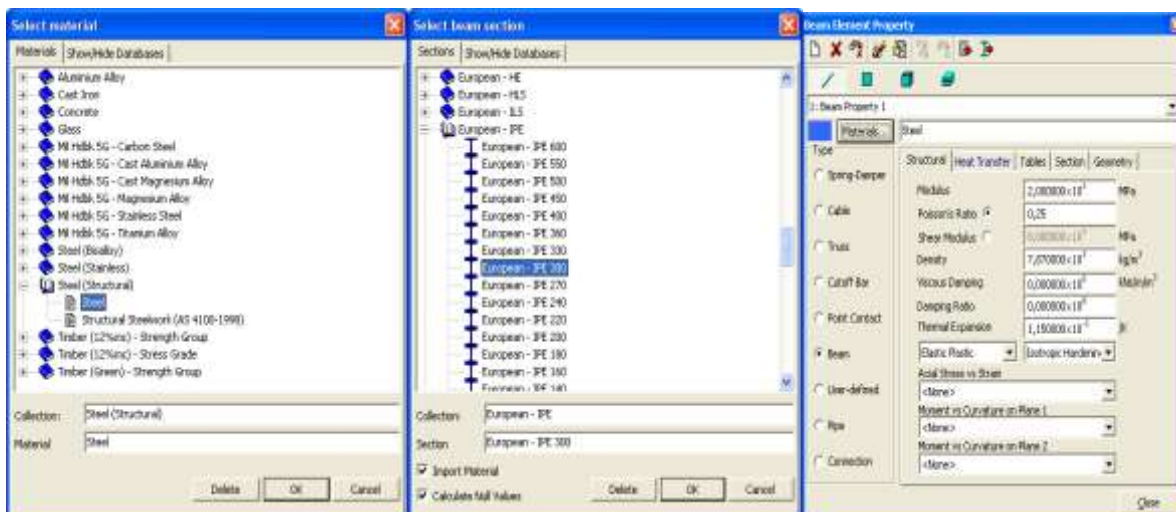
1 Scegliere *Beam* dal menu *Property*

2 Impostare *Type* su *Beam*

3 Fare click sul pulsante *Materials* e doppio click sul tipo di materiale

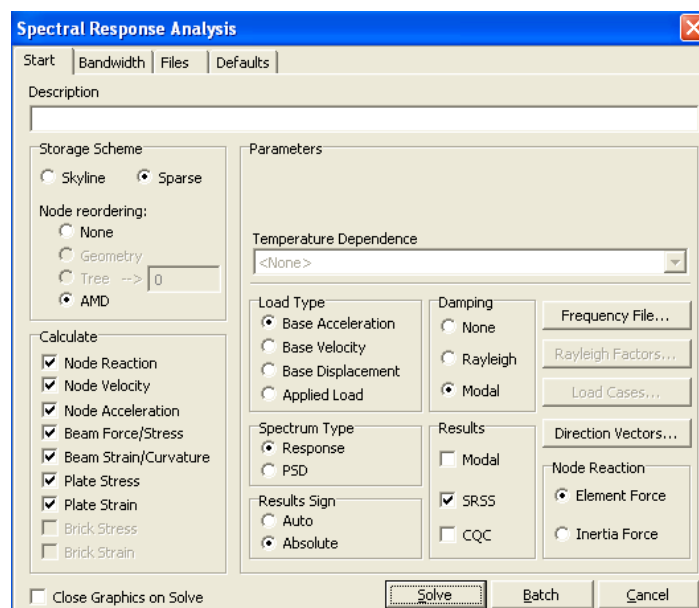
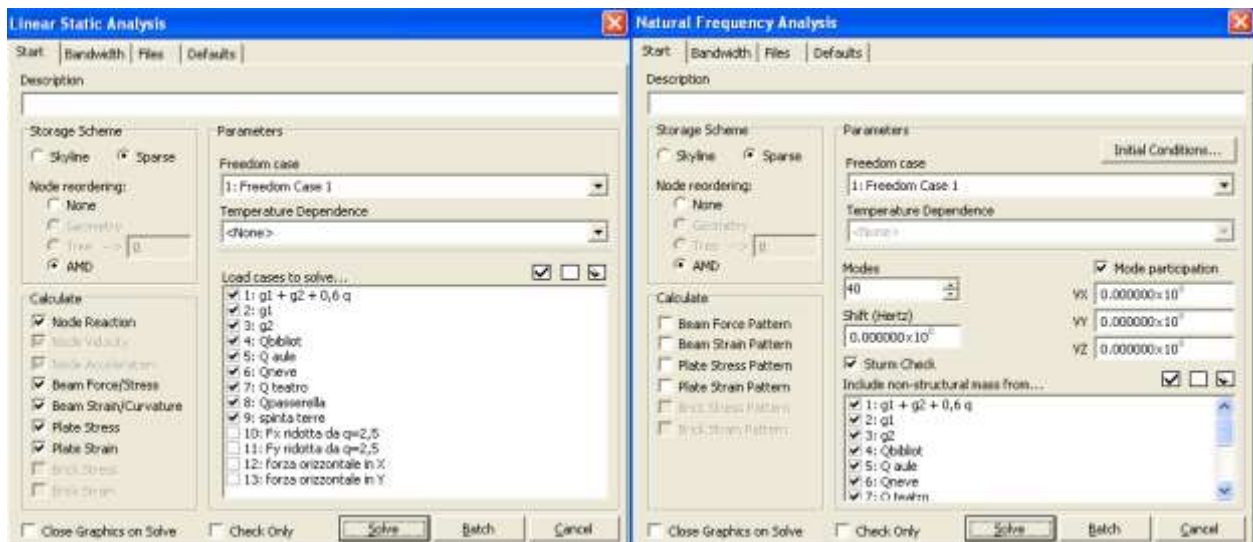
4 Selezionare il campo *Geometry* e fare click su *Library*, selezionare il tipo

5 Premere *Close*.



ANALISI E INTERPRETAZIONE DELLA SOLUZIONE FORNITA

Per risolvere il modello, si selezionerà dal menu *Solver: Linear Static*, *Natural Frequency* e *Spectral Response*. Ad esempio, per la prima, comparirà la finestra di dialogo *Linear Static Analysis* contenente una serie di opzioni riguardanti il solutore.



5.3 Tipologia di analisi adottate

Si è fatto uso delle seguenti tipologie di analisi implementate in STRAUS:

- Linear Static
- Natural Frequency
- Spectral Response

Come già anticipato, il modello è stato poi suddiviso in quattro blocchi analizzati separatamente per tenere conto della presenza dei giunti strutturali rilevati.

Di seguito, si riportano i risultati ottenuti mediante Natural Frequency Solver.

STRAUS esegue un'analisi modale classica, risolvendo quindi la seguente equazione differenziale in forma matriciale per sistemi non smorzati:

$$M \cdot \ddot{x}(t) + K \cdot x(t) = 0$$

Tale equazione ha soluzioni del tipo:

$$x(t) = x \cdot e^{i\omega t}$$

Utilizzando le formule di Eulero per passare da notazione con numeri complessi a quella con coseni e seni, e sostituendo nell'equazione di partenza i risultati ottenuti dalle derivazioni si ottiene il sistema finale che nel caso discreto tipico delle applicazioni FEM, diviene un sistema algebrico.

Tale sistema risulta essere:

$$(K - \omega^2 M) \cdot x \cdot e^{i\omega t} = 0$$

per cui

$$\det|K - \omega^2 \cdot M| = 0$$

se vogliamo che tale sistema sia soddisfatto per ogni valore di t (tempo).

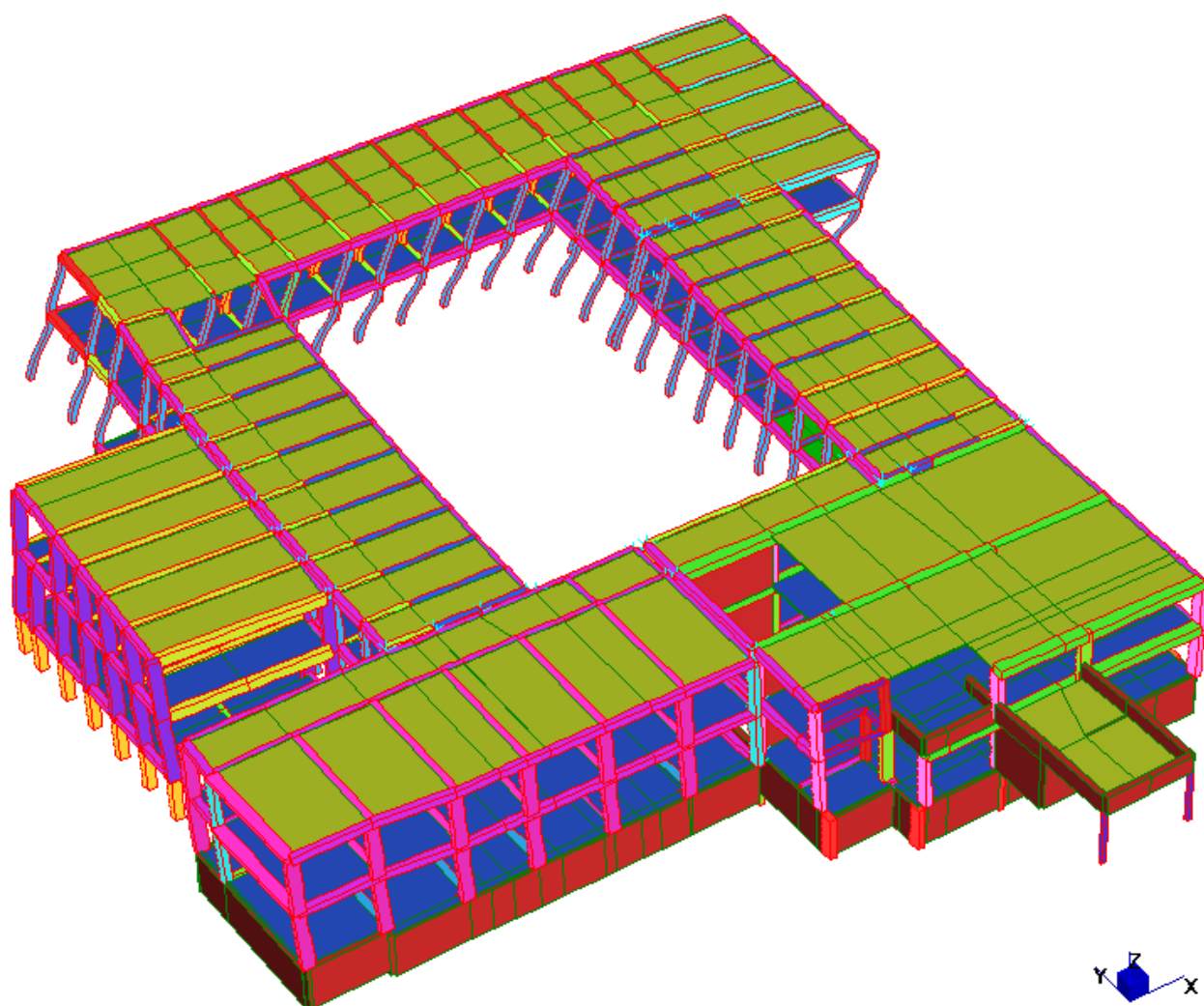
La necessità di aggiornare in fase di progettazione la tipologia degli elementi, variando di conseguenza sia la rigidità che la massa dell'edificio, introduce la necessità di lanciare tale solutore ogni volta che tali valori vengono modificati. Si ha così una serie di valori per le frequenze proprie dell'edificio che variano in continuazione con il variare della tipologia di elementi usati. Ci soffermeremo sullo studio della tipologia dei modi di vibrare più che sull'effettivo valore numerico assunto dalla frequenza.

Si sono calcolati e considerati nelle analisi successive solamente i primi 6 modi propri della struttura. Questo perché già con 6 modi arriviamo a percentuali di massa partecipante più che soddisfacenti in entrambe le direzioni.

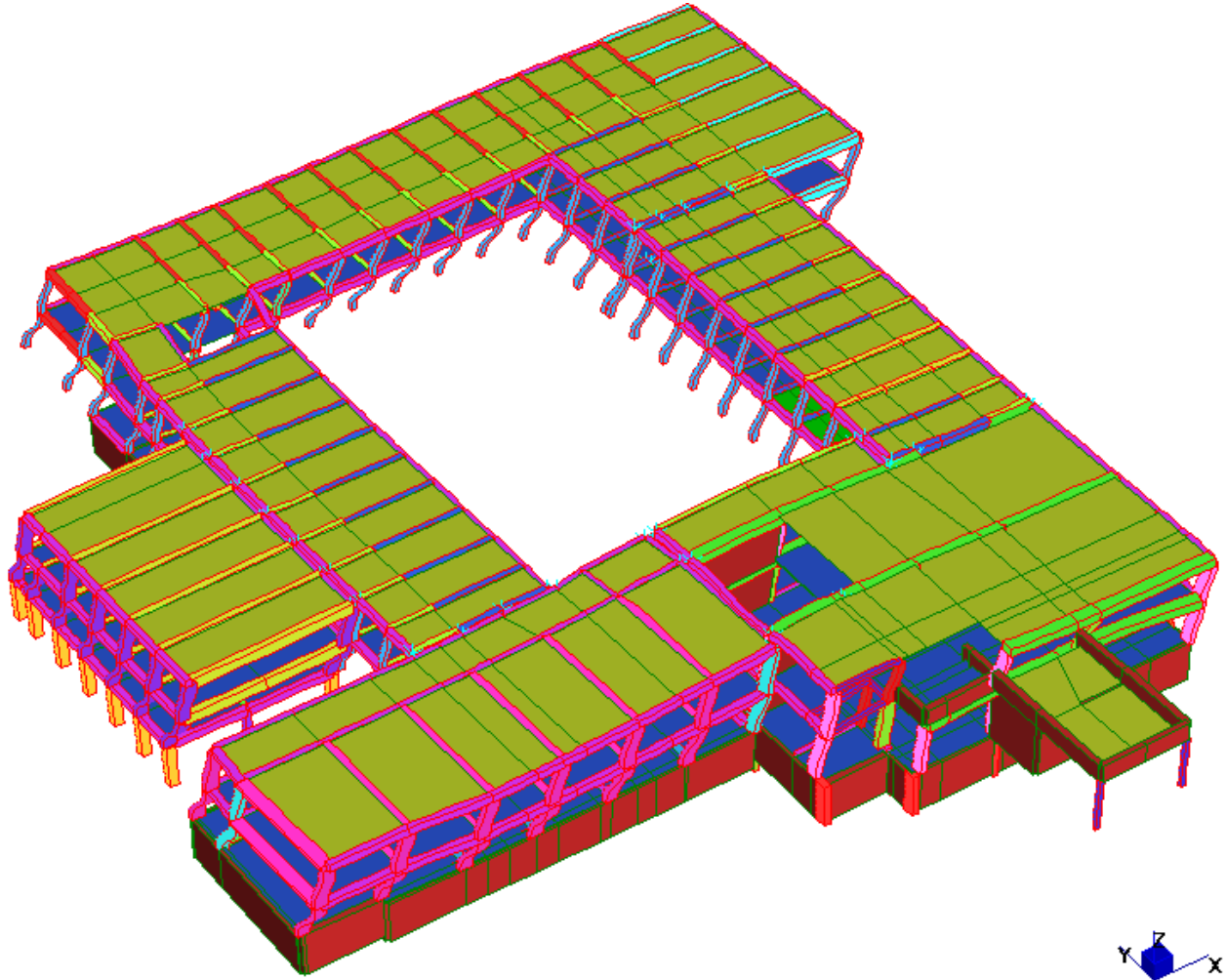
Si riportano sotto gli andamenti dei modi propri della struttura.

