

**Politecnico di Torino**

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**



***Tesi di Laurea Magistrale***

**STUDIO DEL FENOMENO DEFORMATIVO DI UN EDIFICIO  
SCOLASTICO**

**Relatore**

Prof. Marco Barla

**Candidato**

Matteo Spaterna

**Co-Relatore**

Ing. Matteo Baralis

Anno accademico 2018-2019



# Indice

---

<b>Capitolo 1</b>	<b>Introduzione .....</b>	<b>1</b>
<b>Capitolo 2</b>	<b><i>Structural Health Monitoring</i> .....</b>	<b>3</b>
2.1	Parametri oggetto di monitoraggio .....	4
2.2	Il monitoraggio nel SHM .....	5
2.2.1	Valutazione operativa.....	5
2.2.2	Acquisizione dati.....	6
2.2.3	Estrazione delle caratteristiche .....	7
2.2.4	Diagnosi .....	7
2.3	Architettura dei sistemi di monitoraggio.....	7
2.3.1	Inclinometro .....	8
2.3.2	Fessurimetri.....	9
2.3.2.1	Fessurimetri a piastra .....	9
2.3.2.2	Fessurimetri meccanici .....	10
2.3.2.3	Fessurimetri elettrici.....	11
2.3.3	GBIn-Sar .....	13
2.3.3.1	Radar ad apertura sintetica circolare .....	14
2.3.4	Tecniche topografiche: livellazione geometrica e triangolazione .....	15
<b>Capitolo 3</b>	<b>Lo SHM di edifici storici: i casi di Pisa .....</b>	<b>17</b>
3.1	La Torre di Pisa.....	17
3.1.1	Descrizione schematica della struttura e della sua inclinazione .....	18
3.1.2	Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione.....	20
3.1.3	Monitoraggio: movimenti ciclici e variazioni di lungo termine .....	22
3.1.4	Cinematica della torre .....	26
3.2	Palazzo La Sapienza .....	27
3.2.1	Descrizione della struttura e analisi storica.....	28
3.2.2	Caratterizzazione geotecnica.....	30
3.2.3	Fondazioni.....	32
3.2.4	Monitoraggio dello stato fessurativo .....	33
3.2.5	Modellazione dell'interazione terreno-struttura e verifiche.....	36
<b>Capitolo 4</b>	<b>Complesso scolastico E. Majorana: manica di collegamento .</b>	<b>39</b>

4.1	Fabbricato di collegamento.....	40
4.1.1	Fondazioni .....	42
4.1.2	Piani fuori terra .....	44
4.2	Caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno di fondazione .....	46
4.2.1	Integrazione dei dati geotecnici .....	52
4.2.1.1	Sondaggi risalenti alla costruzione dei Blocchi A e B.....	53
4.2.2	Schematizzazione del terreno di fondazione .....	55
<b>Capitolo 5 Monitoraggio dell'edificio scolastico .....</b>		<b>57</b>
5.1	Monitoraggio a cura della Città Metropolitana di Torino .....	57
5.1.1	Monitoraggio topografico .....	57
5.1.2	Rilievo delle fessure esterne .....	66
5.2	Sistema di monitoraggio installato dal Politecnico di Torino.....	69
5.3	Confronto con lo studio precedente .....	77
5.4	Considerazioni conclusive .....	79
<b>Capitolo 6 Modellazione numerica della manica di collegamento.....</b>		<b>81</b>
6.1	Modellazione FEM mediante SAP2000 .....	81
6.1.1	Geometria.....	82
6.1.2	Analisi dei carichi.....	85
6.1.2.1	Back analysis per la stima dei coefficienti del modello di Winkler .....	85
6.1.3	Analisi del quadro deformativo .....	88
6.1.4	Validazione del modello mediante le misurazioni dei fessurimetri .....	90
6.1.5	Analisi dello stato di sollecitazione .....	95
6.1.5.1	Confronto con gli studi pregressi .....	97
6.1.5.2	Simulazione sezione di appoggio.....	98
6.2	Modellazione FEM mediante RS3 .....	100
6.2.1	Costruzione del modello.....	100
6.2.1.1	Geometria del modello.....	101
6.2.1.2	Discretizzazione .....	102
6.2.1.3	Condizioni al contorno .....	102
6.2.1.4	Proprietà dei materiali .....	103
6.2.1.5	Condizioni iniziali.....	104
6.2.1.6	Definizione degli stage .....	104
6.2.1.7	Applicazione dei carichi.....	105
6.2.2	Analisi dei risultati .....	108
6.2.3	Simulazione della sezione di appoggio e del materiale di riempimento.....	112