AULE E LABORATORI

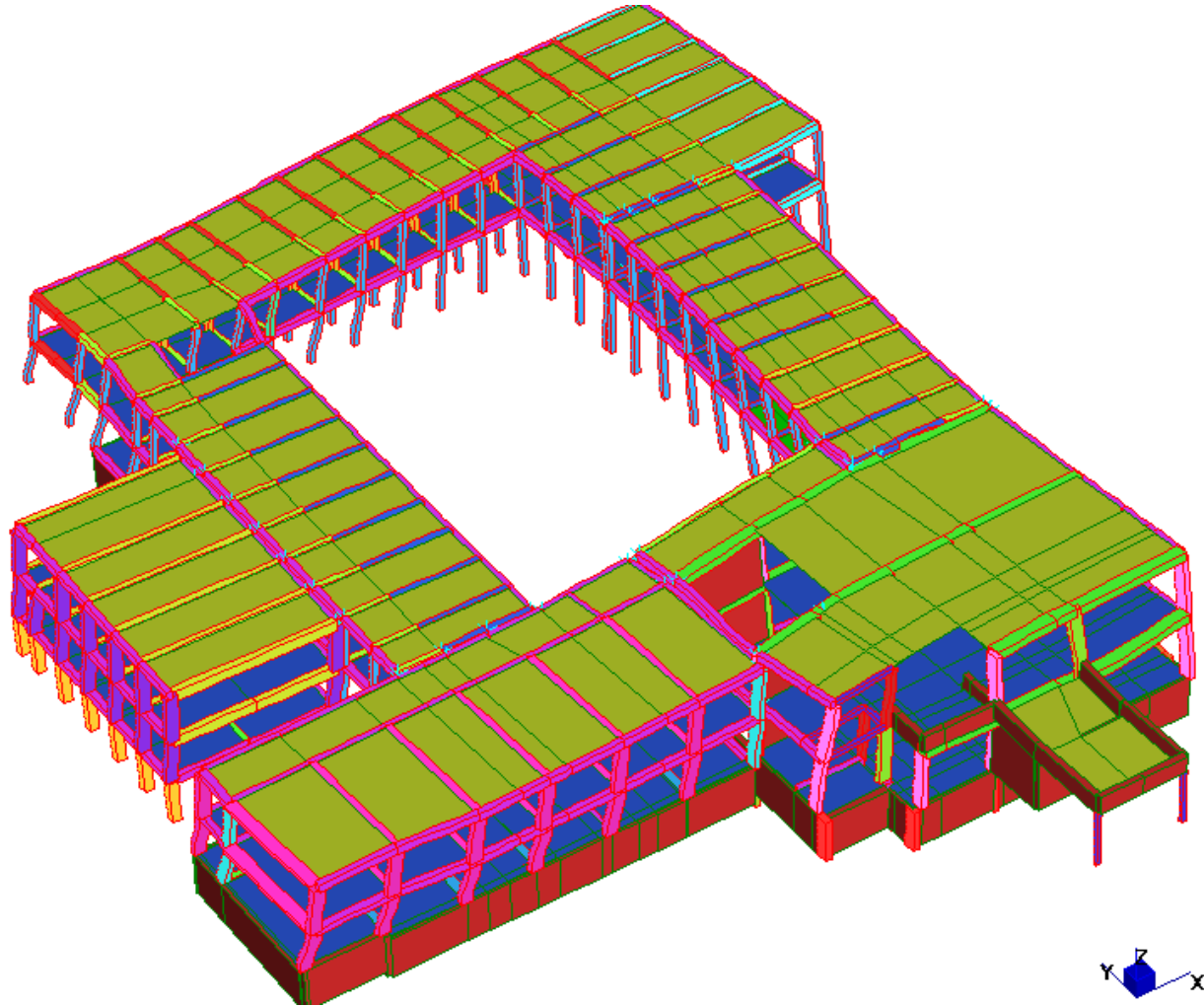
Modo 1



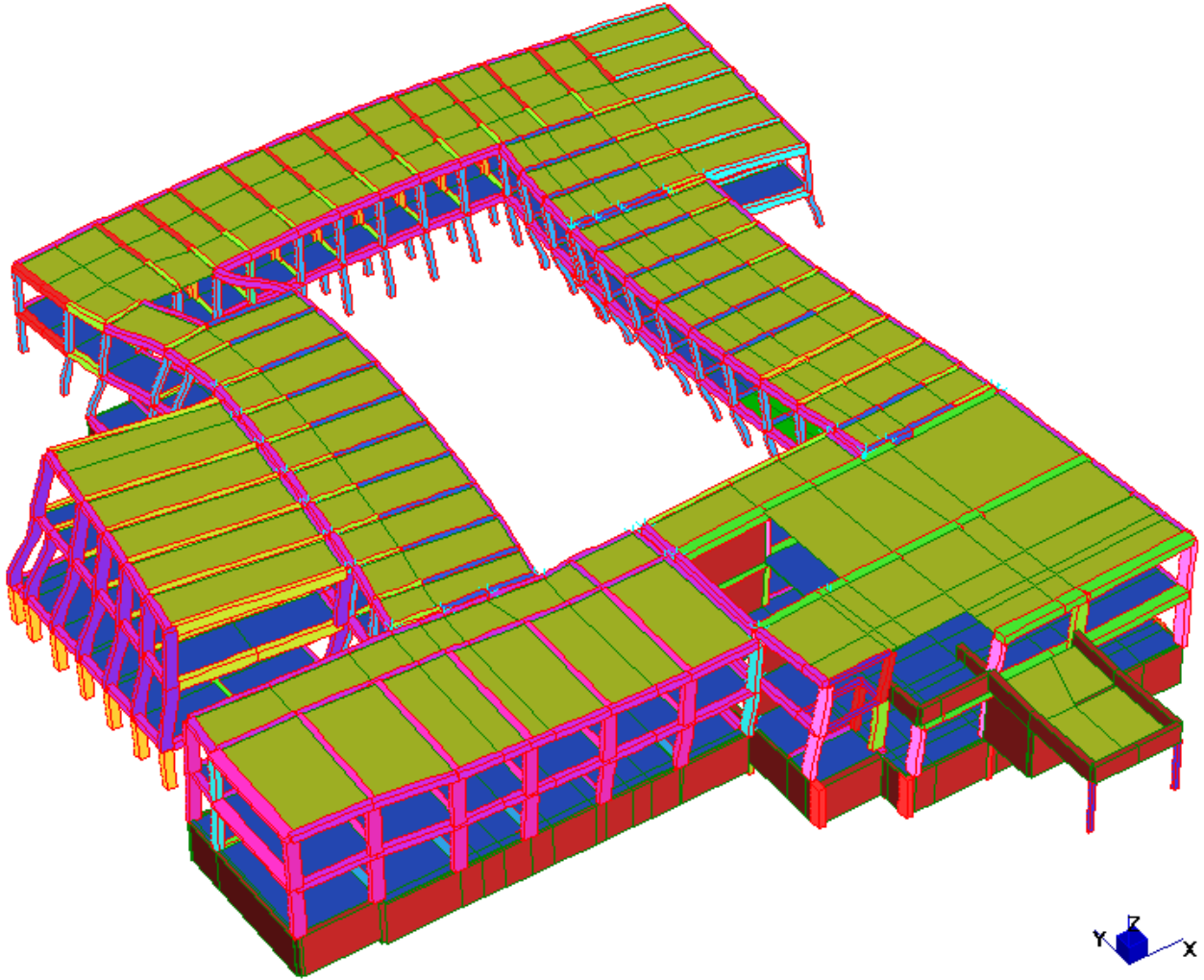
Modo 2



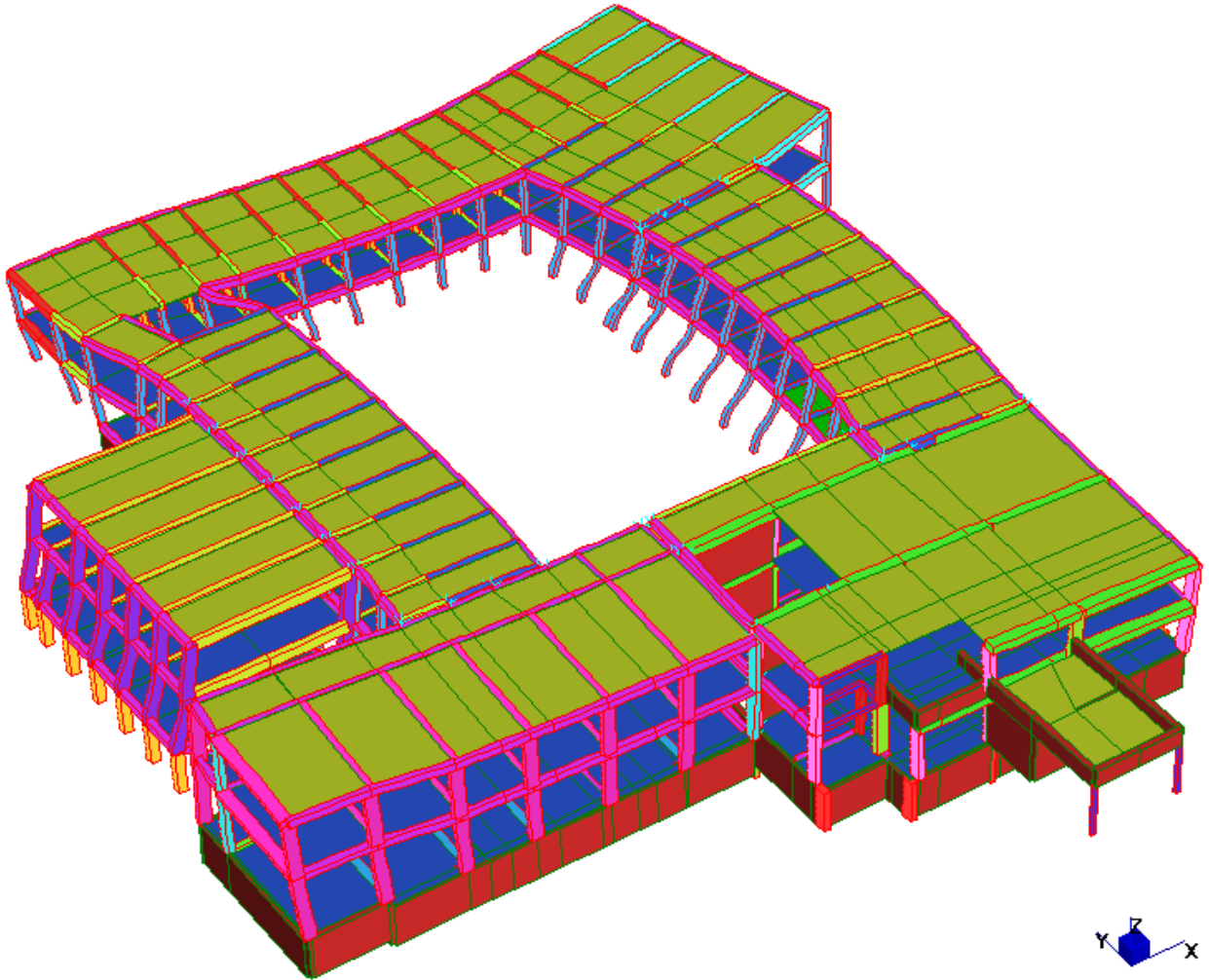
Modo 3



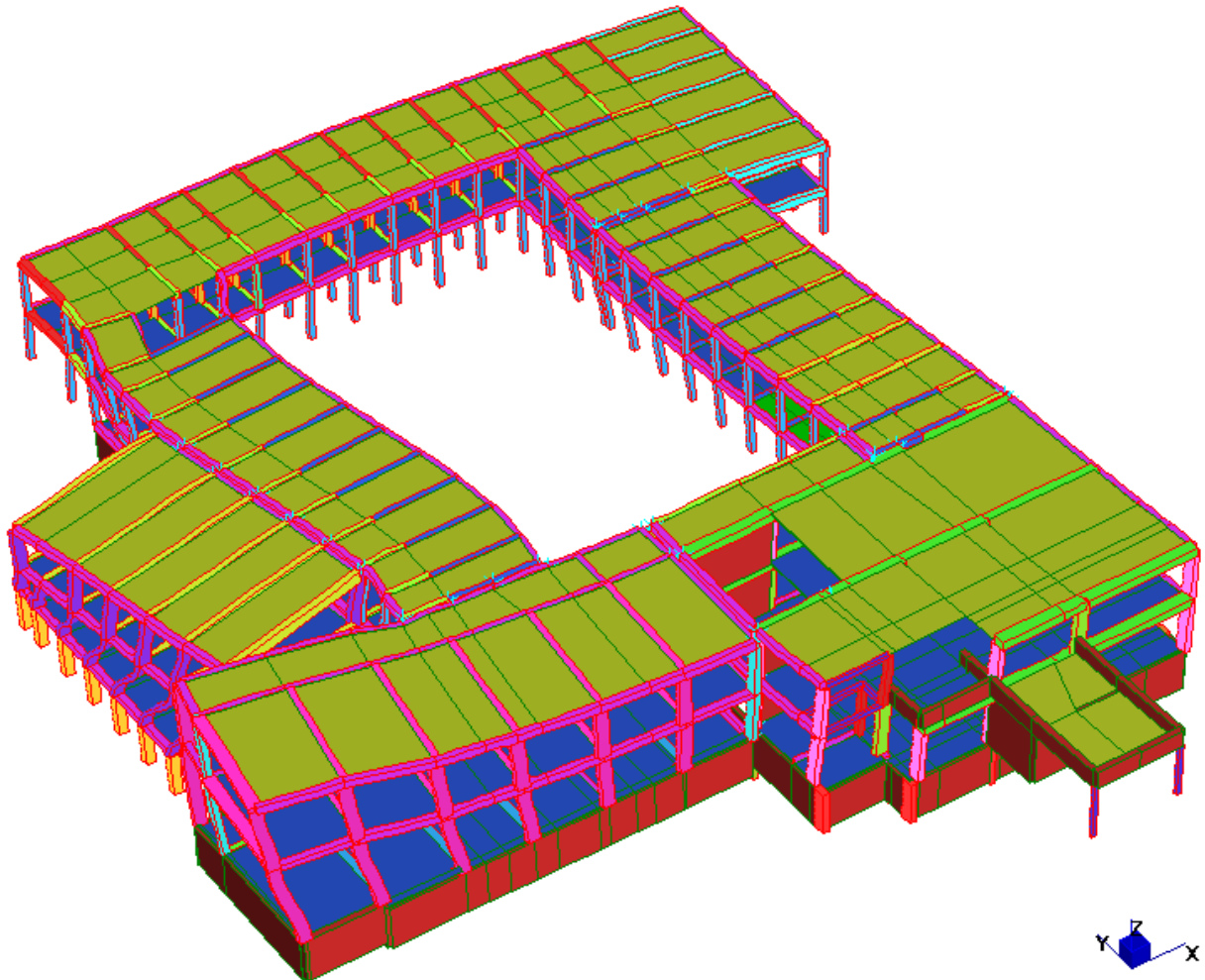
Modo 4



Modo 5

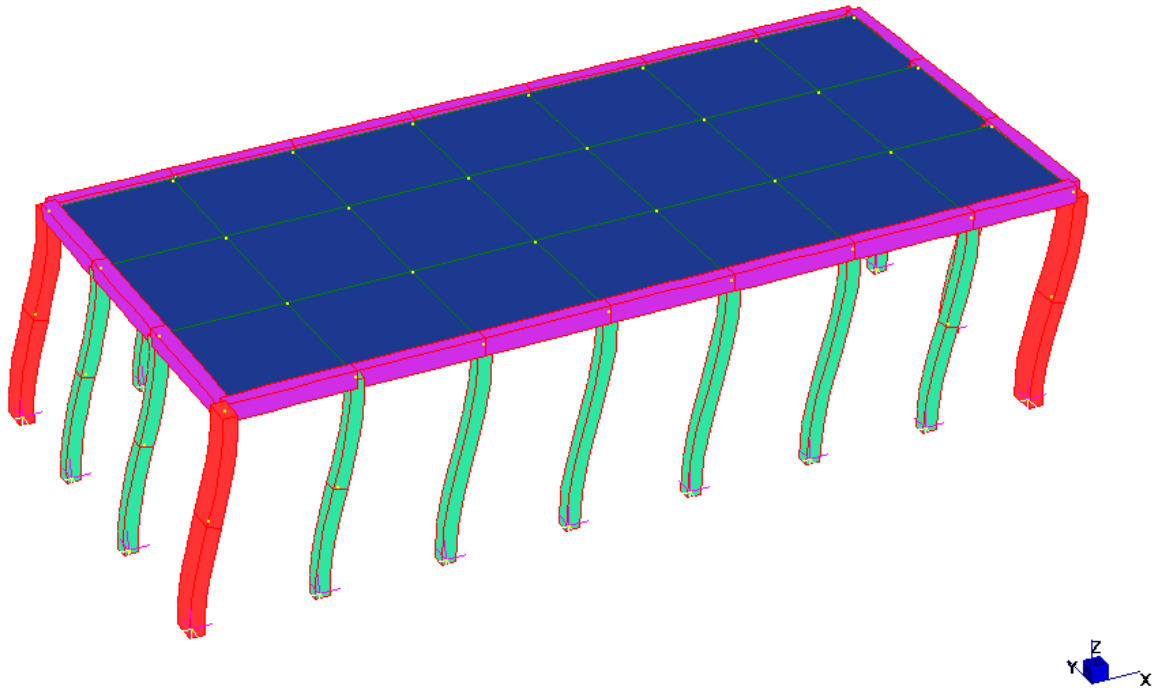


Modo 6

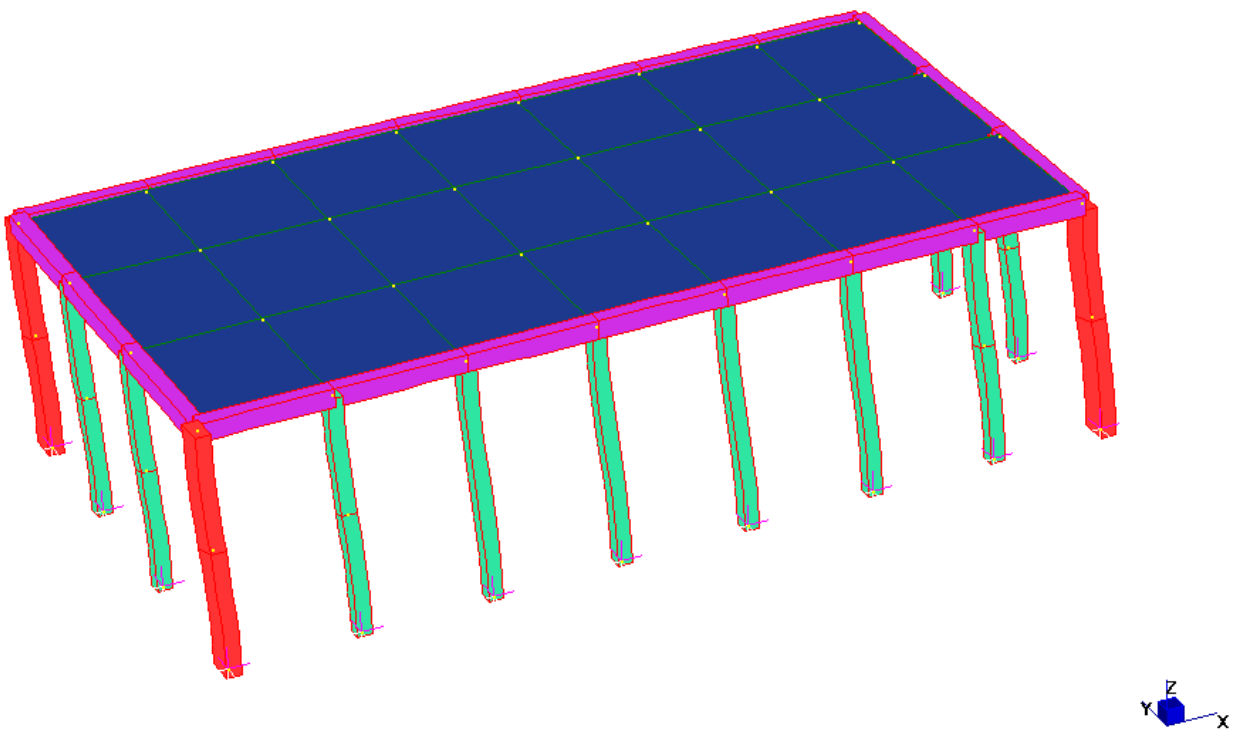


PALESTRA STATO DI FATTO

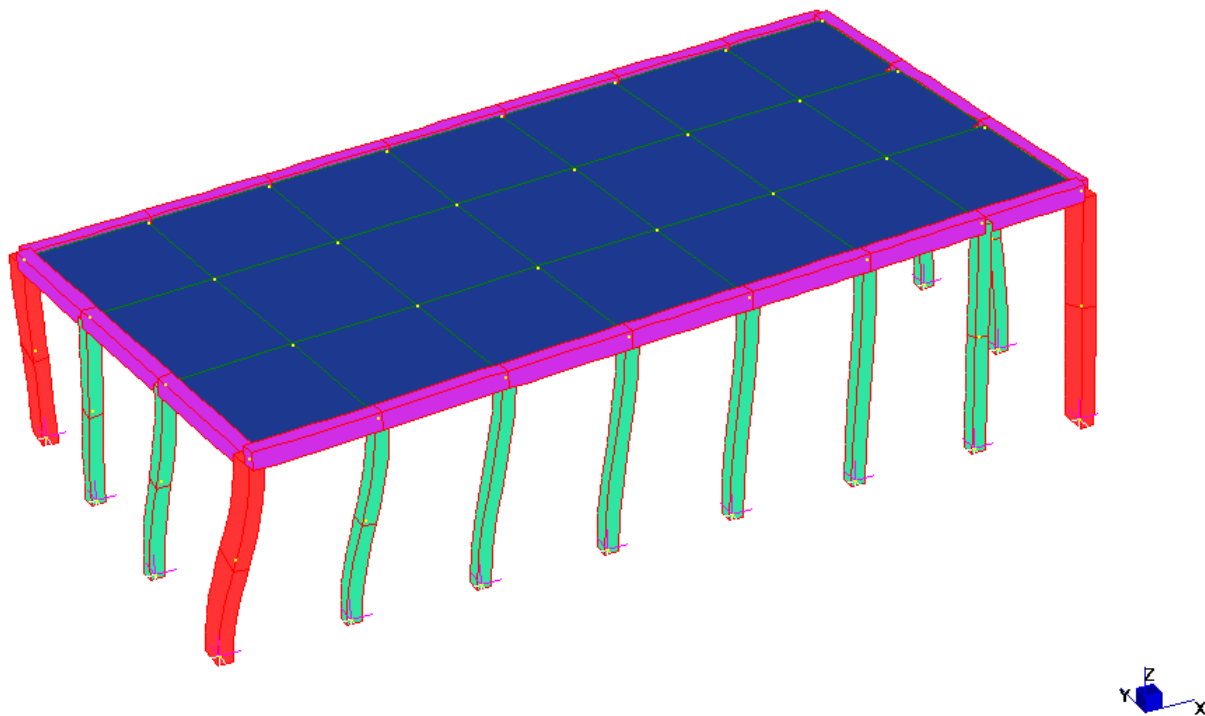
Modo 1



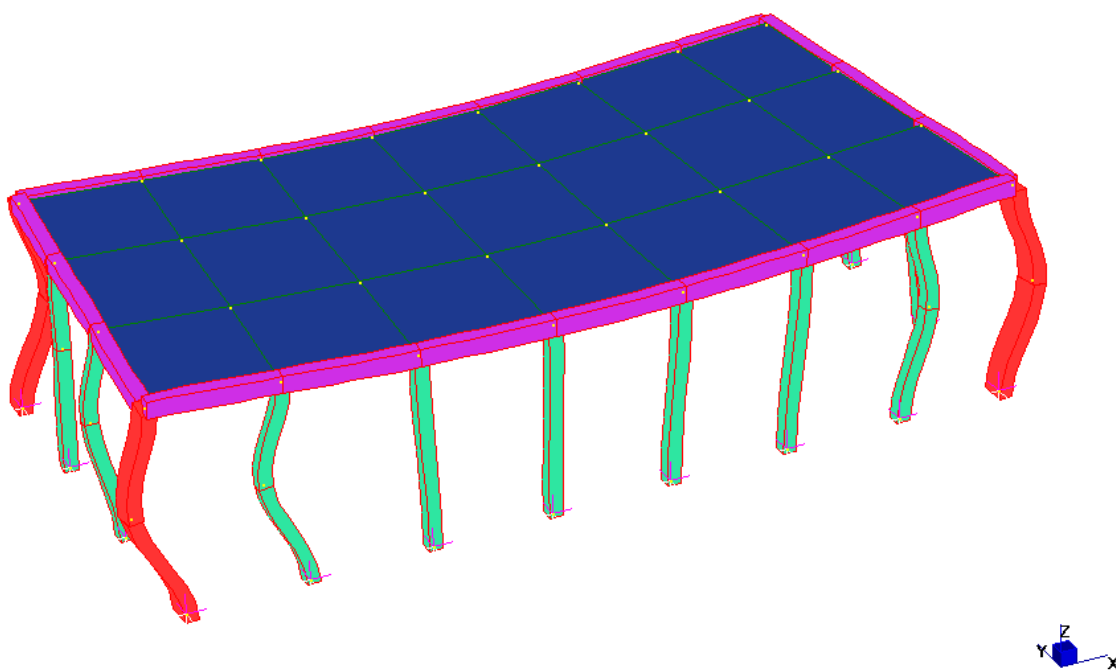
Modo2



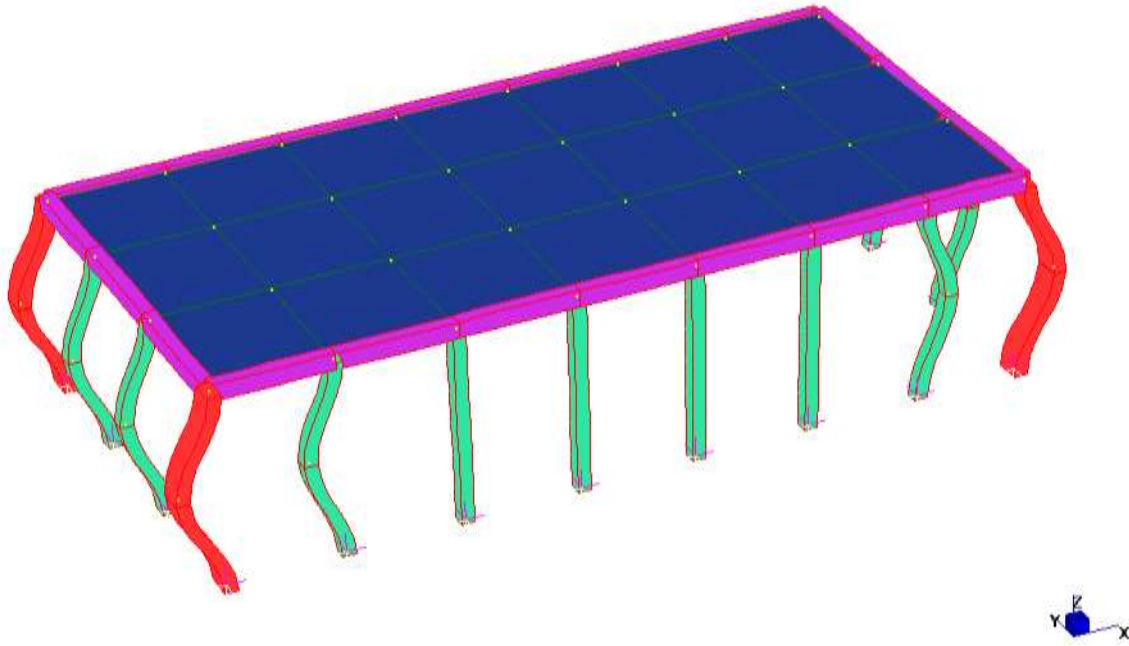
Modo 3



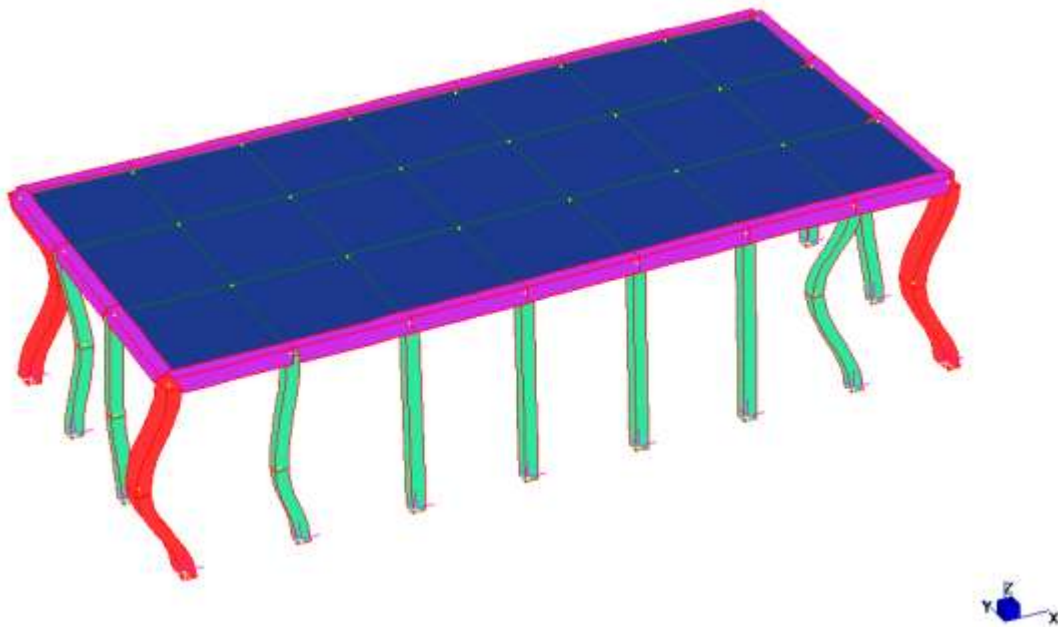
Modo 4



Modo 5

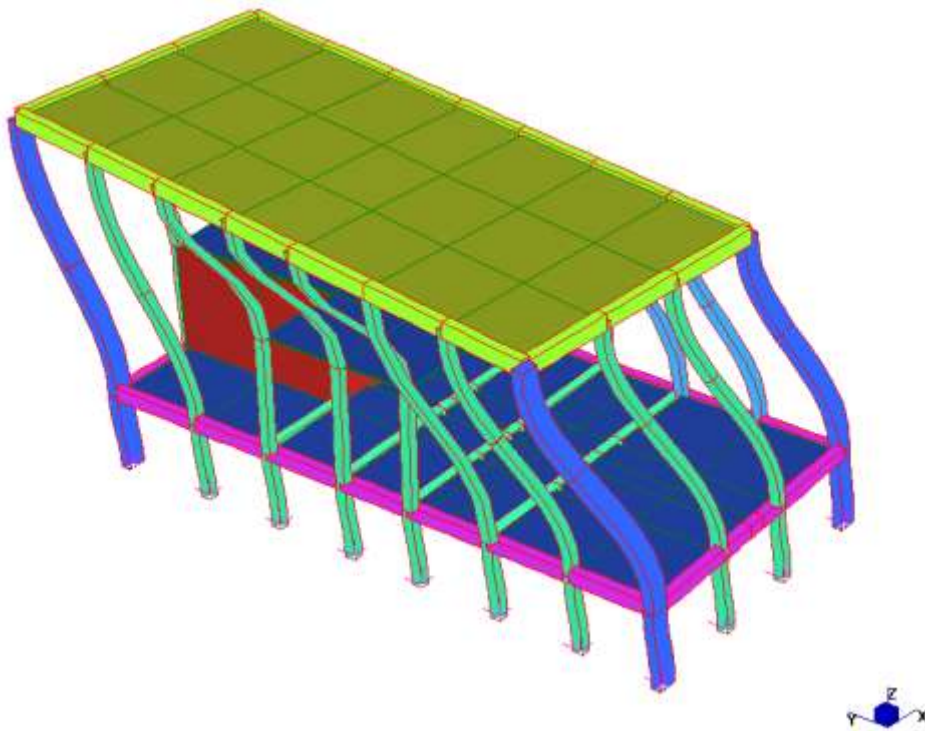


Modo 6

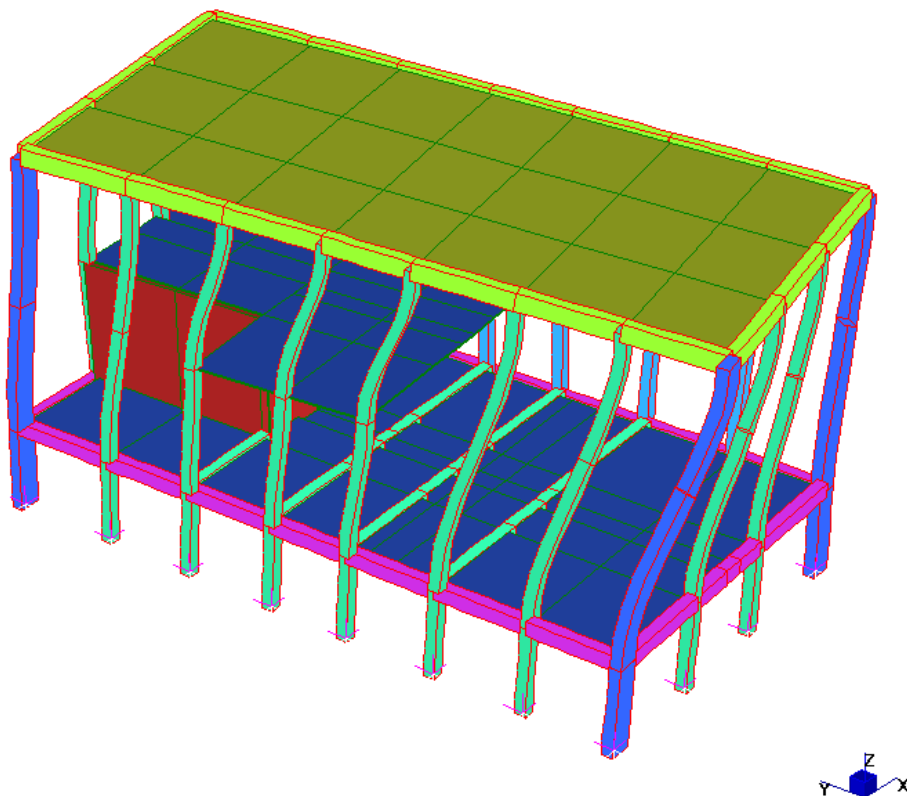


TEATRO

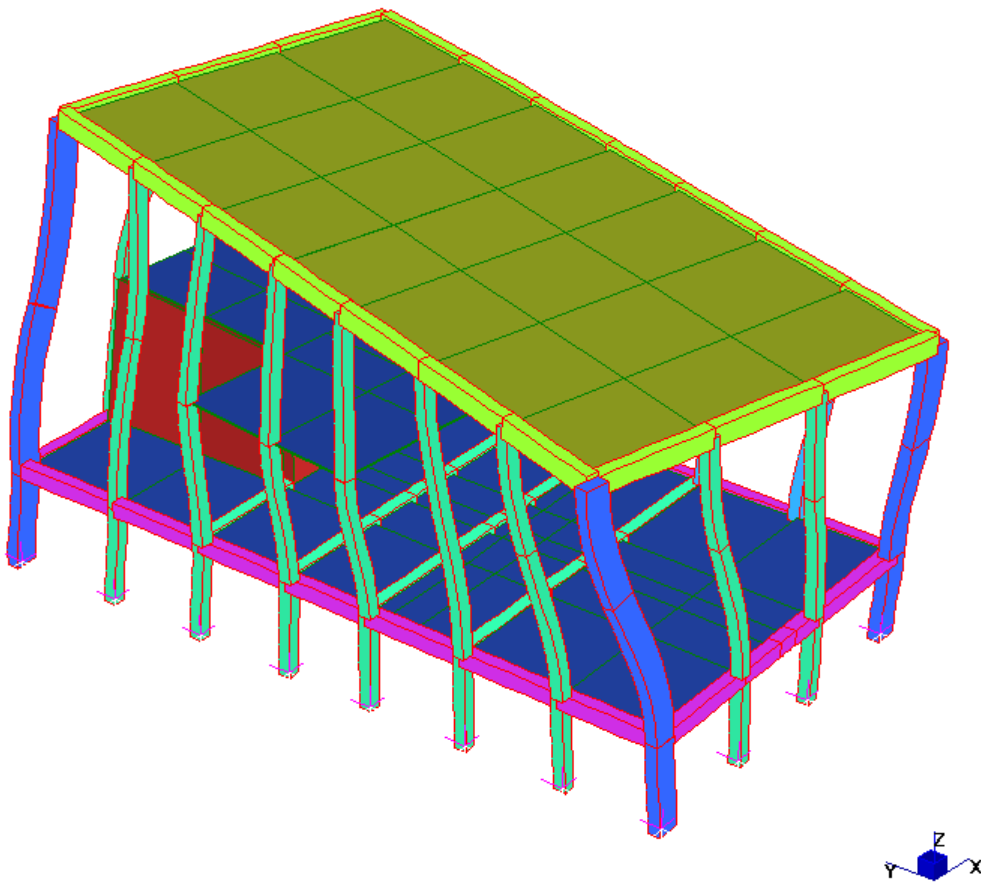
Modo 1



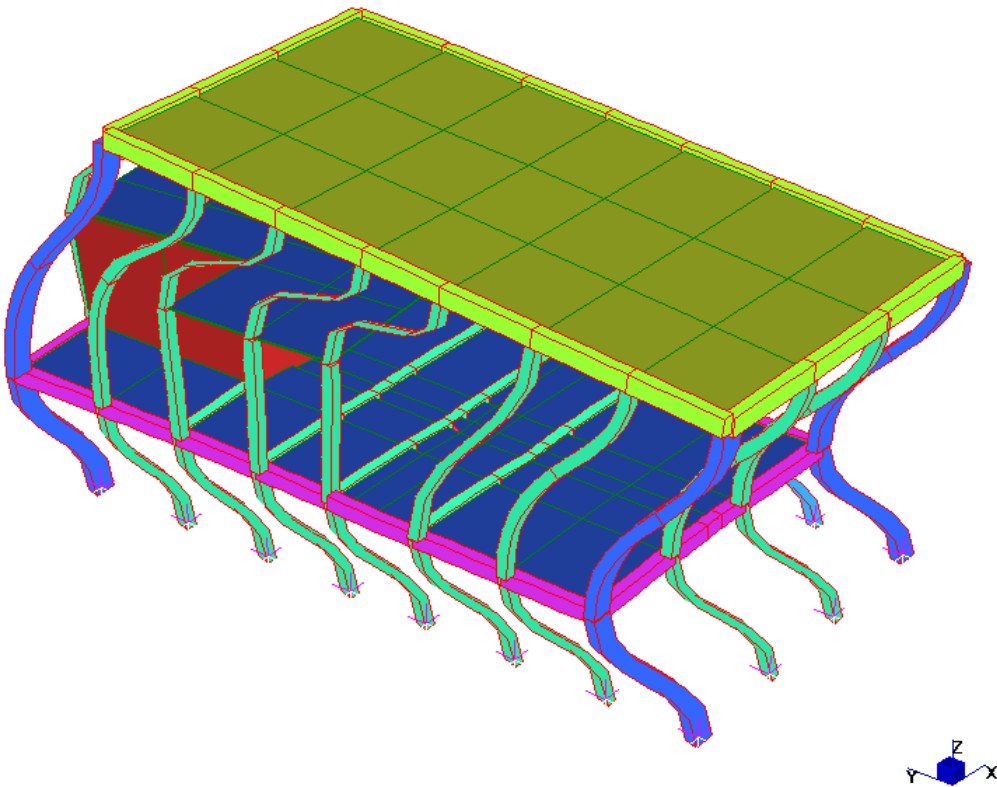
Modo 2



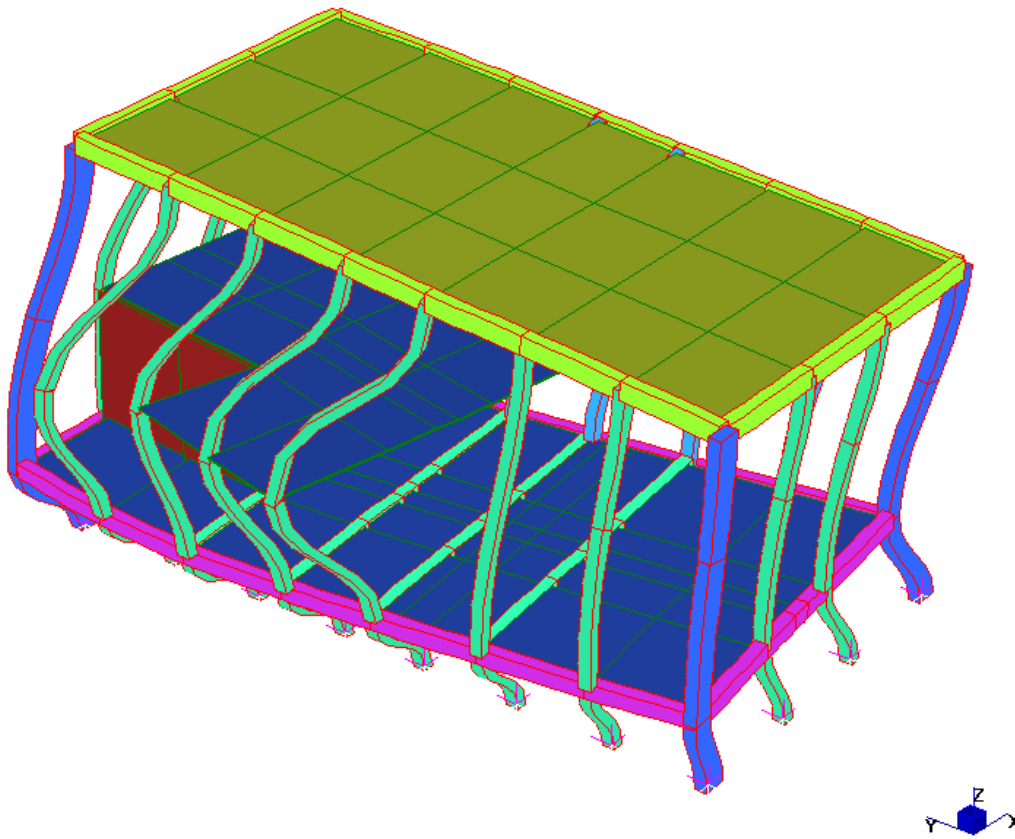
Modo 3



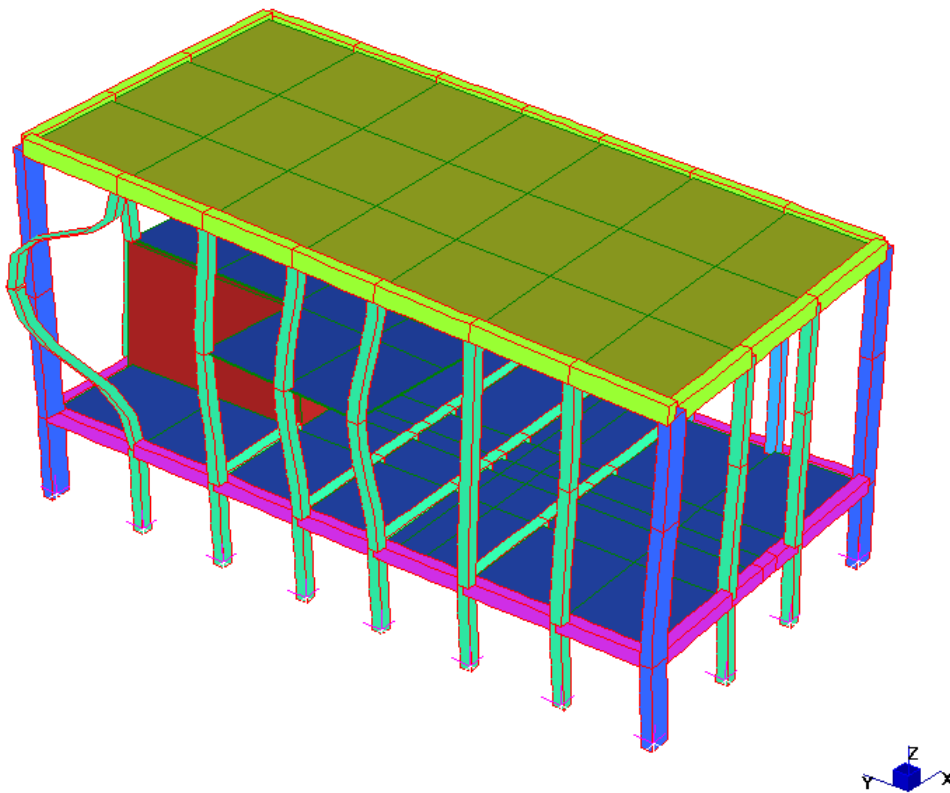
Modo 4



Modo 5



Modo 6

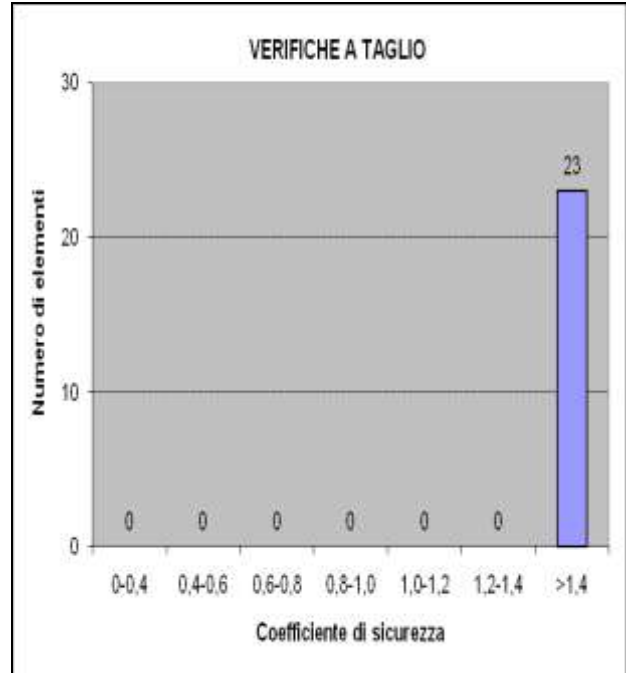
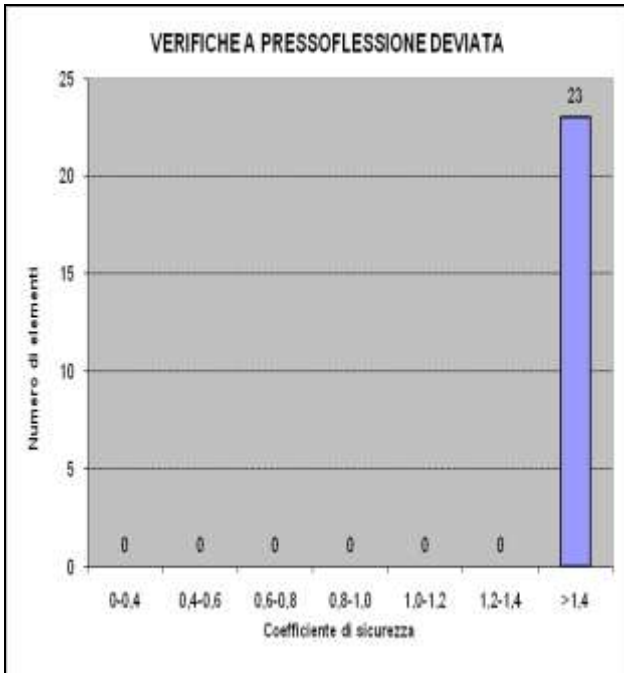


5.4 Risultati stato di fatto

Di seguito vengono riportati i grafici relativi alle verifiche effettuate, pressoflessione deviata e taglio. Sono riportati il numero di elementi in relazione al coefficiente di sicurezza. Vedremo, anche in seguito, che sono stati considerati accettabili i valori di coefficiente di sicurezza da 0.8 in avanti.

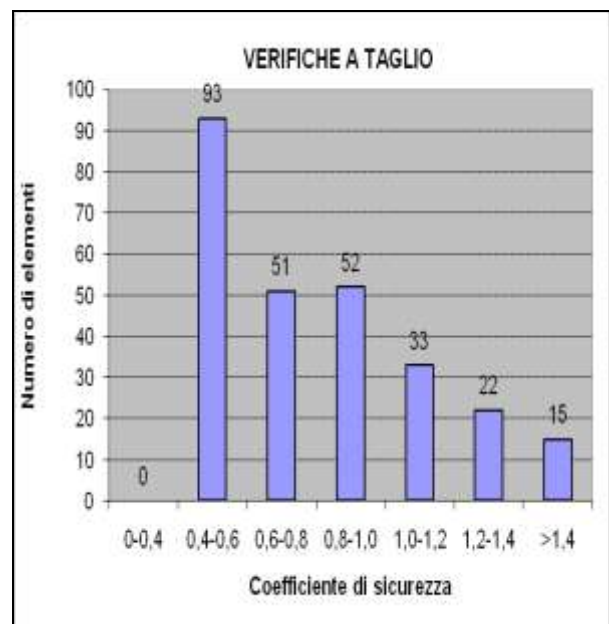
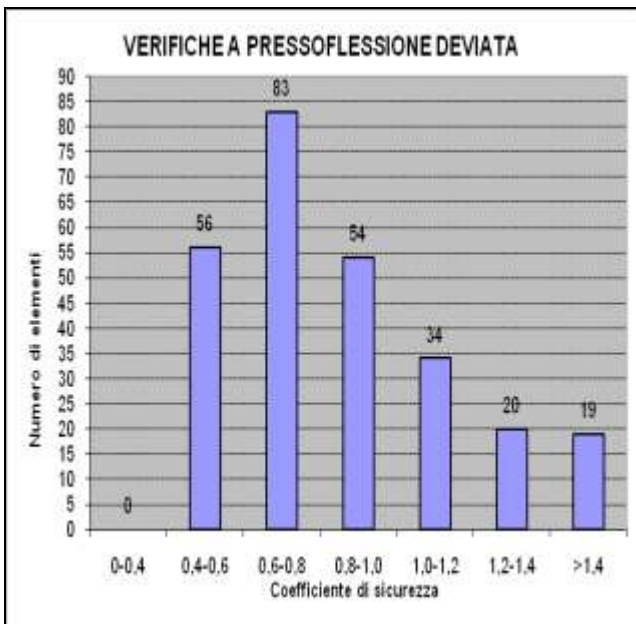
BLOCCO AULE VECCHIE PIANO INTERRATO

Verifiche di resistenza dei pilastri del piano interrato

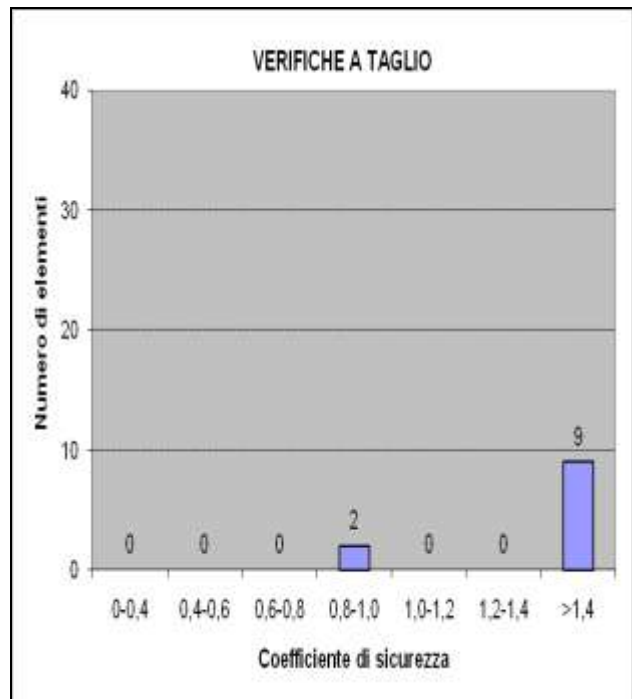
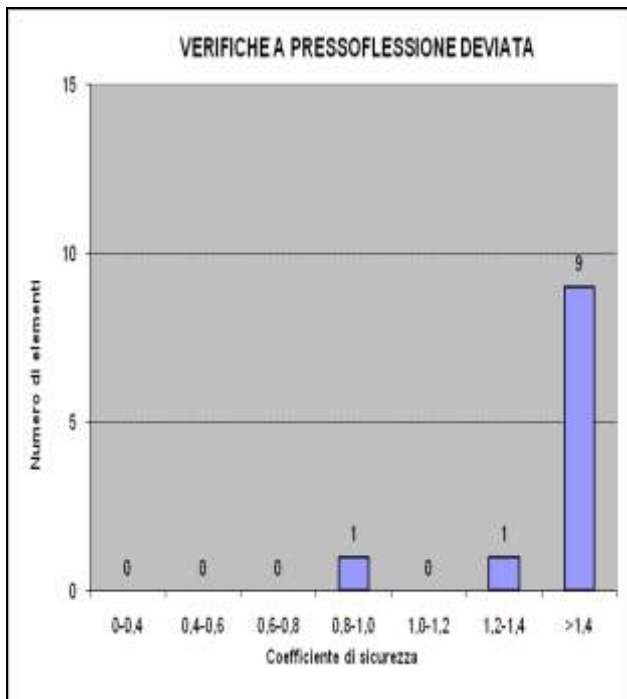


BLOCCO AULE VECCHIE PIANI FUORI TERRA

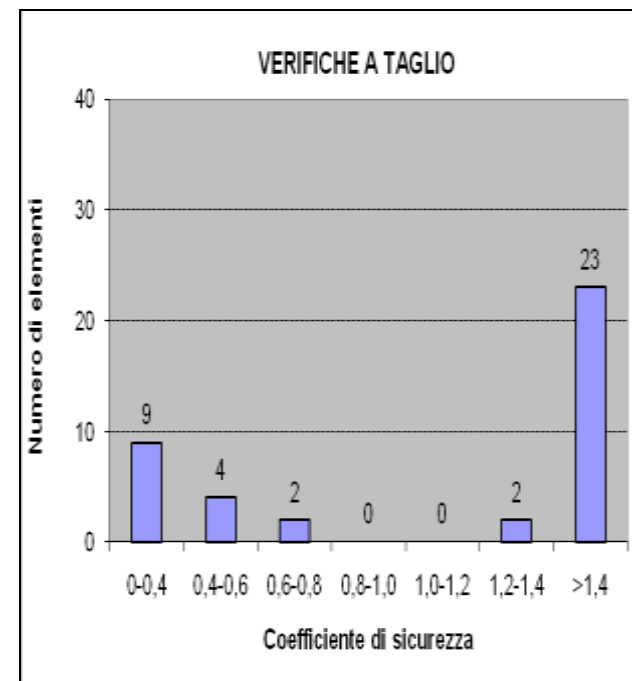
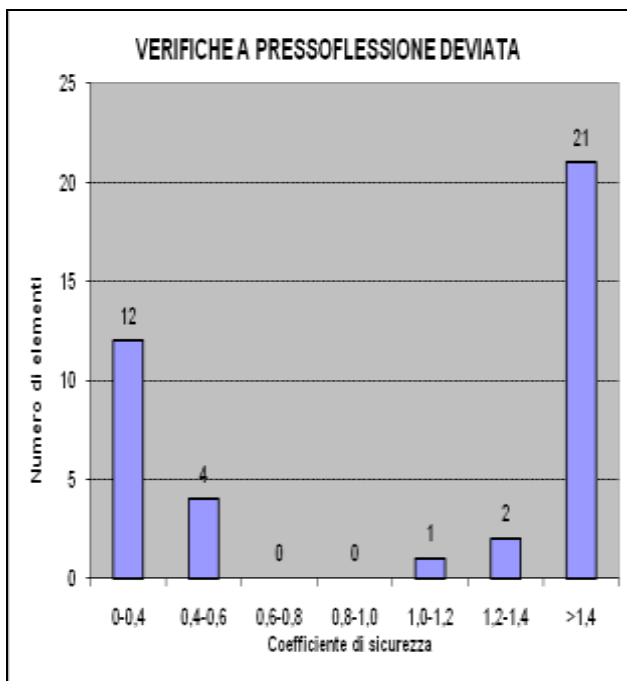
Verifiche di resistenza dei pilastri del piano terra e del piano primo