6.2.3.1	Analisi dei risultati .....	114
6.2.4	Effetti dei cedimenti differenziali .....	120
<b>Capitolo 7</b>	<b>Conclusioni .....</b>	<b>123</b>
<b>Bibliografia</b> .....		<b>127</b>
<b>Allegati</b> .....		<b>129</b>
<b>Figure</b> .....		<b>137</b>
<b>Tabelle</b> .....		<b>140</b>



# CAPITOLO 1

## Introduzione

---

Lo scopo del presente elaborato è descrivere il fenomeno deformativo in atto presso un edificio appartenente al complesso scolastico E. Majorana, ubicato in via Frattini 11-15 a Torino. Lo svilupparsi di un ampio quadro fessurativo nelle pareti interne e nelle facciate esterne dell'edificio ha condotto alla necessità di realizzare una campagna di monitoraggio che, nel corso degli anni, ha mostrato una progressione del dissesto che tuttora risulta attivo.

L'elaborato affronta una serie di problematiche ricorrenti nello studio di edifici esistenti, come la caratterizzazione dello stato dell'arte in termini di proprietà dei materiali, geometria, reale distribuzione dei carichi. Dopo un inquadramento approfondito del problema, sono stati analizzati i dati dei due sistemi di monitoraggio al fine di comprendere il comportamento globale della struttura, tramite le informazioni derivanti dalle rilevazioni topografiche, e locale, analizzando l'evoluzione nel tempo dell'ampiezza delle fratture misurata da fessurimetri.

Le finalità preposte del seguente lavoro consistono nell'indagare l'evoluzione nel tempo del fenomeno deformativo e nell'identificarne le cause. A tale scopo si è reso necessario l'impiego dell'analisi numerica; nello specifico, mediante il *software* SAP2000, è stato costruito un modello tridimensionale agli elementi finiti dell'edificio, validato sulla base dei dati di monitoraggio, per indagare il carattere strutturale del problema.

La natura geotecnica del fenomeno è stata investigata mediante il *software* di modellazione agli elementi finiti RS3 il quale ha permesso, sulla base delle informazioni a disposizione ed effettuando il confronto con le informazioni ricavate nella campagna di monitoraggio, di riprodurre il comportamento del terreno di fondazione.

Lo svolgimento del lavoro prende spunto da uno studio pregresso del 2015 e da una serie di casi di studio occorsi nel passato ed inerenti all'utilizzo del monitoraggio come strumento di validazione, verifica e previsione.



## CAPITOLO 2

### *Structural Health Monitoring*

---

Nell'ingegneria aerospaziale, civile e meccanica il processo volto all'identificazione del danno viene definito *Structural Health Monitoring* o, in forma abbreviata, SHM [1]. Tale processo consiste nel controllo delle variazioni nel tempo di parametri significativi per la valutazione dello stato di salute e conservazione di strutture e sistemi meccanici. Nel campo dell'ingegneria civile le varie finalità del monitoraggio, identificate da Ross and Matthews [2], sono:

- valutazione della sicurezza e delle prestazioni di strutture durante ed in seguito ad operazioni esterne alla struttura;
- validazione delle modifiche di una struttura preesistente;
- controllo della degradazione dei materiali e del comportamento a lungo termine nelle strutture più critiche, come quelle storiche e monumentali;
- valutazione dell'integrità strutturale in seguito ad eventi calamitosi;
- stima della resistenza a fatica;
- controllo delle prestazioni di nuovi sistemi costruttivi;
- raccolta di dati per migliorare, sulla base dell'esperienza, i metodi di progetto futuri;
- ridurre il declino delle costruzioni ed i costi di manutenzione che con il passare del tempo vanno via via aumentando.

L'SHM, quindi, non consiste solamente nell'identificazione di danni improvvisi o progressivi, ma anche nel monitoraggio delle *performance* strutturali in seguito ad eventi eccezionali, come terremoti ed esplosioni. In questo caso l'osservazione e la raccolta di dati, l'elaborazione e l'estrazione delle caratteristiche per la rilevazione del danno innescano un processo di diagnosi che ha come obiettivo la verifica dell'integrità e dell'agibilità delle strutture; la durabilità e la

sicurezza di un'opera, infatti, è di norma affidata al rispetto di una corretta progettazione, realizzazione e manutenzione.

Nelle condizioni di servizio il monitoraggio svolge un ruolo essenziale per ottimizzare le operazioni di manutenzione; abbinando la capacità di rilevare, localizzare e prognosticare un danno con ispezioni visive e prove in situ NDE (*Non-Destructive Evaluation*) si rende possibile l'individuazione e la conseguente rimozione di errori di progettazione/realizzazione, l'introduzione di possibili miglioramenti, la gestione di diversi livelli di allerta e la predeterminazione della vita residua in sicurezza. Inoltre, dopo aver individuato il tipo di danno e la sua evoluzione nel tempo, si può intervenire prontamente, prima di arrivare a situazioni di pericolo per la struttura e per le utenze, tramite un piano mirato di manutenzione con dei costi ridotti rispetto ad operazioni di demolizione e ricostruzione.