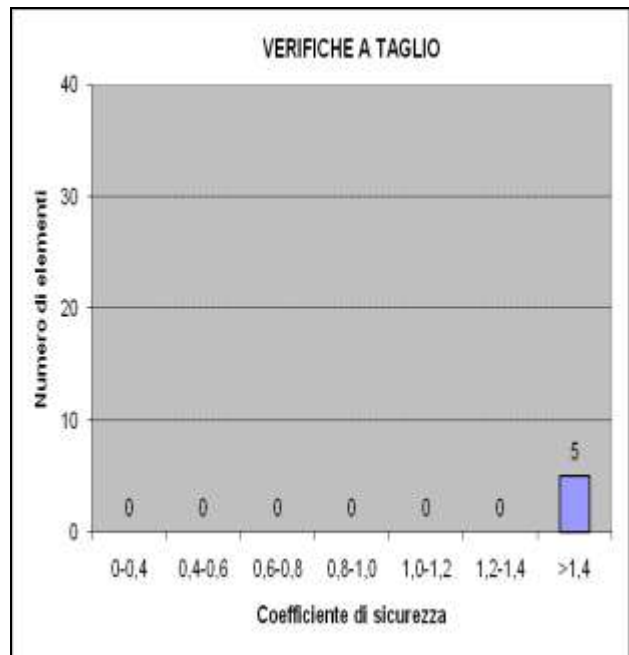
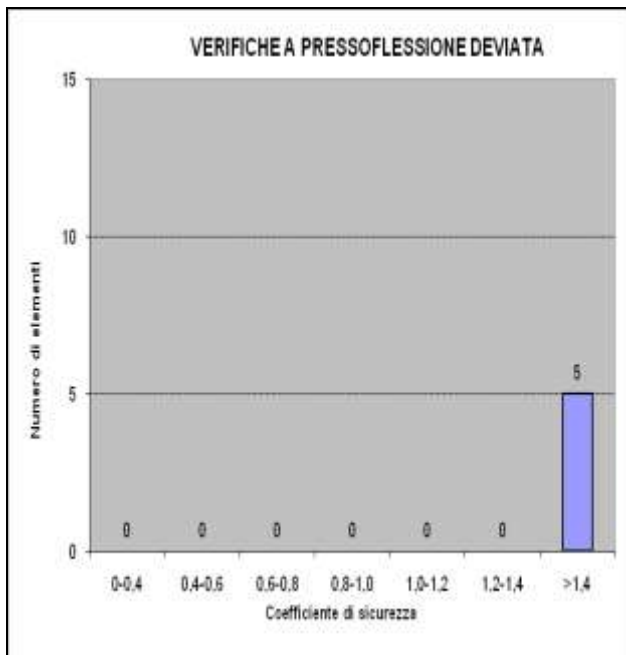
BLOCCO AULE NUOVE PIANO INTERRATO
Verifiche di resistenza dei pilastri del piano interrato



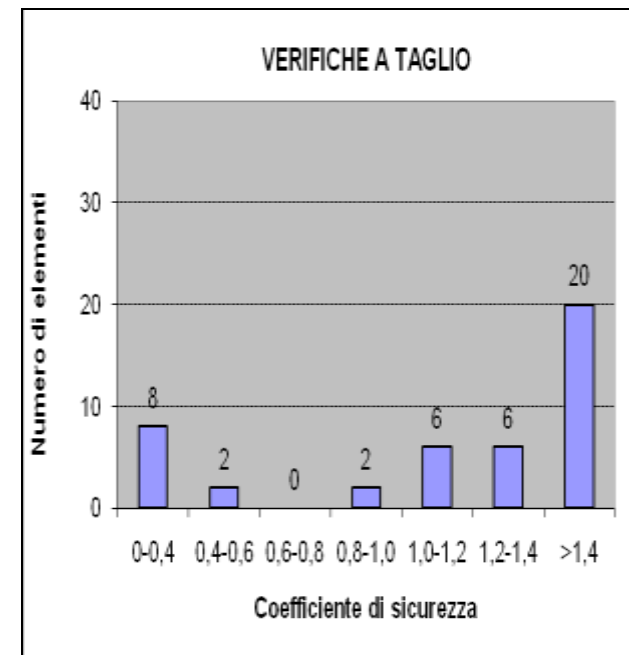
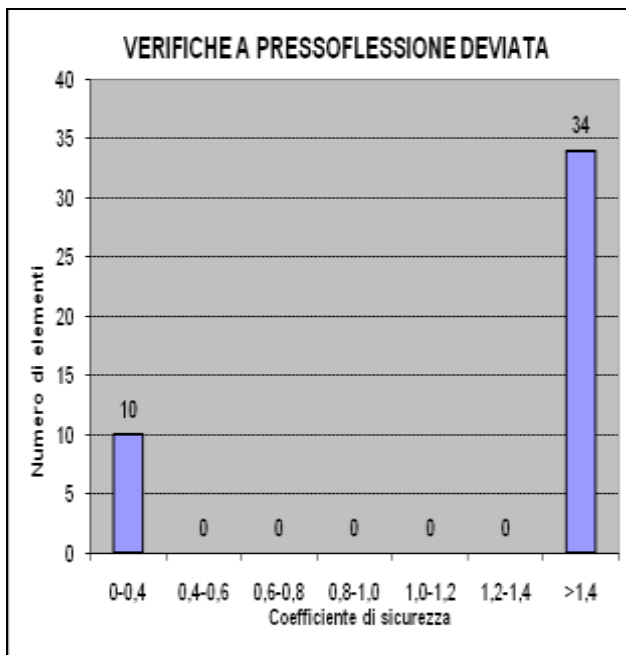
BLOCCO AULE NUOVE PIANI FUORI TERRA
Verifiche di resistenza dei pilastri del piano terra e del piano primo



BLOCCO LABORATORI PIANO INTERRATO
Verifiche di resistenza dei pilastri del piano interrato

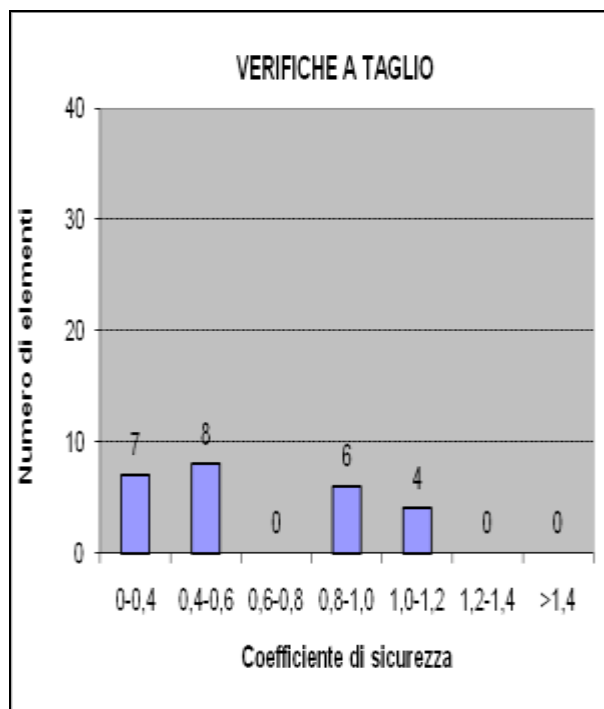
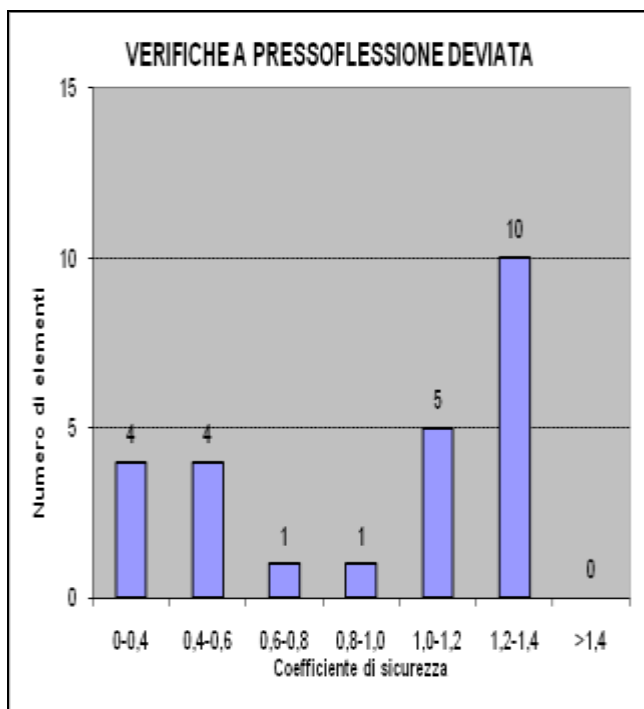


BLOCCO LABORATORI PIANI FUORI TERRA
Verifiche di resistenza dei pilastri del piano terra e del piano primo



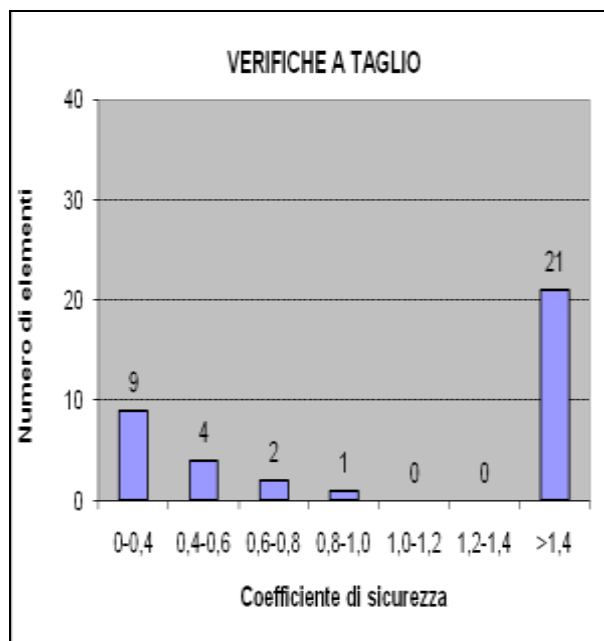
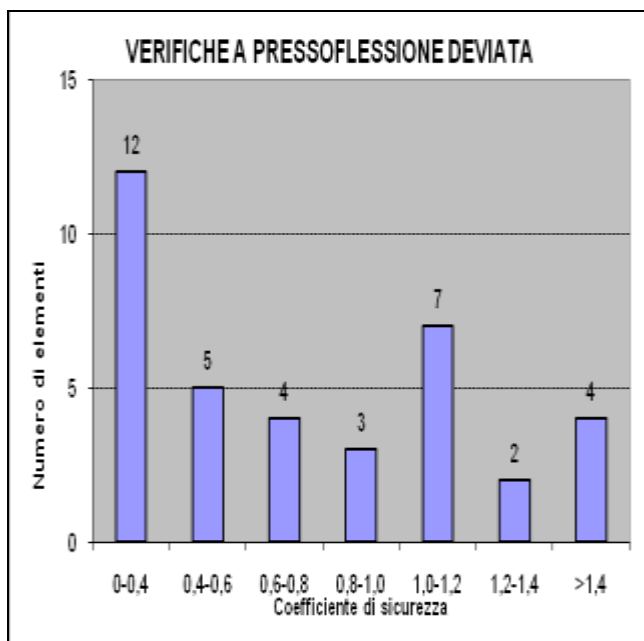
BLOCCO TEATRO PIANO INTERRATO

Verifiche di resistenza dei pilastri del piano interrato



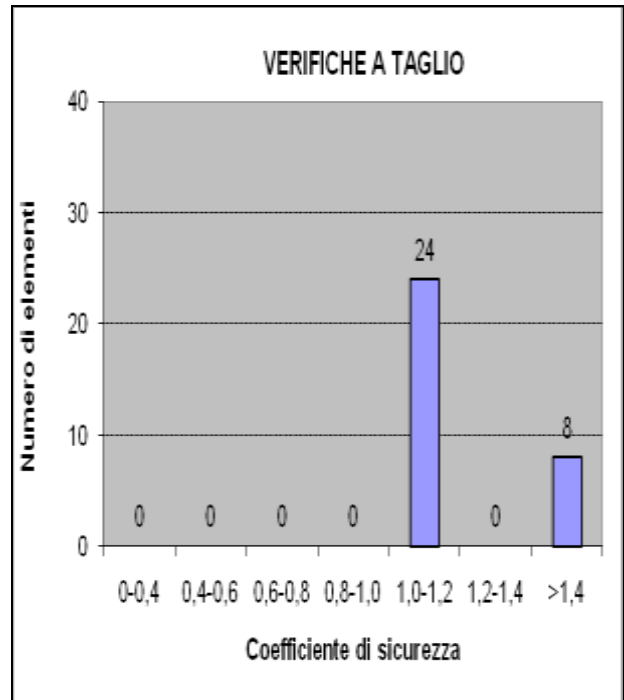
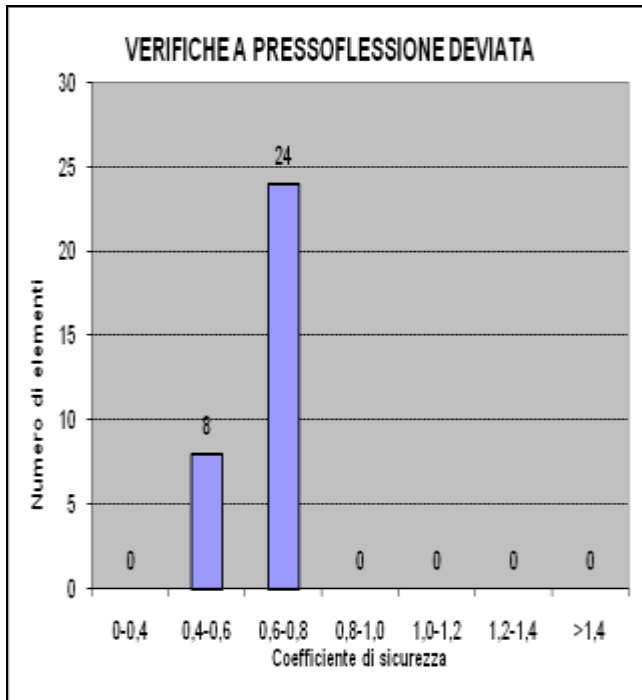
BLOCCO TEATRO PIANI FUORI TERRA

Verifiche di resistenza dei pilastri del piano terra e del piano primo



BLOCCO PALESTRA

Verifiche di resistenza dei pilastri fuori terra

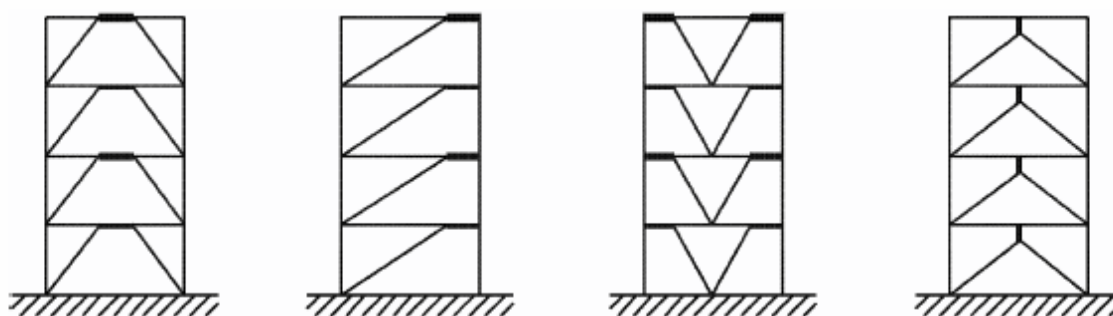


Capitolo 6

Il progetto di rinforzo proposto

6.1) Modello con controventi

Per migliorare le condizioni dell'edificio, sono stati inseriti nella struttura esistente dei controventi eccentrici in acciaio, con lo scopo di assorbire le consistenti forze orizzontali di natura sismica. In tali strutture di rinforzo le azioni orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, progettate con la presenza di eccentricità di schema, che permettono la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico in fase plastica con un meccanismo dissipativo a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici sono fermamente dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.



I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglienti e/o flessionali.

Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la

plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza “e” del dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$	Link corti	Plasticizzazione per taglio
$1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$	Link intermedi	Plasticizzazione per effetto combinato di flessione e taglio
$e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$	Link lunghi	Plasticizzazione per flessione

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione.

Per le sezioni ad I il momento resistente, $M_{l,Rd}$, ed il taglio resistente, $V_{l,Rd}$, dell'elemento di connessione sono definiti, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{l,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f)$$

$$V_{l,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f)$$

La resistenza ultima degli elementi di connessione (M_u , V_u), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di M e V . Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \text{«corti»: } M_u &= 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \\ V_u &= 1,5 \cdot V_{l,Rd} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{«lunghi»: } M_u &= 1,5 \cdot M_{l,Rd} \\ V_u &= 2 \cdot \frac{M_{l,Rd}}{e} \end{aligned}$$

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

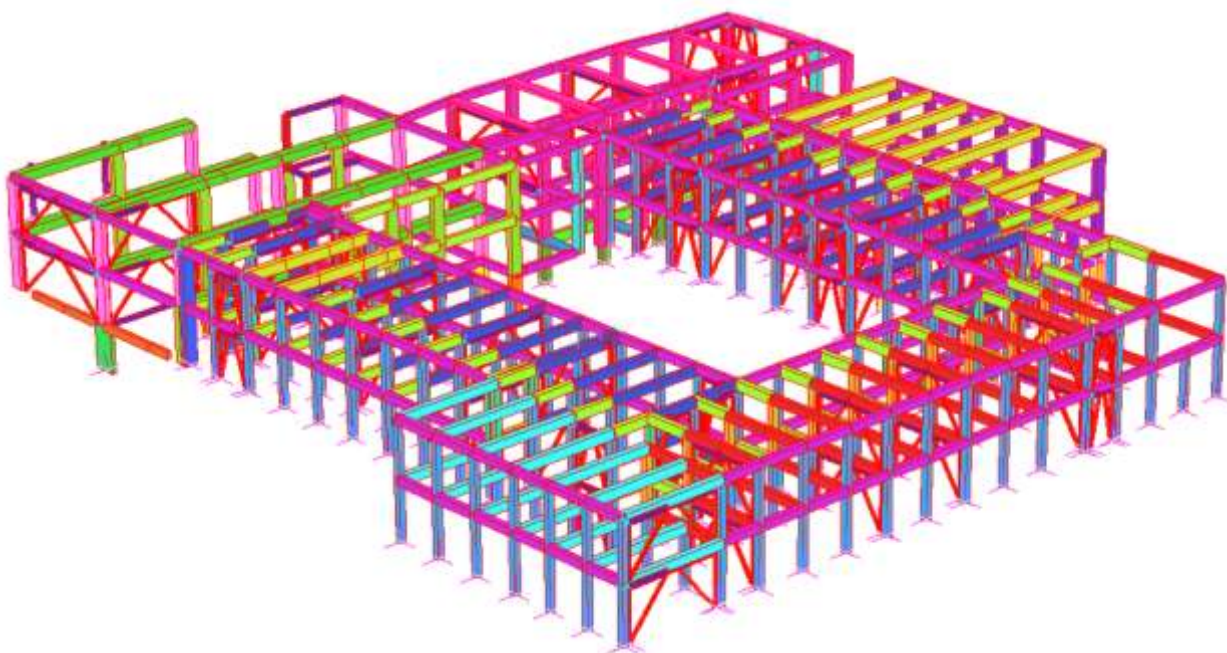
Nel nostro caso si sono ipotizzati “link lunghi” utilizzando un profilo IPE330 per realizzare la trave orizzontale e profili del tipo HEB160 per gli altri elementi. I telai di rinforzo così dimensionati sono stati inseriti nel modello.

Si prevedono ulteriori rinforzi alle strutture in quanto i soli controventi in acciaio non riescono a riportare tutti gli elementi strutturali entro i limiti imposti dalle verifiche condotte. Si sono perciò ipotizzati rinforzi locali per flessione e taglio di alcuni pilastri e travi. Questi rinforzi locali si otterranno mediante l'aumento di armatura longitudinale e trasversale e mediante ringrosso delle sezioni geometriche.

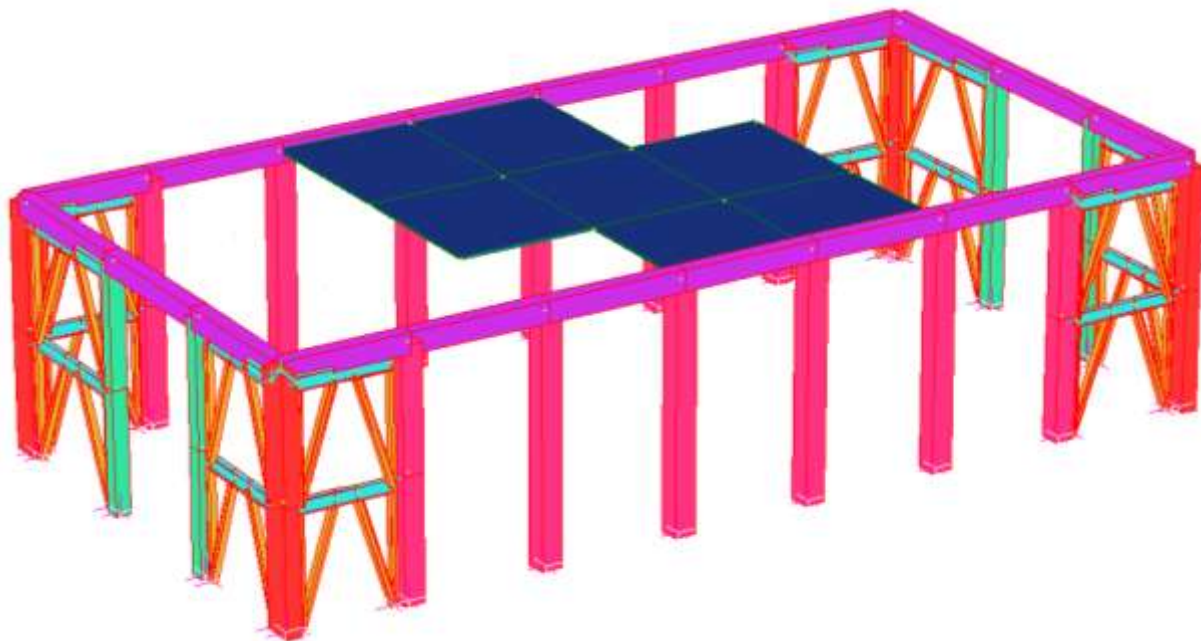
Discorso a parte si deve fare per l'interrato: per tale porzione di edificio, si effettuerà la rimozione delle pareti di tamponamento attualmente esistenti, realizzate con materiale di varia natura e di scarsa qualità e si procederà a realizzare un getto di calcestruzzo lungo tutto il perimetro esterno dell'interrato. Tale getto sarà solidarizzato e collegato alla struttura portante esistente, costituita da pilastri in calcestruzzo armato, mediante barre ad aderenza migliorata inghisate mediante resine epossidiche alle opere esistenti.

Vediamo qui di seguito i modelli:

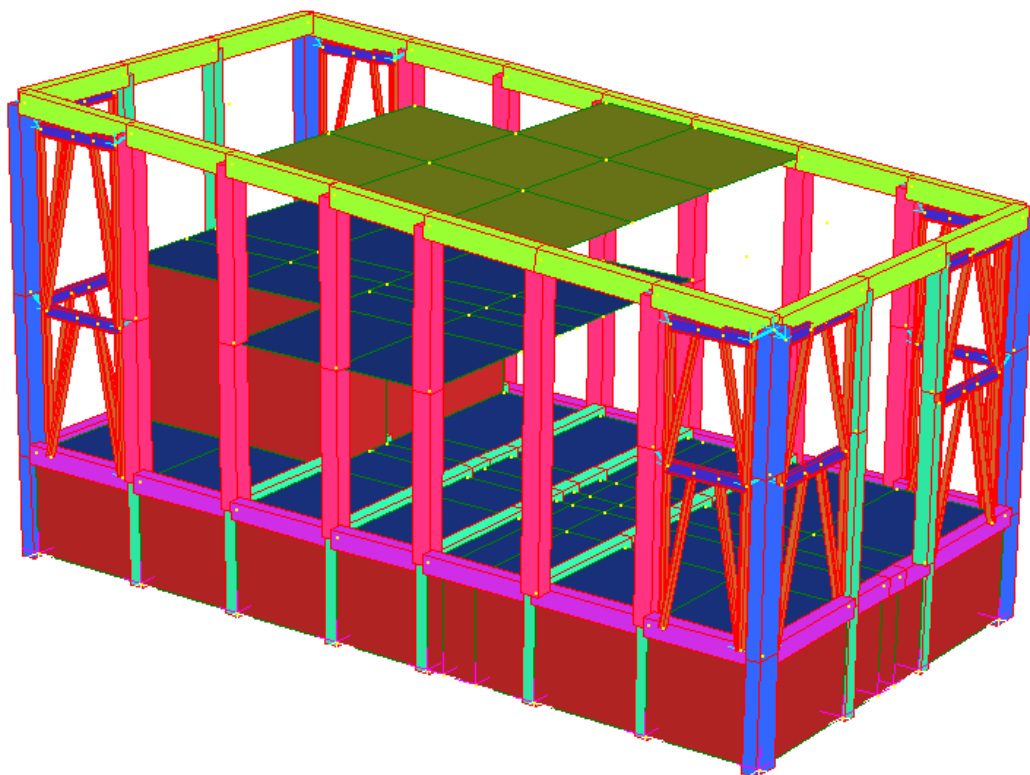
AULE



PALESTRA



TEATRO

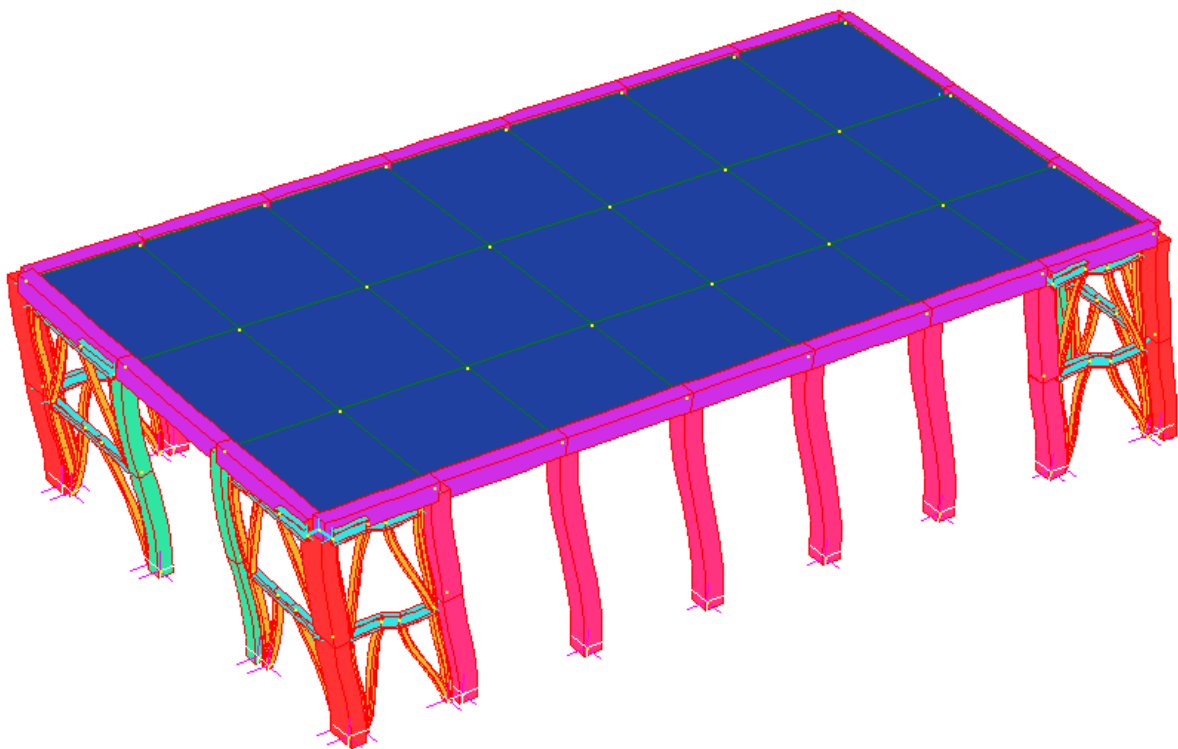


6.2 Analisi sul nuovo modello

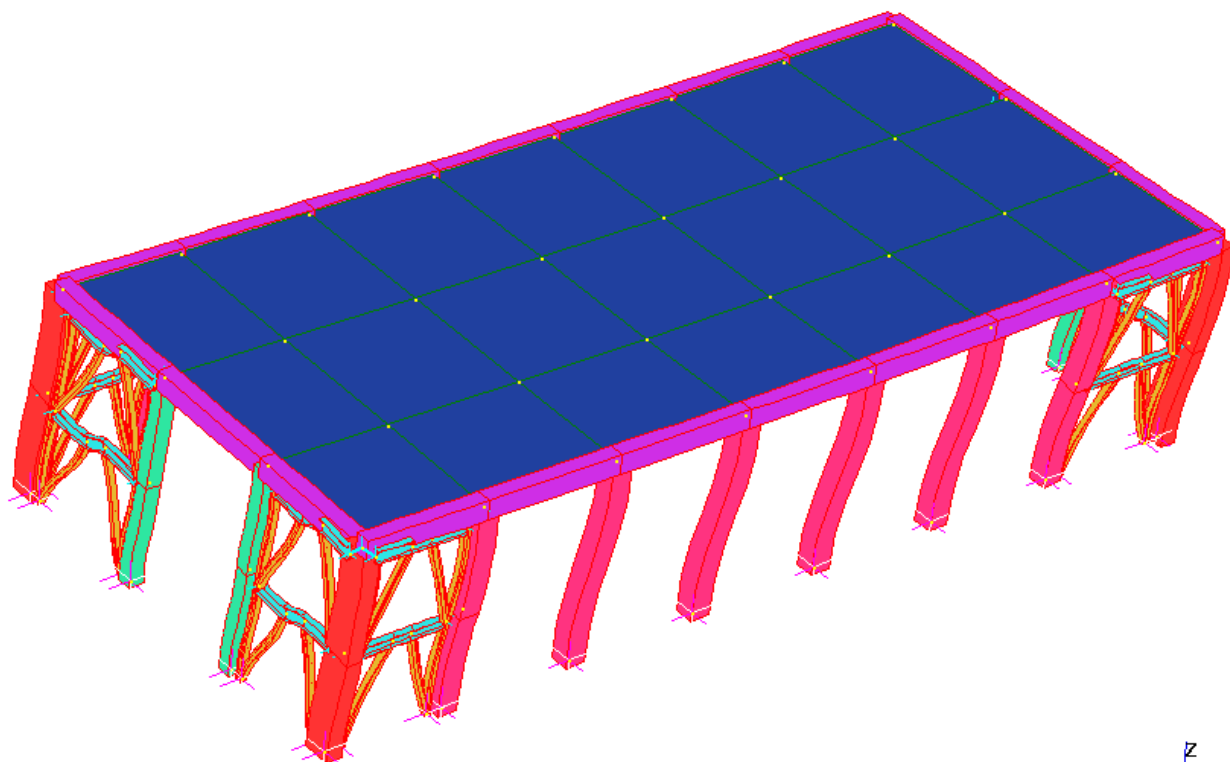
Si riportano sotto gli andamenti deformativi di vari modi di vibrare.

PALESTRA STATO DI PROGETTO

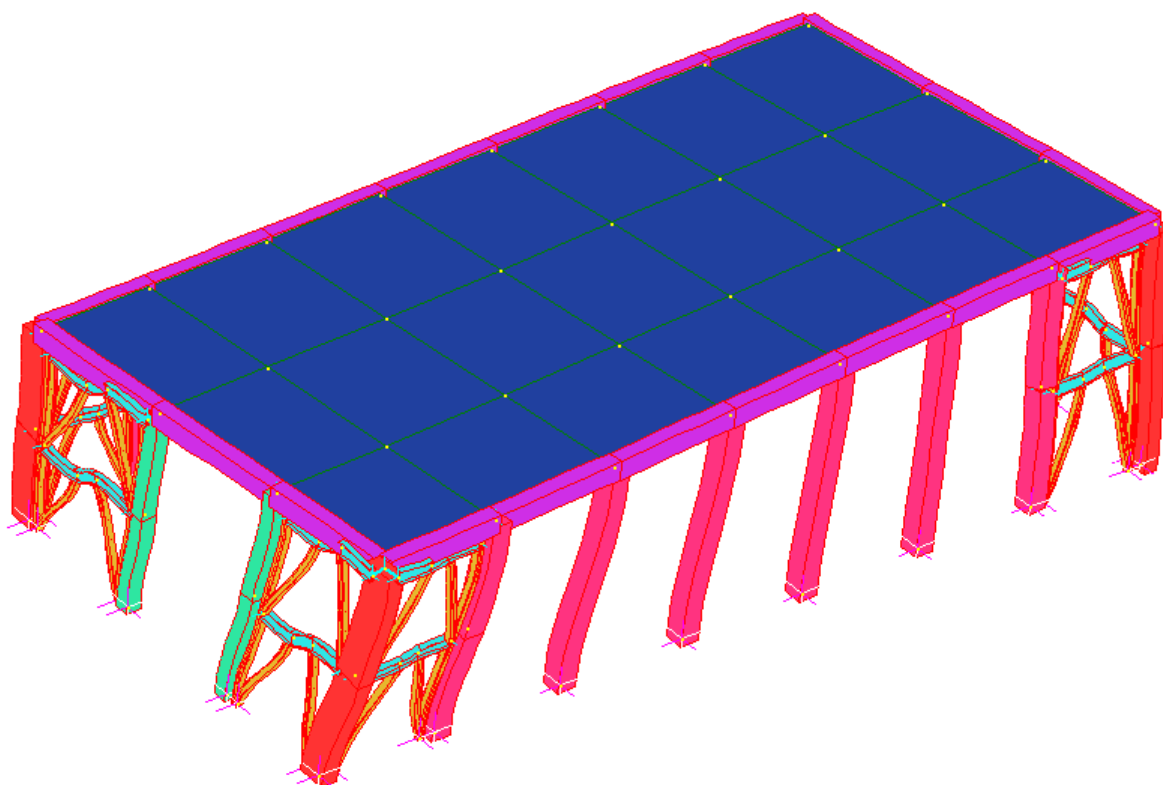
Modo 1



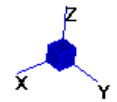
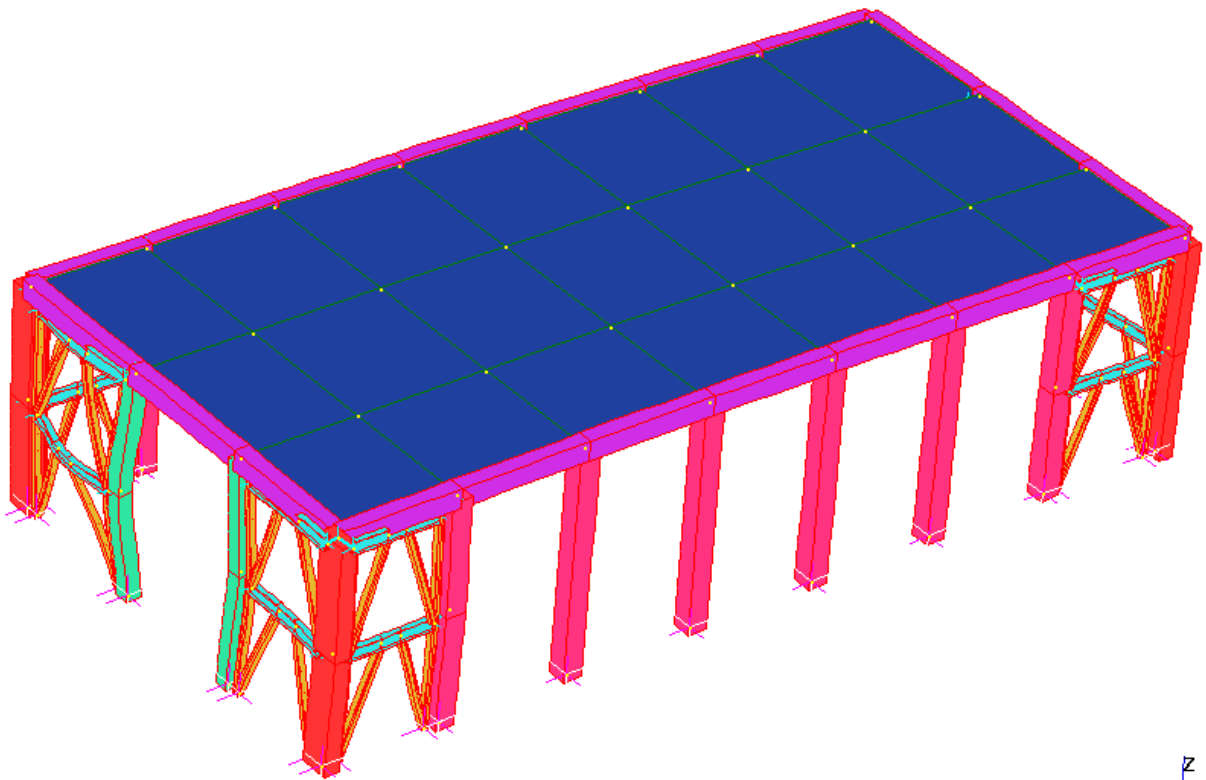
Modo 2



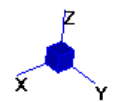
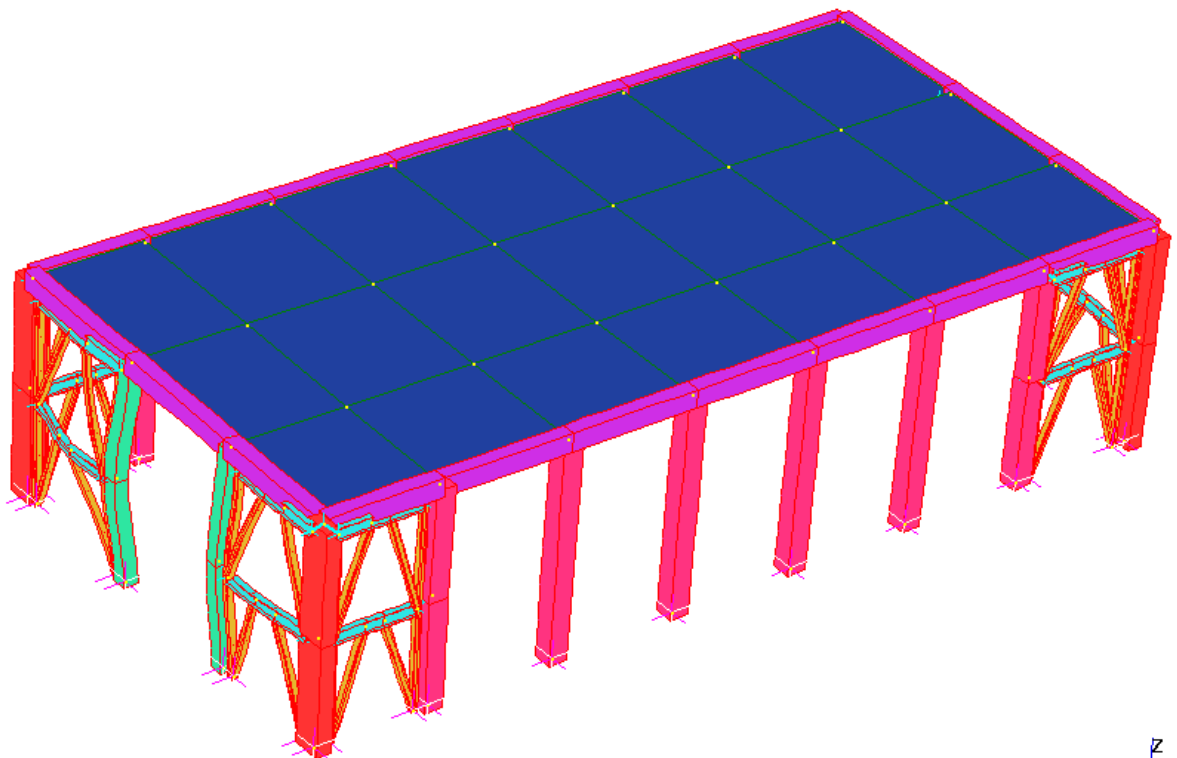
Modo 3



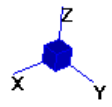
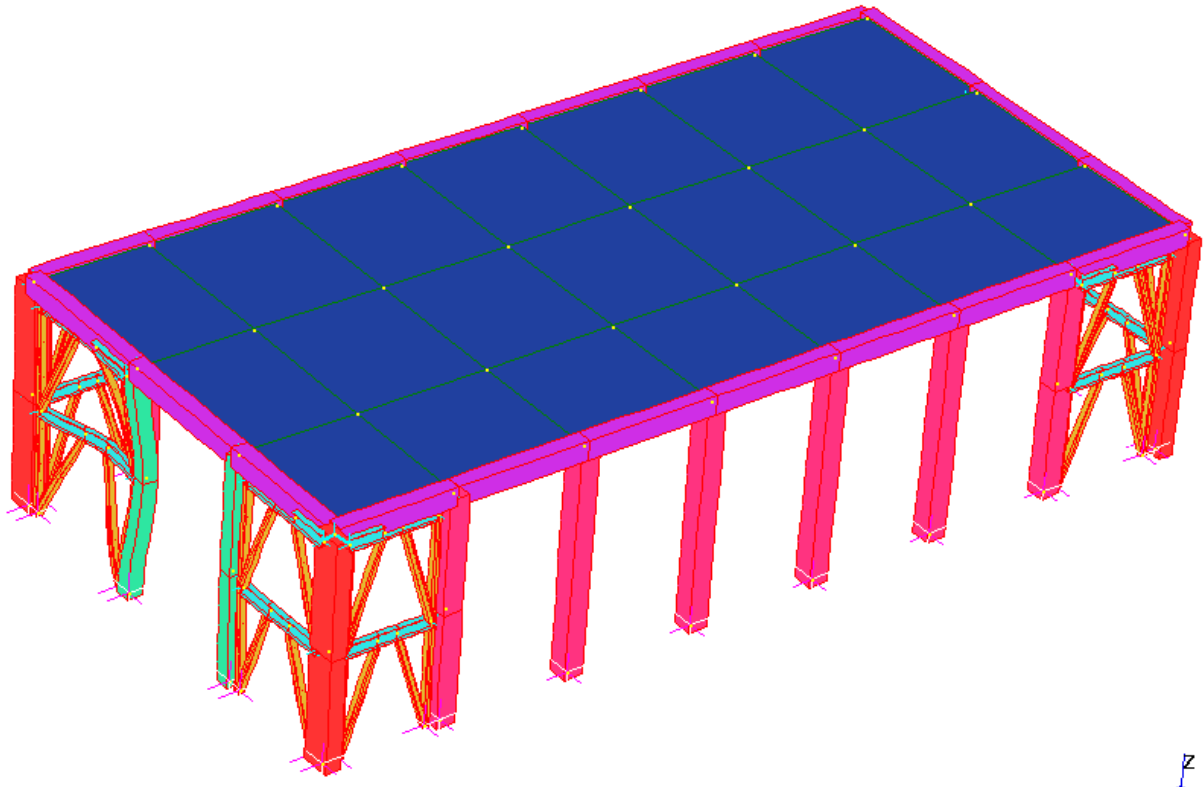
Modo 4