Per strutture complesse come quelle monumentali, spesso caratterizzate da incertezze riguardanti la qualità dei materiali e la distribuzione dei carichi, il monitoraggio contribuisce ad accrescere il grado di conoscenza del comportamento, non sempre facilmente modellabile sulla base delle informazioni ricavate da prove sui singoli materiali.

Infine, confrontando i dati rilevati da un sistema di monitoraggio, come spostamenti o deformazioni e le relative grandezze ricavate da modelli numerici, si ottiene anche un efficace strumento di validazione dei modelli numerici utilizzati per le verifiche di sicurezza.

## **2.1 Parametri oggetto di monitoraggio**

Corrosione e degradazione dei materiali sono due delle cause che determinano la riduzione di resistenza dei vari elementi strutturali e, di conseguenza, della resistenza e rigidità dell'intero sistema [3]. Pertanto, per analizzare i cambiamenti della risposta strutturale causati da questi fenomeni, i parametri rappresentativi oggetto di monitoraggio possono essere in generale di tipo:

- meccanico: come deformazioni, spostamenti, apertura delle lesioni, tensioni e carichi;
- fisico: ad esempio temperatura, umidità e pressione interstiziale;
- chimico: ad esempio pH, penetrazione di cloruro, penetrazioni di solfati e ossidazione dell'acciaio.

I parametri significativi da individuare in base alle finalità del monitoraggio possono essere di tipo statico o quasi-statico (variazioni di apertura delle lesioni, spostamenti assoluti o relativi, variazioni dello stato di sollecitazione, cedimenti in fondazione, variazioni di temperatura ecc.) oppure dinamico (vibrazioni).

Il sistema di monitoraggio può essere suddiviso in continuo e periodico; nel primo caso l'acquisizione avviene in modo ininterrotto e permette di ottenere una serie di dati continui nel tempo, dalla cui analisi è possibile identificare danni o comportamenti inaspettati, controllare l'evoluzione del comportamento deformativo della struttura in funzione delle variazioni termiche stagionali o delle variazioni delle condizioni di carico. Inoltre, l'interpretazione continua dei dati in modo automatico permette la generazione di segnali di allerta in tempo reale. Lo svantaggio dei sistemi di monitoraggio continuo è rappresentato dai costi elevati, poiché si ottengono una rilevante quantità di dati che necessitano una strumentazione più complessa per l'acquisizione, gestione e trasmissione [4].

Il monitoraggio periodico, invece, avviene tramite l'installazione provvisoria di un sistema di sensori appropriati che acquisiscono dati per breve tempo (da pochi giorni ad alcune settimane). In questo caso l'estrazione dei parametri rappresentativi viene effettuata per ogni campagna di misura e, sulla base di questi, viene effettuata la diagnosi; avendo un minore numero di dati da elaborare e gestire, l'architettura di monitoraggio è più semplice e meno costosa rispetto al sistema continuo. Tuttavia, lo svantaggio principale di questo tipo di monitoraggio risiede nel fatto che l'acquisizione non avviene durante eventi accidentali in cui non è stato predisposto il monitoraggio, ed è quindi possibile rilevare solamente i danni indotti dall'evento e non la risposta durante tali eventi.

## **2.2 Il monitoraggio nel SHM**

Per massimizzare l'efficienza del sistema di monitoraggio è necessario seguire un approccio sistematico durante la progettazione che include le seguenti fasi:

- valutazione operativa;
- acquisizione dei dati;
- estrazione delle caratteristiche;
- elaborazione e diagnosi.

### **2.2.1 Valutazione operativa**

Lo scopo di questa prima fase è la scelta dei parametri da monitorare e di conseguenza il tipo di sensori più appropriati. Dopo aver stabilito quali sono le ragioni, economiche e/o di sicurezza, per eseguire il monitoraggio, la tipologia di danno e la sua locazione, si procede alla definizione dei parametri più idonei alla caratterizzazione del problema. Il sistema di monitoraggio potrà essere

locale, globale o ibrido andando ad investigare con metodi ad elevata risoluzione le zone in cui si prevede il danno e, tramite un sistema globale, l'intera struttura.

Per quanto riguarda il monitoraggio dinamico, la scelta dei sensori deve tenere in considerazione anche il tipo di eccitazione che può essere [5]:

- artificiale tramite vibrodina, utilizzando vibrazioni forzate a frequenza costante e/o eccitazioni variando la frequenza;
- artificiale attraverso eccitazioni di tipo impulsive;
- ambientale, come vento e traffico veicolare.