Modo 5

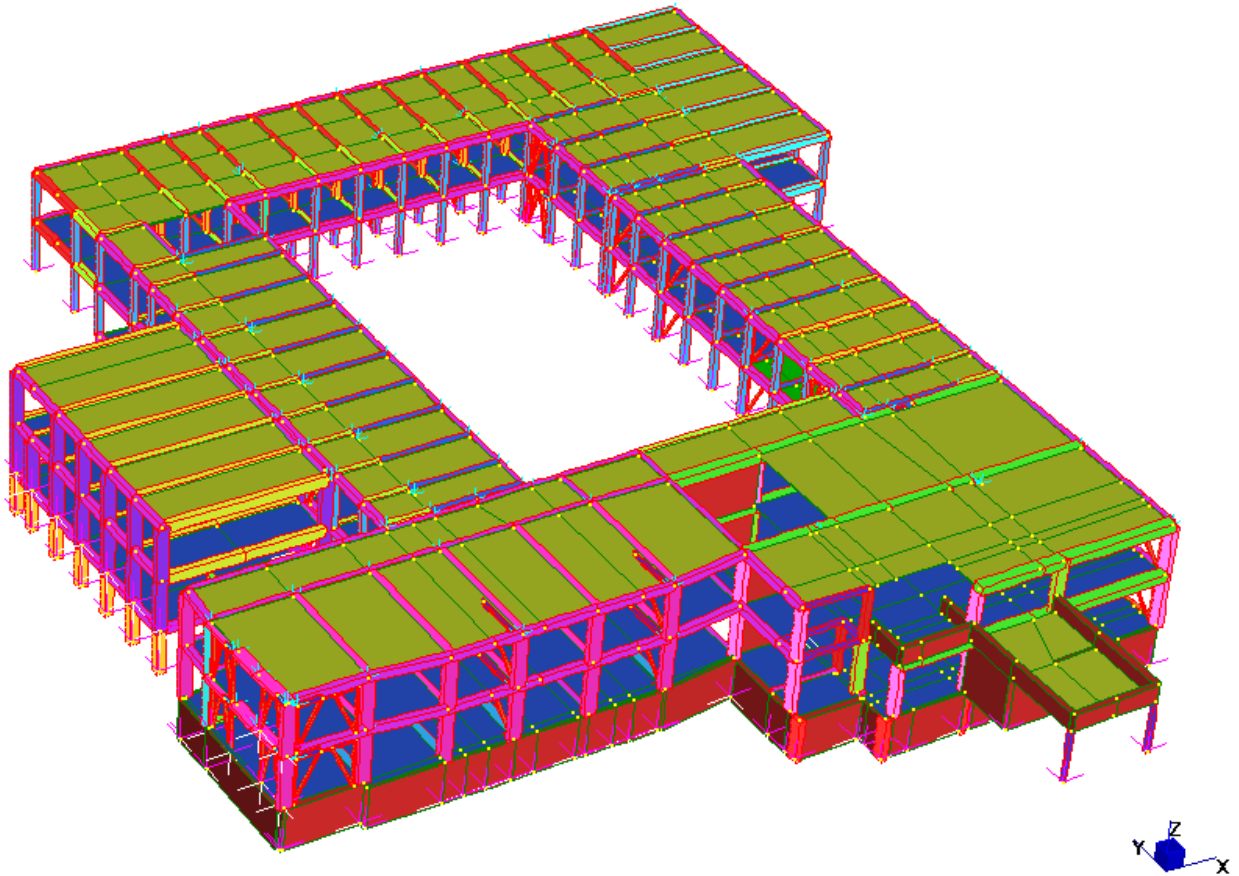


Modo 6

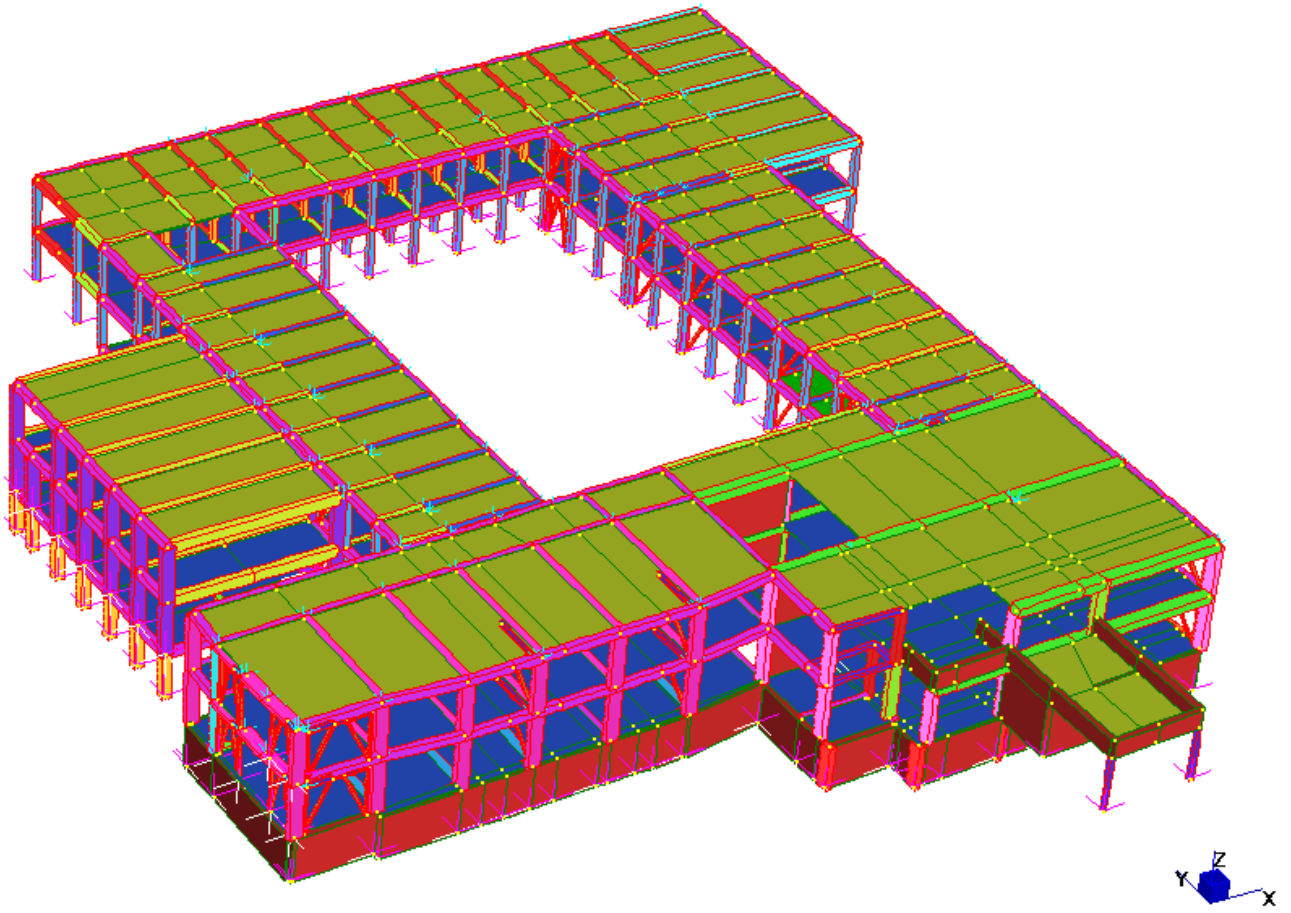


AULE E LABORATORI STATO DI PROGETTO

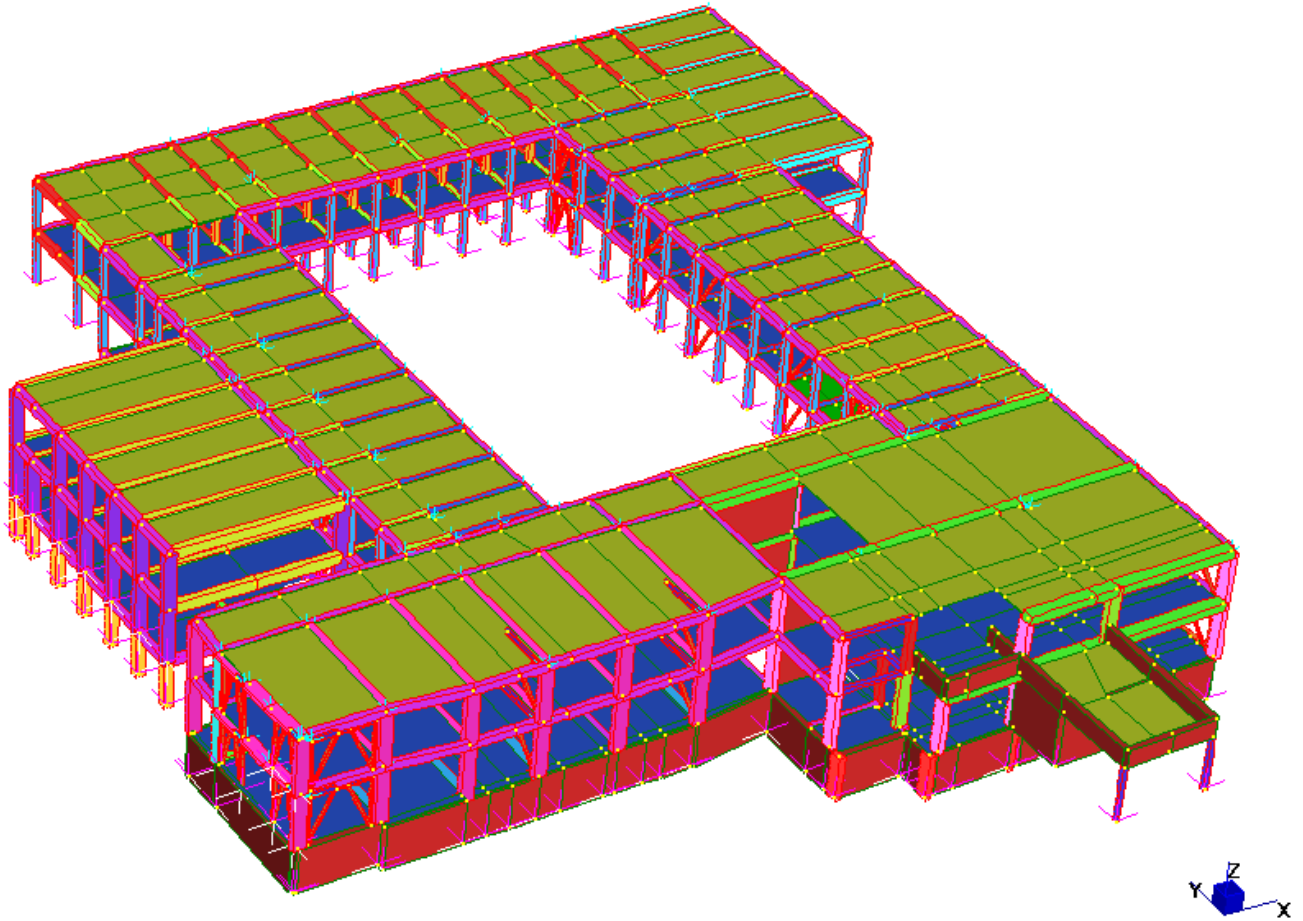
Modo 1



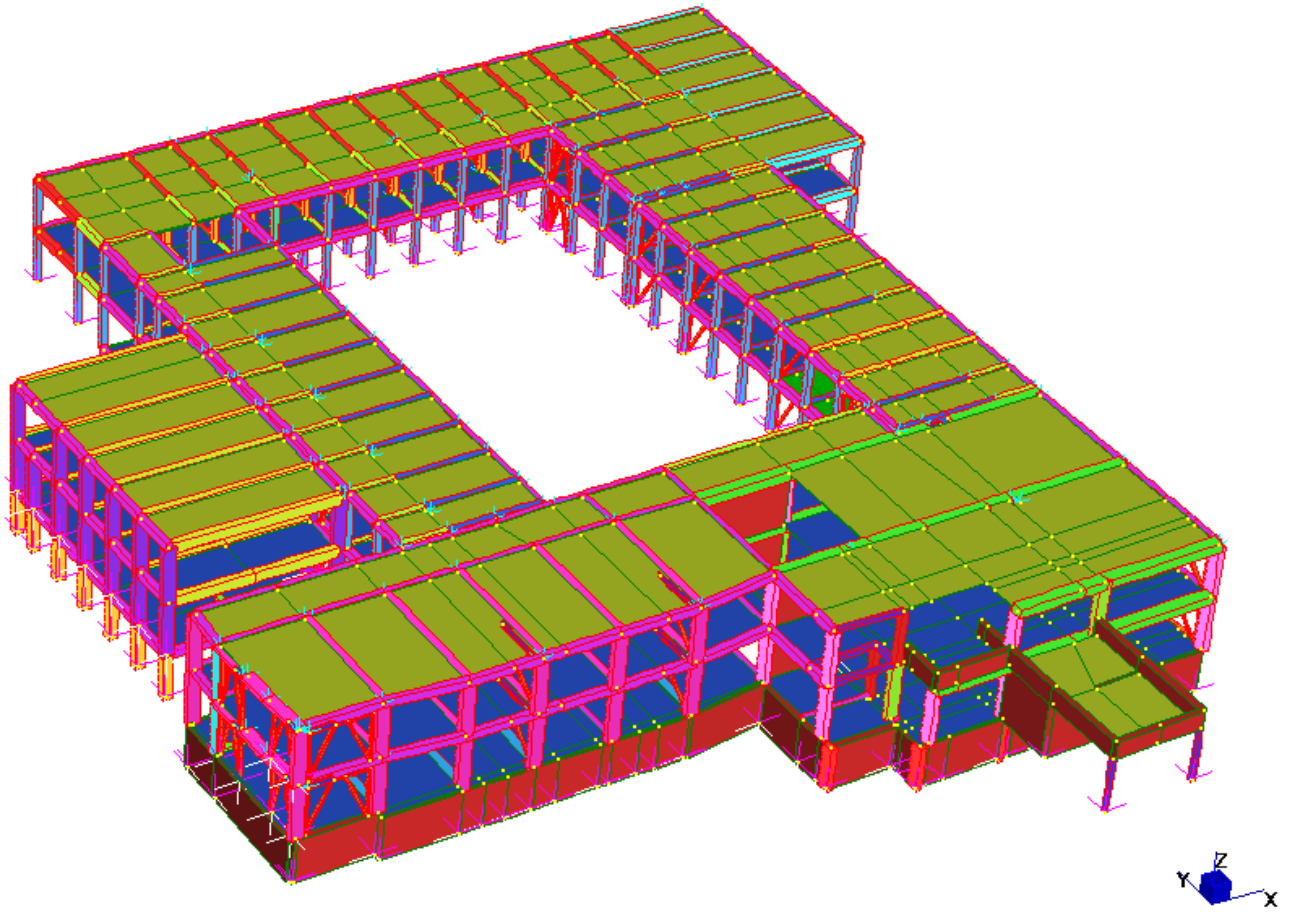
Modo 2



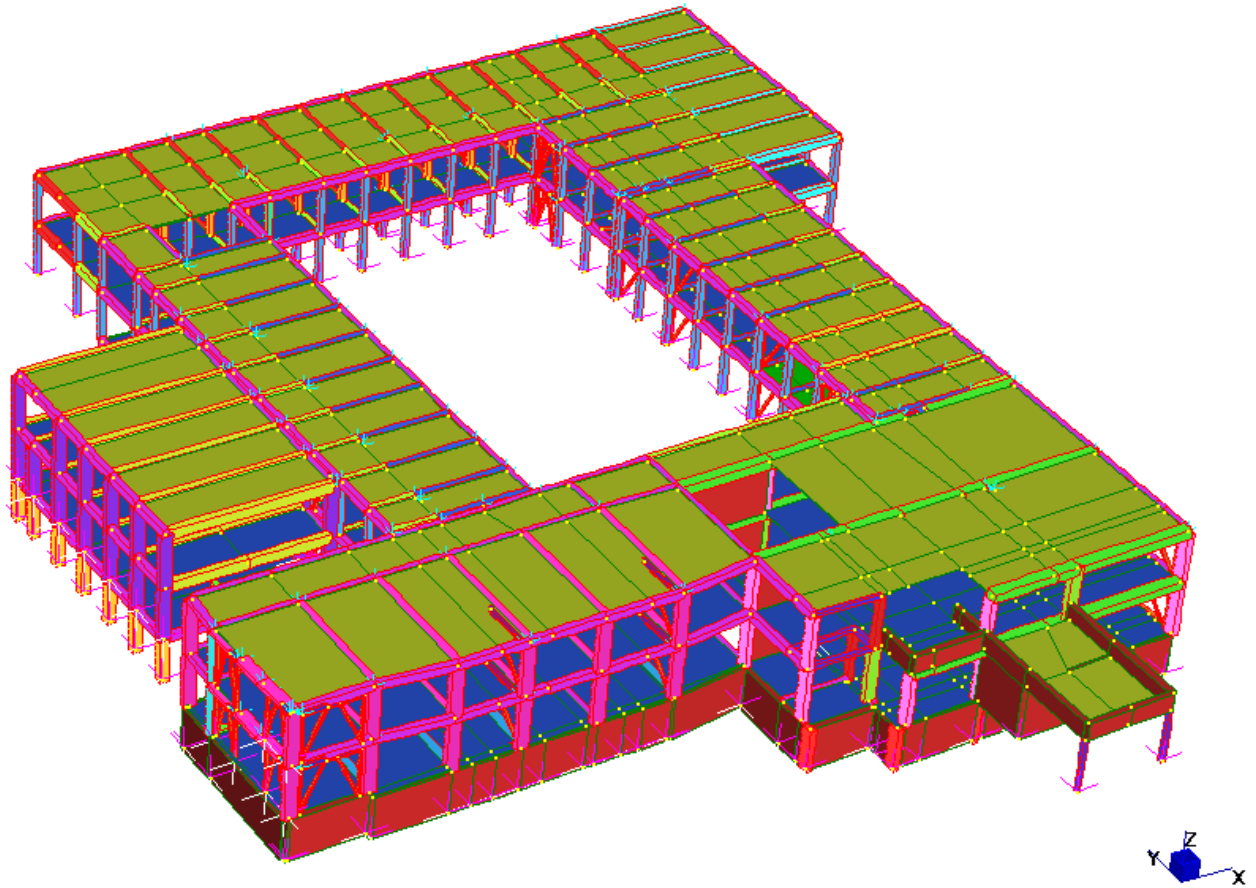
Modo 3



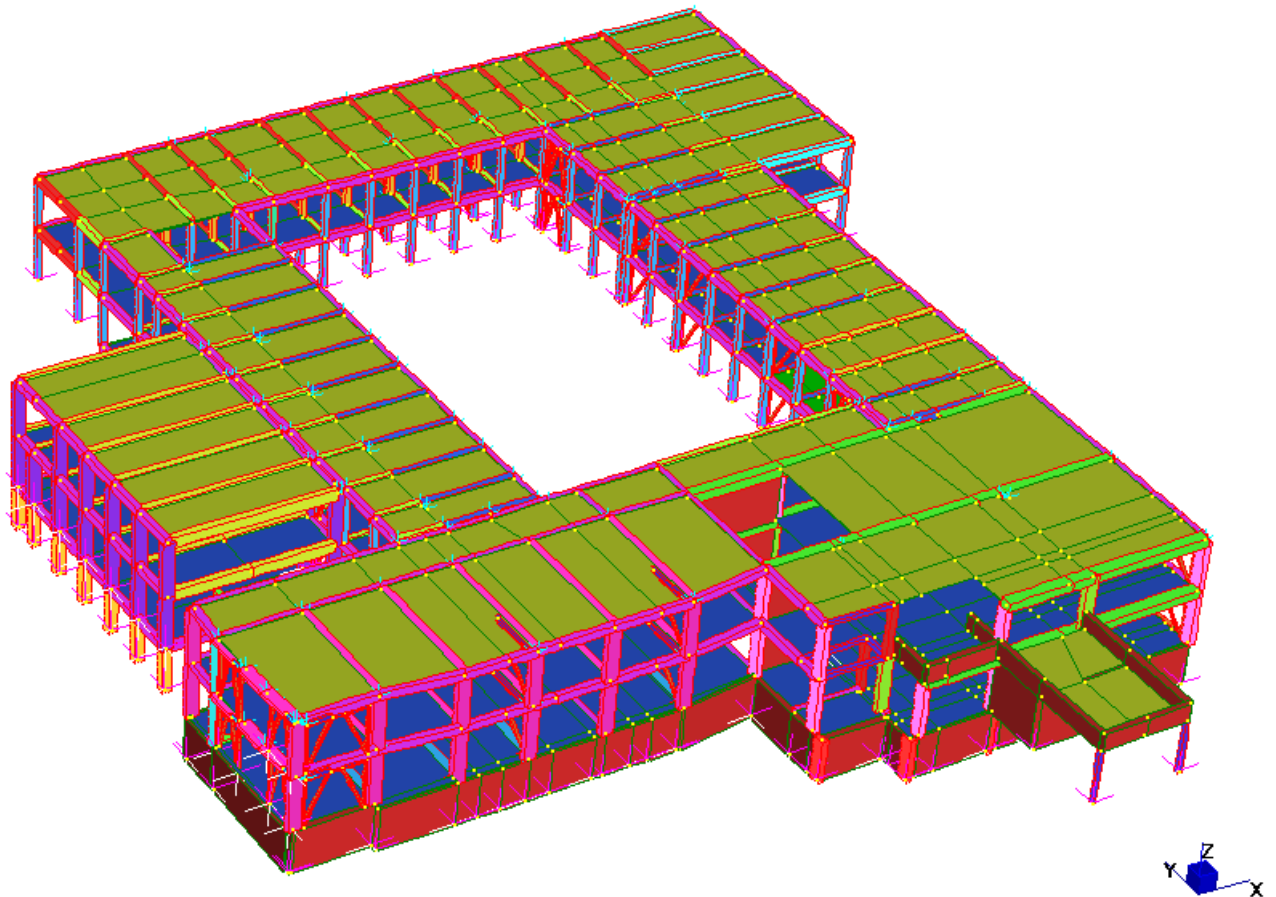
Modo 4



Modo 5

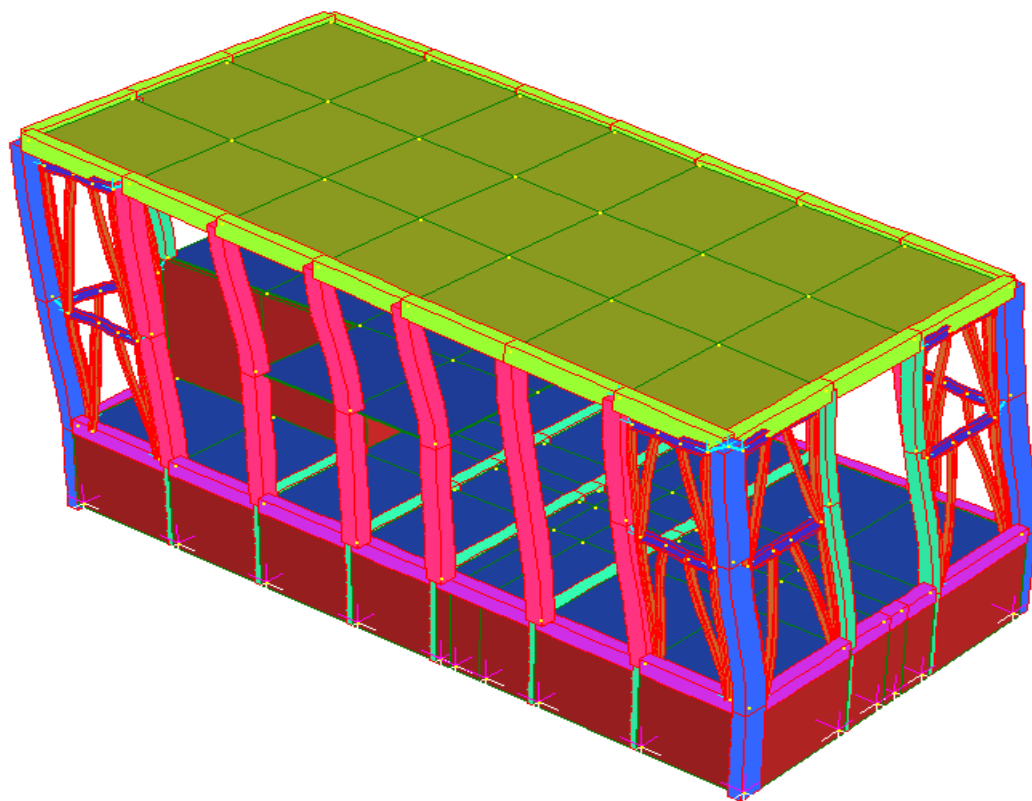


Modo 6

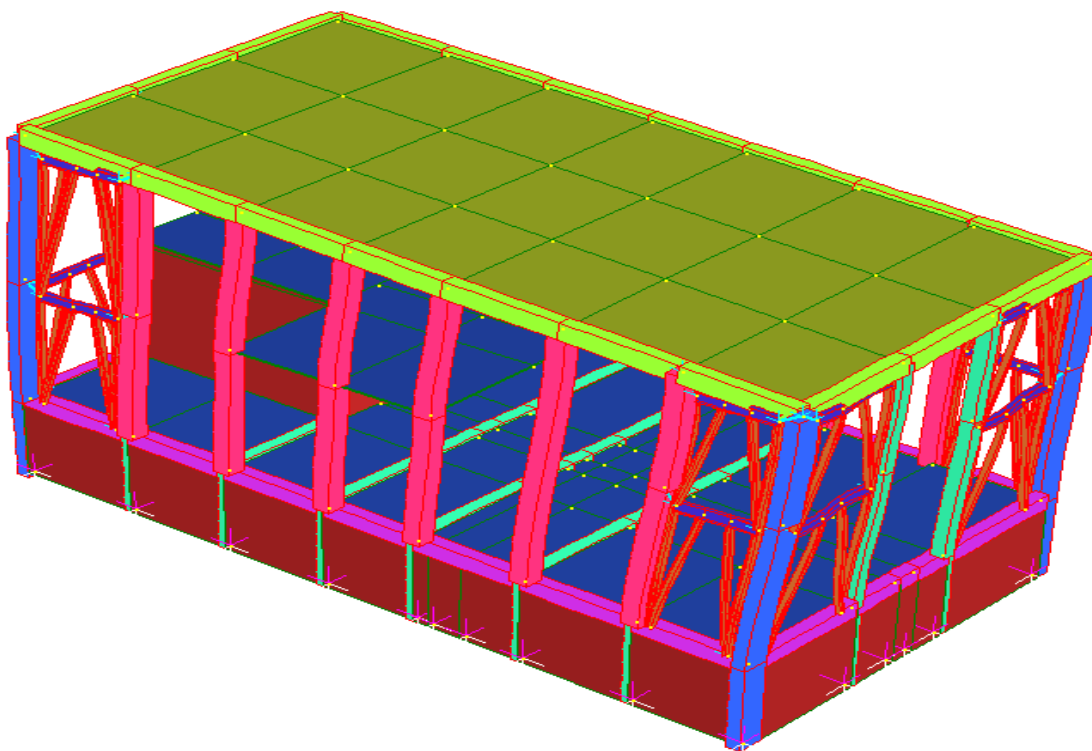


TEATRO STATO DI PROGETTO

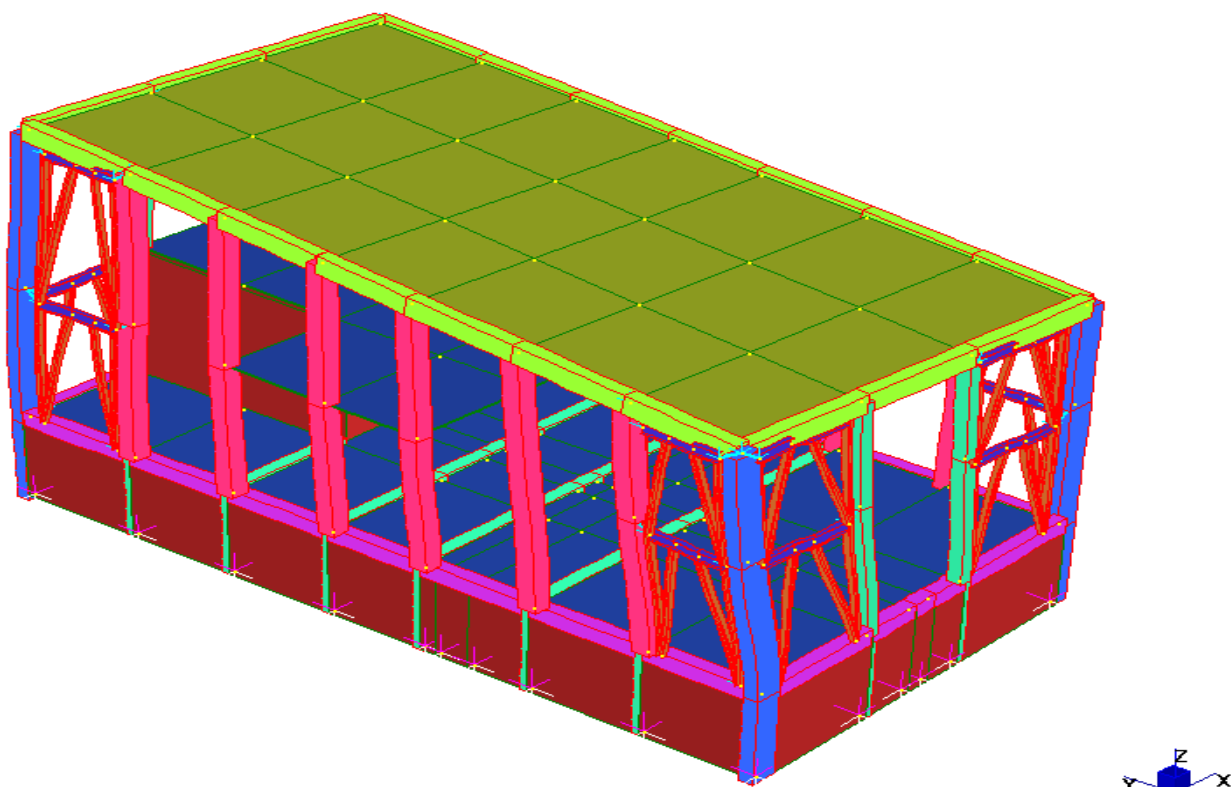
Modo 1



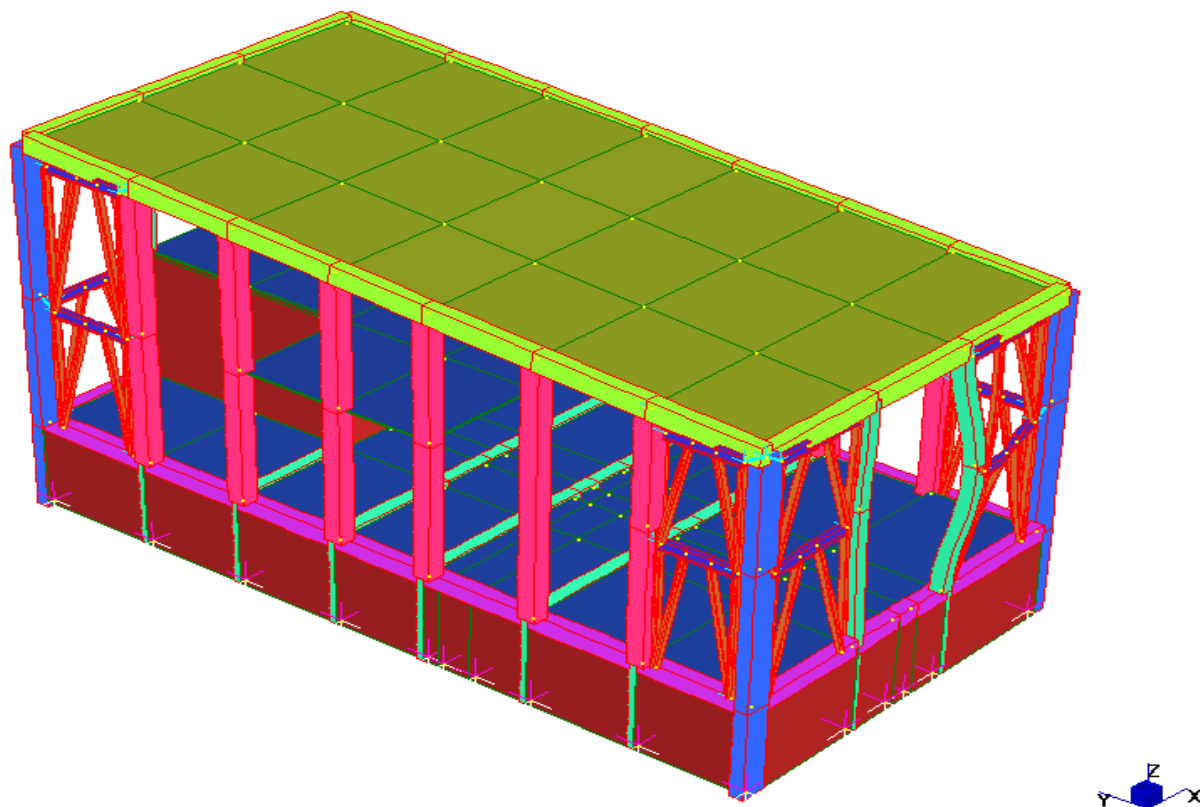
Modo 2



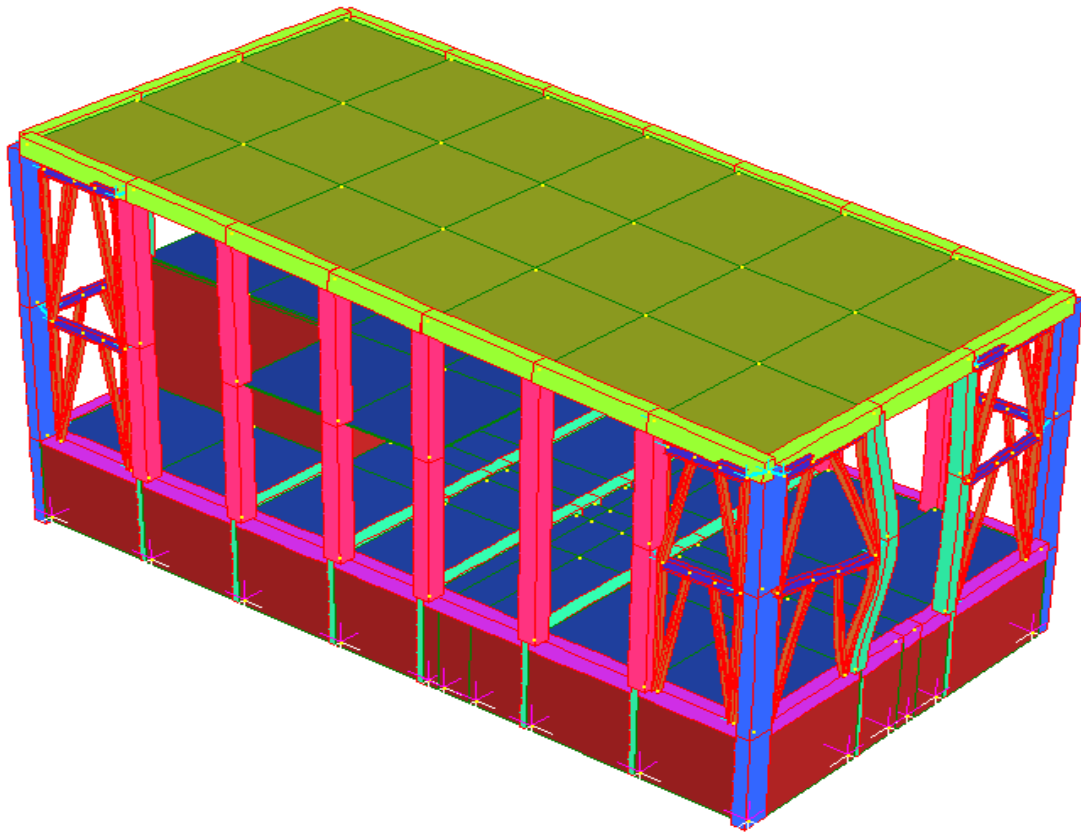
Modo 3



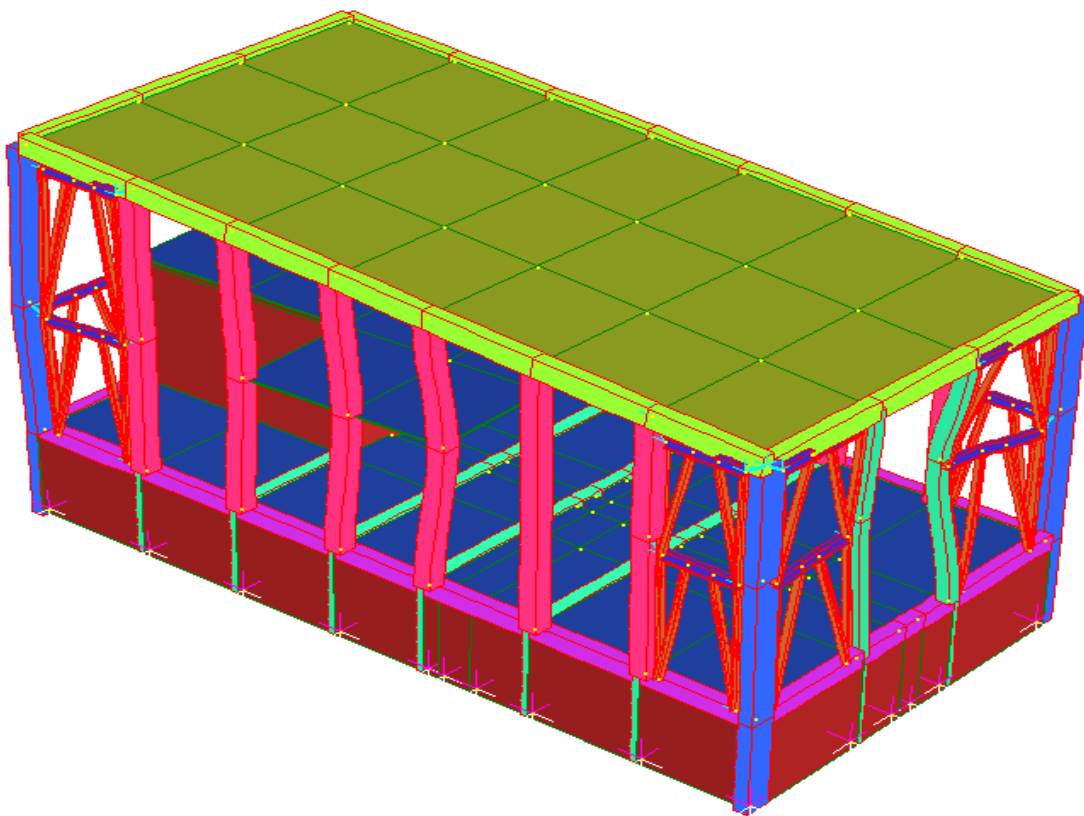
Modo 4



Modo 5



Modo 6

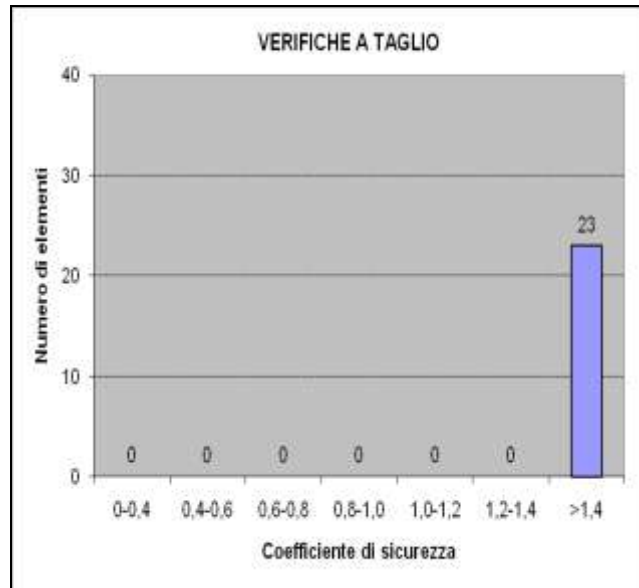
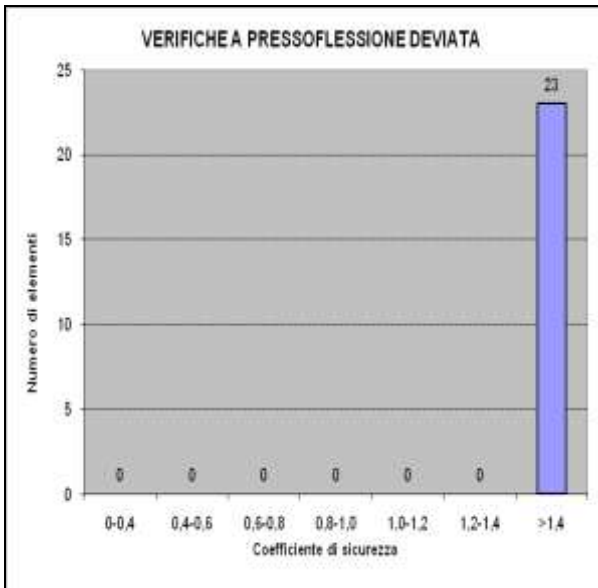


6.3 Risultati stato di progetto

Di seguito vengono riportati i grafici relativi alle verifiche effettuate, pressoflessione deviata e taglio. Sono riportati il numero di elementi, in relazione al coefficiente di sicurezza. Sono stati considerati accettabili i valori di coefficiente di sicurezza da 0.8 in avanti.

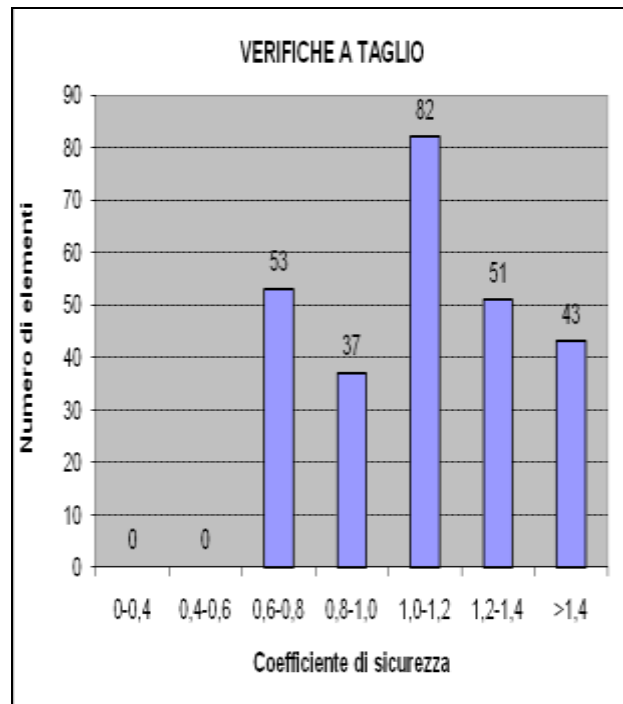
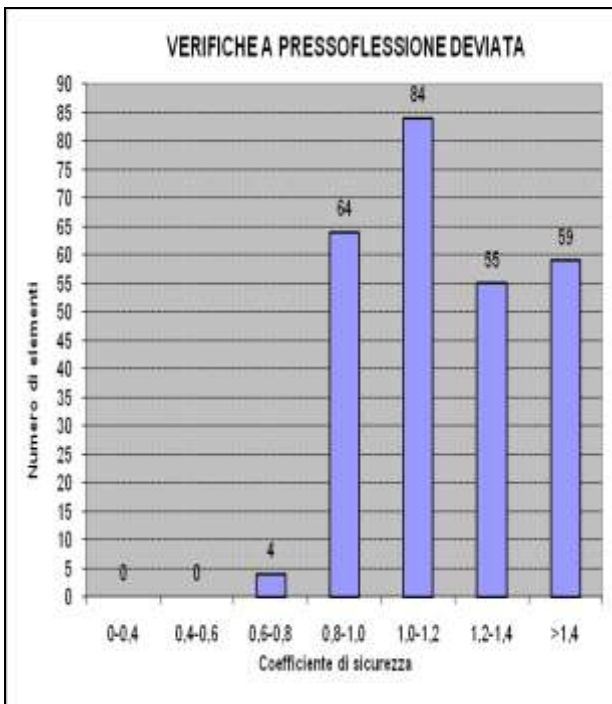
BLOCCO AULE VECCHIE PIANO INTERRATO

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Interrato



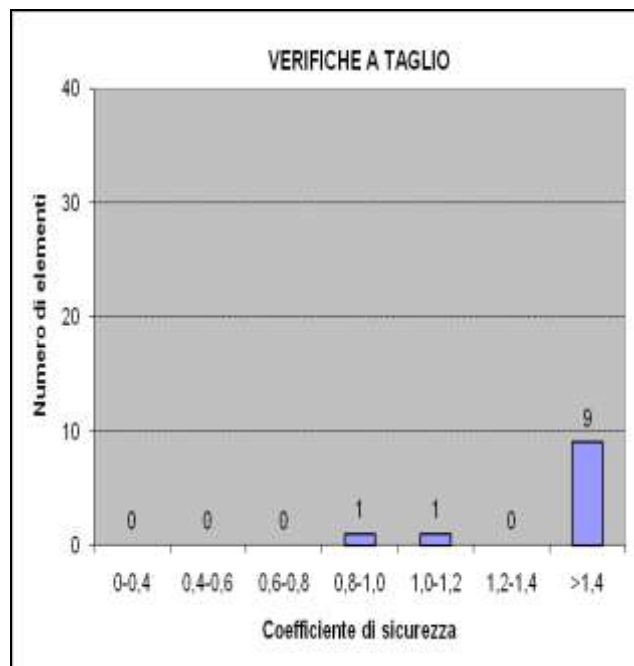
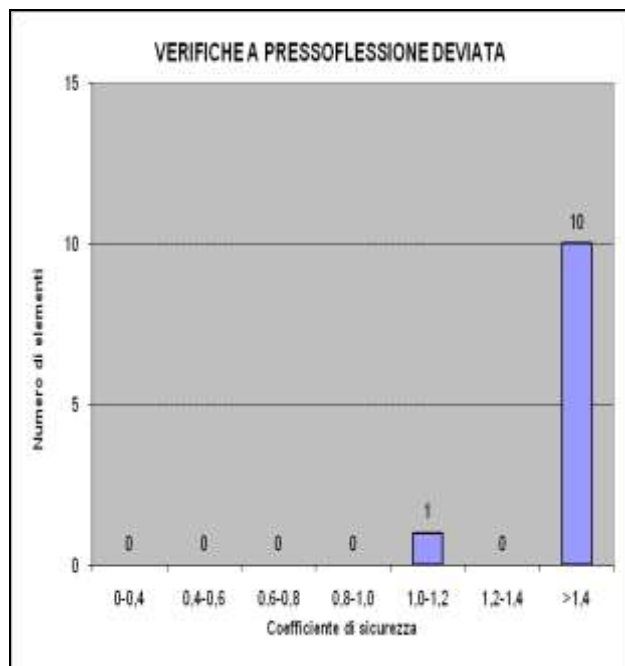
BLOCCO AULE VECCHIE PIANI FUORI TERRA

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Terra e del Piano Primo



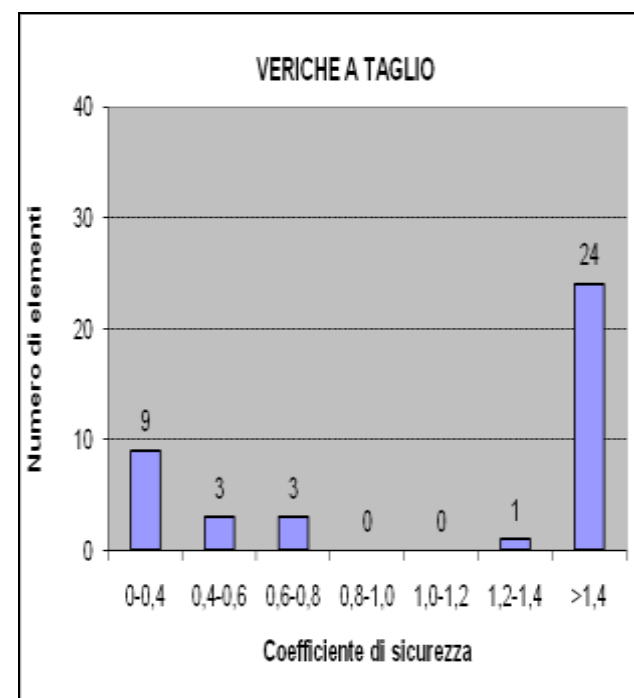
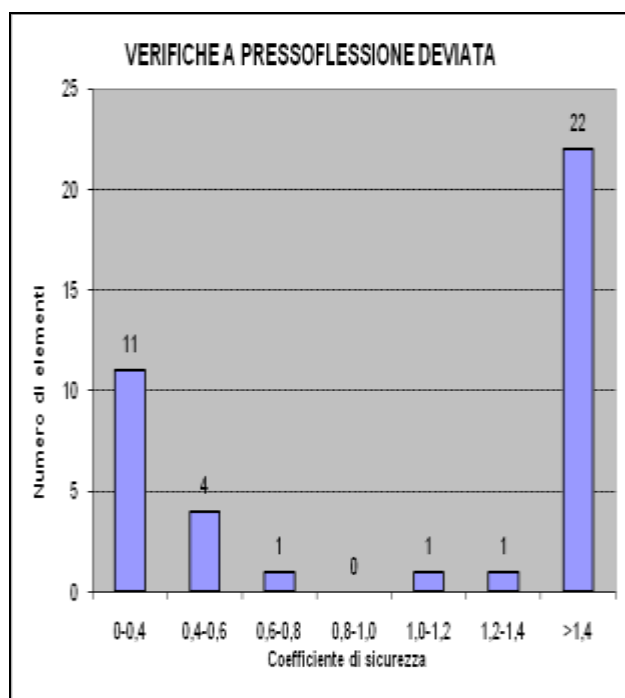
BLOCCO AULE NUOVE PIANO INTERRATO

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Interrato



BLOCCO AULE NUOVE PIANI FUORI TERRA

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Terra e del Piano Primo

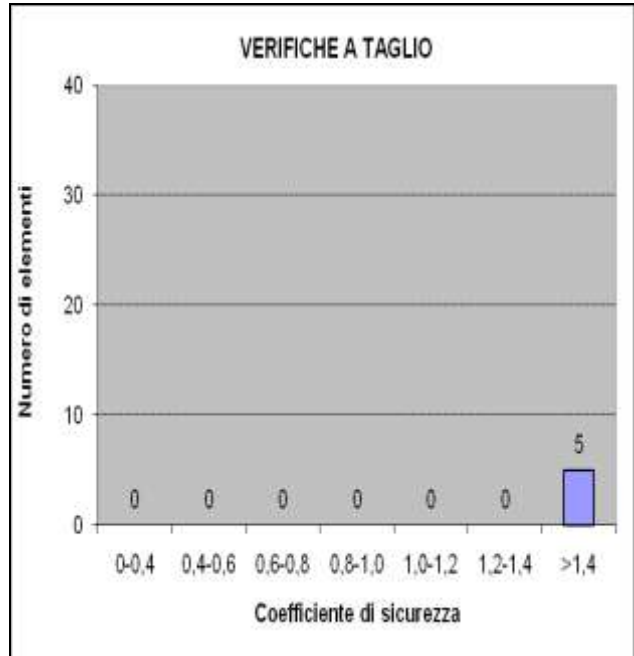
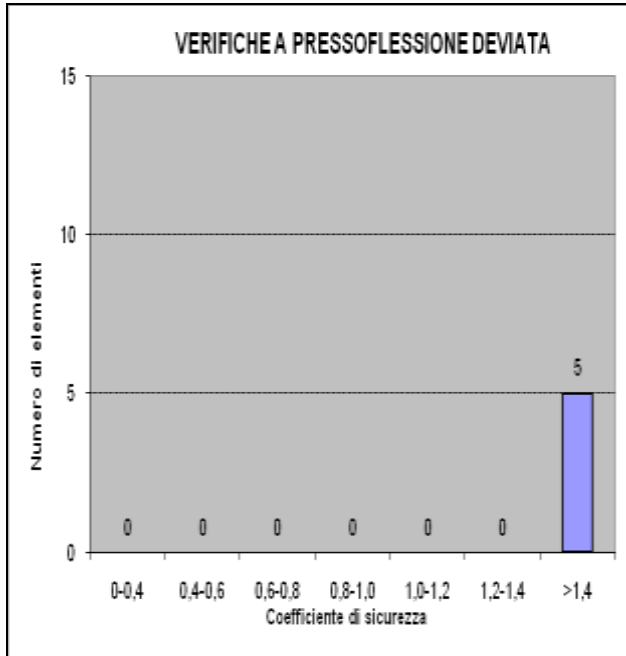


Per gli elementi restanti, ancora non verificati verranno effettuati rinforzi in FRP.

I rinforzi in FRP (Fiber Reinforced Polymer) sono da moltissimi anni impiegati nell'adeguamento sismico di strutture in cemento armato, muratura e legno. Grazie alla loro elevatissima resistenza e al peso trascurabile risultano vincenti nel rinforzo strutturale.

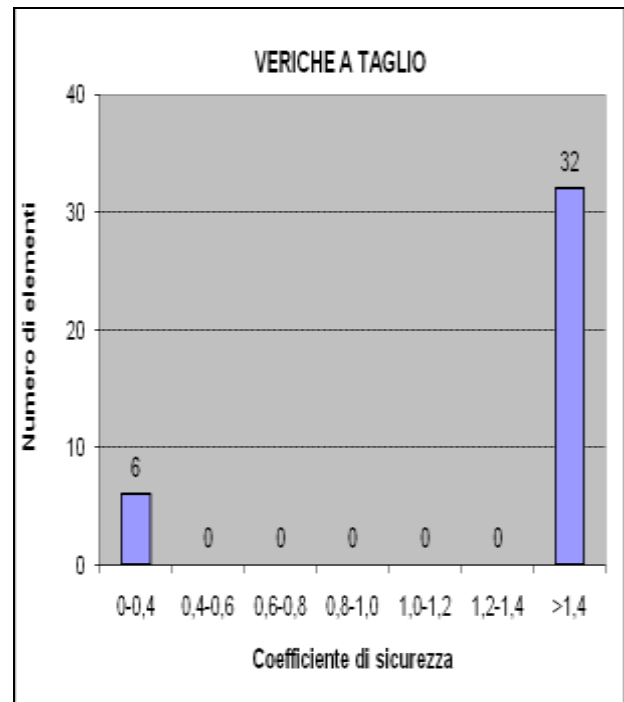
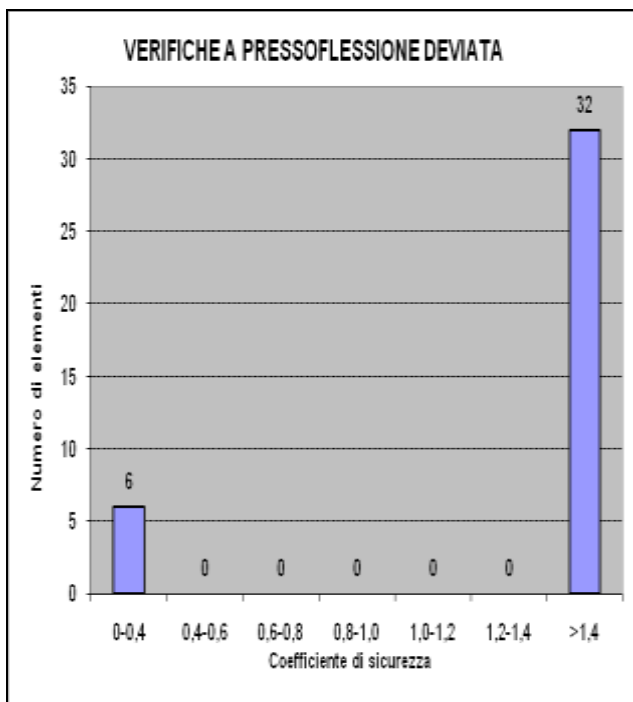
BLOCCO LABORATORI PIANO INTERRATO

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Interrato



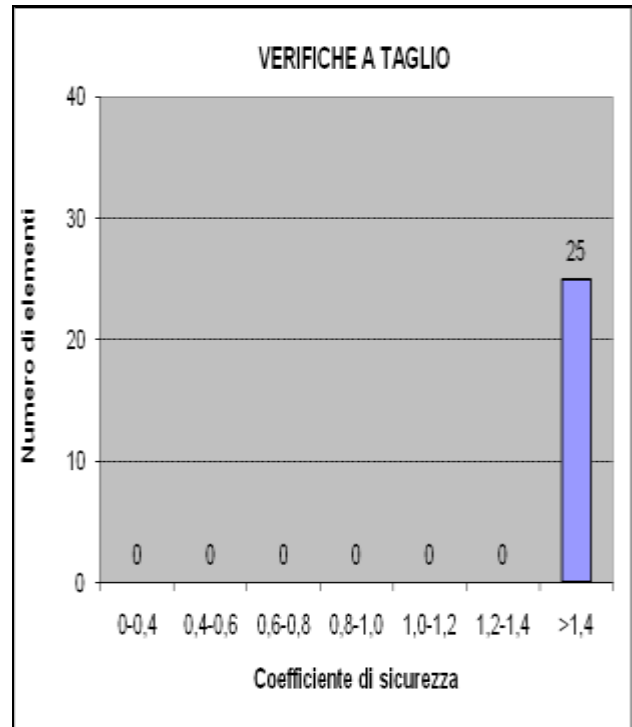
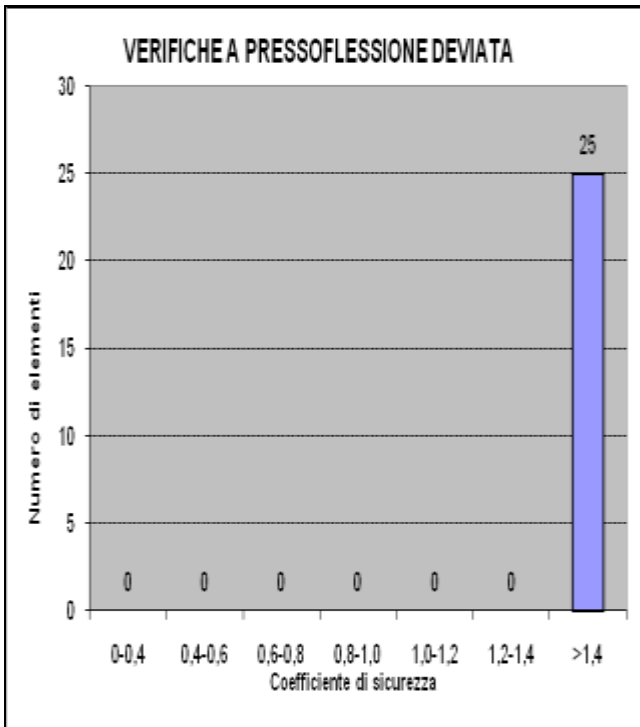
BLOCCO LABORATORI PIANI FUORI TERRA

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Terra e del Piano Primo



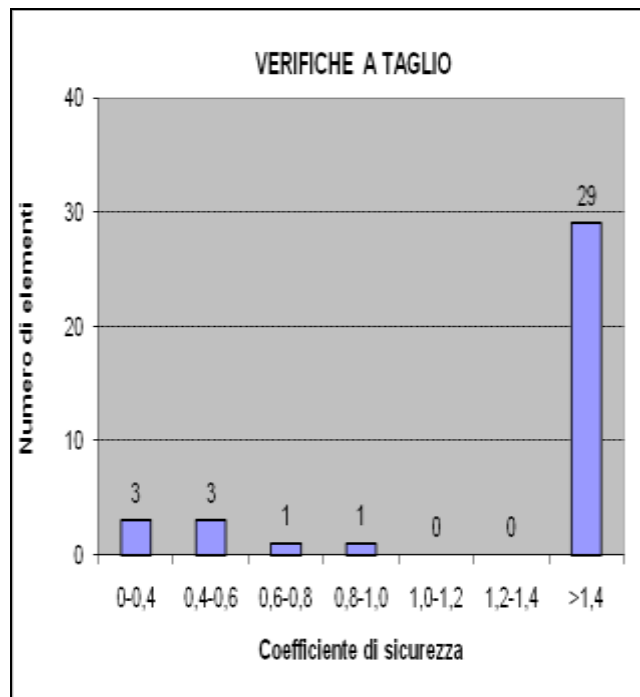
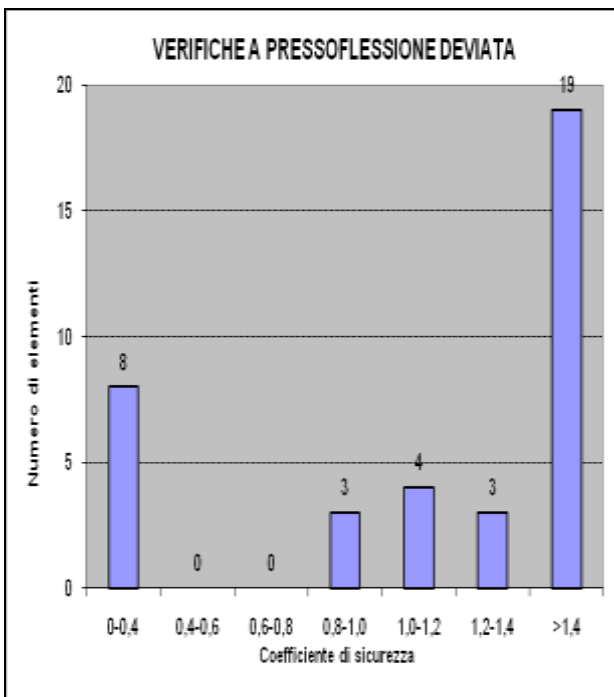
BLOCCO TEATRO PIANO INTERRATO

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Terra e del Piano Primo

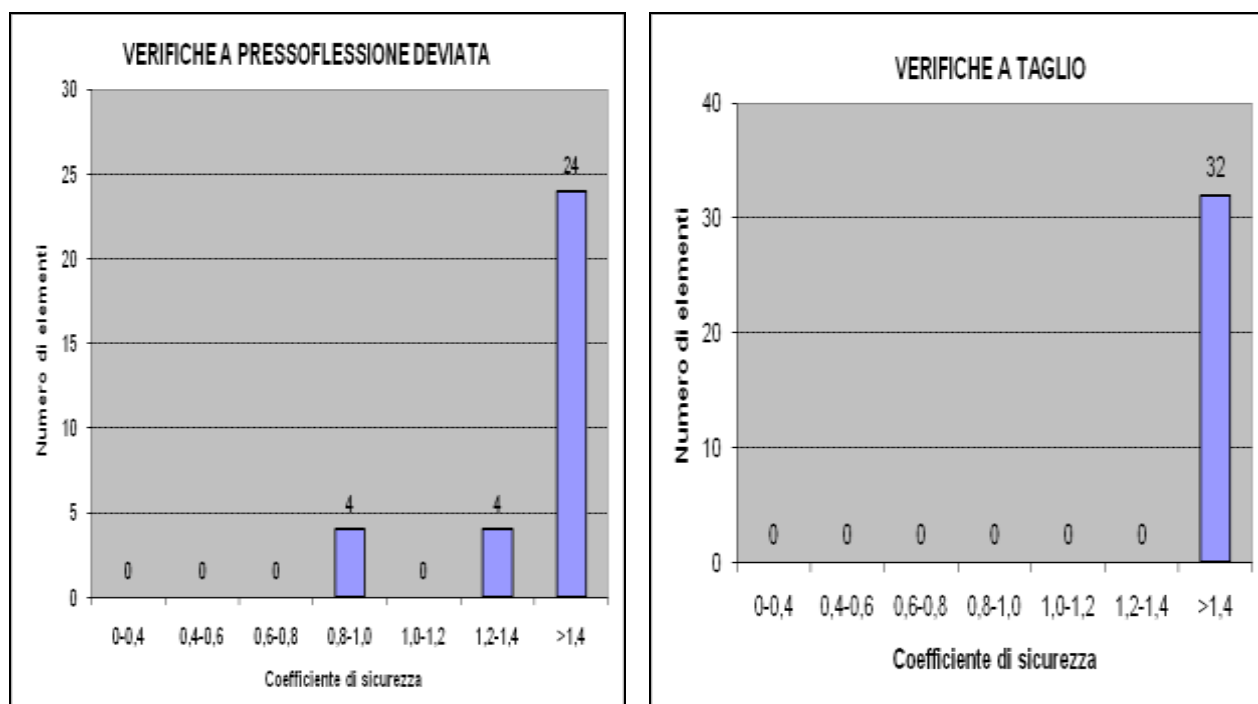


BLOCCO TEATRO PIANI FUORI TERRA

Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Terra e del Piano Primo



BLOCCO PALESTRA PIANI FUORI TERRA
Verifiche di resistenza dei pilastri del Piano Terra e del Piano Primo



Per gli elementi portanti verticali ed orizzontali, che dovessero essere ancora non verificati verranno effettuati rinforzi locali mediante fasciature in FRP.

I rinforzi in FRP (Fiber Reinforced Polymer) sono da moltissimi anni impiegati nell'adeguamento sismico di strutture in cemento armato, muratura e legno. Grazie alla loro elevatissima resistenza e al peso trascurabile risultano vincenti nel rinforzo strutturale.

Con il termine FRP o materiali fibrorinforzati a matrice polimerica si indica una vasta gamma di materiali compositi, costituiti da una matrice polimerica di natura organica con la quale viene impregnato un rinforzo in fibra continua con elevate proprietà meccaniche.

Di recente sviluppo e commercializzazione sono invece i materiali compositi ottenuti da una matrice inorganica, costituita da un legante idraulico pozzolanico, e da reti di fibra, in genere carbonio.

Come tutti i materiali compositi, gli FRP hanno un comportamento anisotropo ed eterogeneo ma garantiscono un comportamento elastico lineare fino al collasso.

I prodotti fibrorinforzati presentano particolari caratteristiche quali:

- elevata leggerezza
- elevata resistenza meccanica

- elevate resistenza alla corrosione
- elevata coibenza termica

Le fibre hanno una elevata resistenza a trazione e rappresentano pertanto gli elementi resistenti del materiale fibrorinforzato.

Infatti quando un materiale fibrorinforzato subisce uno sforzo assiale di trazione, gli sforzi veri e propri vengono assorbiti dalle fibre mentre alla matrice polimerica si dà il solo compito di distribuzione degli stessi fra le fibre determinando così una uniformità di sollecitazione tra queste.

La resina ha inoltre la funzione di protezione delle fibre dall'usura nonché quella di assicurare un loro buon allineamento.

I calcestruzzi rinforzati con FRP si ottengono associando alle strutture in calcestruzzo armato normale o precompresso tessuti, barre, lamine e nastri in materiale composito fibrorinforzato.

L'associazione dei due materiali in edilizia è utilizzata sempre più di frequente per il recupero di strutture esistenti, evitando così la demolizione delle stesse.

In campo sismico, gli FRP permettono di aumentare la capacità portante e/o la duttilità di una struttura senza l'introduzione di nuove masse sismiche.

Conclusioni

L'ingegneria sismica è una branca dell'ingegneria civile che studia la risposta delle strutture ai sismi e le metodologie per progettare le strutture degli edifici con criteri antisismici, oppure per adeguare ad un grado di sicurezza maggiore le strutture già realizzate e non più conformi alle nuove normative antisismiche (più severe) elaborate successivamente alla costruzione.

La finalità ingegneristica è di realizzare una soluzione costruttiva economica, che possa proteggere la costruzione dalla più probabile tipologia di sollecitazioni sismiche che prevedibilmente agiranno sulla struttura consentendo, nella migliore delle ipotesi, che l'opera rimanga indenne o che subisca danneggiamenti lievi, facilmente ripristinabili in seguito ad una serie di riparazioni.

Nel caso di sollecitazioni sismiche di elevatissima intensità, l'obiettivo è consentire la fuga del più ampio numero di persone, sacrificando l'indennità strutturale. In questo caso un edificio di civile abitazione potrà anche deformarsi in maniera considerevole (alta duttilità strutturale), con fessurazioni ampie e diffuse; talvolta sarà soggetta a crolli parziali, ma dovrà evitare o almeno ritardare il collasso totale, in modo da consentire la fuga di chi vi abita.

Negli ultimi decenni l'ingegneria sismica ha visto affermarsi sempre più rapidamente una nuova strategia contro i terremoti mediante le tecniche dell'isolamento sismico. Tale isolamento avviene mediante idonei apparecchi chiamati appunto isolatori sismici che vengono frapposti tra le fondazioni e la soprastruttura e che risolvono "in radice" il problema sismico. Infatti mentre le frequenze proprie delle strutture in cemento armato tradizionali vanno proprio a coincidere con la maggior parte delle frequenze dei terremoti (e quindi si verifica il fenomeno della risonanza in campo elastico amplificando forze e spostamenti orizzontali), mediante l'isolamento sismico la frequenza propria della struttura isolata diventa molto più bassa di quella dei terremoti attesi realizzando così la protezione sismica voluta abbattendo drasticamente le forze orizzontali di natura dinamica.

Vi sono inoltre numerosi metodi per minimizzare i danni, come ad esempio nuclei di irrigidimento come setti, vani ascensore, vani scale, che tendono ad assorbire le azioni orizzontali, a patto che siano opportunamente collegati al resto della struttura, le masse strutturali vanno distribuite con particolare accortezza; un altro metodo riguarda la robustezza dei nodi strutturali, cioè delle unioni fra travi e pilastri; oppure l'uso di smorzatori sismici, dispositivi che vengono posti in posizioni

soggette ad elevate deformazioni, ad esempio nei giunti strutturali, attenuando i movimenti ed eventualmente arrivando a rottura, pur di preservare l'integrità strutturale.

In queste conclusioni non posso fare a meno di ricordare il tragico evento che è accaduto a L'Aquila il 6 Aprile 2009.

La scossa distruttiva si è verificata alle 03:32 della notte ed il bilancio definitivo è di 308 morti, circa 1600 feriti e circa 65.000 gli sfollati.

Fatti di questo genere si spera non accadano mai, invece si verificano, ed anche ultimamente molto spesso, basti pensare al disastro di HAITI, al violentissimo sisma in accaduto in CILE pochi giorni fa, e agli altri eventi naturali di quest'ultimo anno.

I terremoti sono gli eventi naturali di gran lunga più potenti sulla terra; i sismi possono rilasciare in pochi secondi un'energia superiore a migliaia di bombe atomiche. A tal riguardo basti pensare che un terremoto riesce a spostare in pochi secondi volumi di roccia di centinaia di chilometri cubi.



L'AQUILA 6.04.2009



HAITI 12.01.2010



CILE 27.02.2010

Già dall'ottocento sono state studiate le possibili tecniche per prevedere questi eventi, purtroppo allo stato attuale delle conoscenze non sono ancora stati elaborati modelli che permettano di evidenziare segnali utili alla previsione efficace di un terremoto o delle sue possibili caratteristiche, intensità e localizzazione spaziotemporale.

La prevedibilità dei fenomeni sismici è stata oggetto in Italia di discussioni e polemiche fuori dell'ambito scientifico, a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009; in occasione del tragico evento, la stampa riportò con enfasi la notizia secondo la quale Giampaolo Giuliani, un tecnico di laboratorio, nelle settimane precedenti il sisma aveva sostenuto l'ipotesi dell'imminenza di una scossa disastrosa; questa si sarebbe verificata, a suo dire, in marzo, a grandi linee in quella stessa regione; egli basò la sua analisi utilizzando però metodologie previsionali che non sono state ritenute rigorose dalla comunità scientifica.

Un sistema generale di predizione degli eventi sismici è un obiettivo ancora lontano, in base allo stato delle conoscenze attuali.

Per ora le previsioni vengono effettuate in base alla stima del rischio sismico; viene stimata la probabilità che un terremoto di magnitudo assegnata avvenga in un tempo e luogo particolari.

Esistono comunque scienziati che stanno provando a perfezionare teorie per prevedere l'arrivo di questi disastrosi eventi.

Un ringraziamento va a tutto il Dipartimento, in particolare al relatore Prof. Ing. Marco Savoia e al mio correlatore Ing. Marco Bovo, per la disponibilità, la pazienza e la cortesia tenute in ogni occasione. Grazie anche all' Ing. Loris Vincenzi per la sua costante disponibilità.

Un ringraziamento speciale va alla mia famiglia, in particolare alla mia dolce Mamma che ha sopportato con me il peso di questi anni universitari; trasmettendomi la sua forza, ha saputo incoraggiarmi in ogni momento.

Grazie al mio caro Papà per avermi stimolato a dare sempre il massimo, dandomi continuamente grinta in ogni cosa che facevo; ed al mio scatenato Fratello per avermi sostenuto con la sua costante allegria. Un ringraziamento speciale alla mia Bisnonna Maria che non c'è più, ma che è sempre vicino a me e che ha sempre creduto nelle mie capacità. Grazie ai miei tesori più grandi.

Ringrazio i miei compagni ed amici, Giuseppe che ha percorso questo cammino con me e mi ha sostenuta attimo dopo attimo con la sua determinazione e dolcezza, Silvia per la sua disponibilità e la sua allegria, ho trovato in lei una carissima amica , ed anche alla mia dolce Eugenia, ad Angelo, Daniele, Matteo, e tutti gli altri...

A tutti GRAZIE di cuore!!!