Sulla base delle caratteristiche sopra citate vengono scelti i sensori con appropriati livelli di accuratezza e sensibilità prestando anche attenzione alle condizioni operative nelle quali lavora il sistema e ai limiti di acquisizione.

La posizione e il numero ottimale di sensori rappresenta un problema chiave per l'efficacia del monitoraggio; in presenza di danni preesistenti viene creata una rete di sensori che siano in grado di tracciare l'evoluzione dello stato fessurativo. In alternativa la locazione può essere determinata, andando a ricercare le sezioni più sollecitate, tramite metodi agli elementi finiti o tramite metodi euristici [6].

Nella progettazione del sistema di monitoraggio è importante considerare l'eventuale danneggiamento di uno o più sensori che potrebbe causare un malfunzionamento dell'intera rete; per evitare questo tipo di problemi è possibile utilizzare sensori capaci di auto-monitorarsi, andando così a creare ridondanza nel sistema il quale riuscirà ad individuare i sensori non funzionanti e il segnale letto da quest'ultimo [7]. Un altro approccio prevede semplicemente di sovrastimare il numero di sensori rispetto a quelli necessari [8].

### **2.2.2 *Acquisizione dati***

Dopo aver installato e calibrato il sistema di monitoraggio, la fase di acquisizione consiste nell'immagazzinamento delle serie temporali di dati misurati dai sensori.

Le azioni che interessano la costruzione devono essere monitorate in combinazione con la sua risposta strutturale; ciò richiede il monitoraggio dei parametri ambientali climatici (temperatura e umidità), dei parametri del vento (velocità e direzione), dei movimenti sismici del suolo, ecc. Lo scopo principale è quello di correlare le cause, rappresentate dalle azioni, agli effetti, rappresentati dalla risposta strutturale. Il monitoraggio deve essere effettuato per un periodo sufficientemente lungo da coprire l'intera durata delle azioni cicliche.

### **2.2.3 Estrazione delle caratteristiche**

Il risultato della fase di acquisizione consiste in un *database* di misurazioni. L'obiettivo di questa fase è ottenere, da questo elevato numero di dati, i parametri che possano essere rappresentativi delle condizioni strutturali dell'opera oggetto di monitoraggio. Partendo dai dati grezzi sono necessarie operazioni di pulitura, normalizzazione ed elaborazione al fine di ottenere quantità indipendenti dalla variabilità ambientale (carichi, temperatura, umidità, ecc) [6].

### **2.2.4 Diagnosi**

La fase finale del processo di monitoraggio prevede, in base alle finalità preposte, un processo di *damage detection*, di identificazione strutturale e/o controllo dell'evoluzione dello stato di danneggiamento.

L'approccio di *damage detection* consiste nell'identificazione del danno, sulla base dei parametri caratteristici elaborati, che può essere svolta tramite un problema inverso o tramite un *pattern recognition problem* [9]. Nel primo approccio si cerca di confrontare la variazione dei dati misurati sulla struttura rispetto alle variazioni della struttura in un modello riproduttivo di quest'ultima [10]. Il secondo approccio utilizza un algoritmo che, sulla base di variazioni statisticamente significative delle caratteristiche estratte precedentemente, individua il danno.

I dati estratti da un monitoraggio dinamico possono essere utilizzati per la caratterizzazione dei parametri modali della struttura come frequenza naturale, modi di vibrare e rapporto di smorzamento.

Tramite il monitoraggio periodico e continuo si riesce a controllare l'evoluzione di danni preesistenti al fine di implementare eventuali interventi. Infatti, tramite sensori come fessurimetri o inclinometri è possibile verificare, ad un costo relativamente basso ed in modo dettagliato, l'evoluzione dei fenomeni deformativi.

## **2.3 Architettura dei sistemi di monitoraggio**

I sistemi di monitoraggio sono costituiti da sensori di tipo analogico o elettrico la cui acquisizione può essere di tipo manuale o automatica. Gli strumenti analogici sono in generale di tipo rimovibile e prevedono un'acquisizione manuale periodica. Gli strumenti elettrici sono di norma collegati, attraverso cavi elettrici o via *wireless*, ad un'apparecchiatura di acquisizione automatica, tramite cui possono archiviare le letture secondo un intervallo di tempo deciso dall'operatore e trasmettere i dati mediante modem GSM/GPRS o rete internet a centri di controllo remoto.

Infine, i dati possono essere analizzati ed elaborati; alcuni *software* più sofisticati analizzano i dati in *real-time* e sono in grado di generare segnali di allerta in presenza del superamento di specifiche soglie, decise dall'operatore.

Le caratteristiche dei sensori da impiegare sono quelle classiche per i sistemi di misura:

- essere sensibile alla proprietà misurata;
- essere insensibile alle altre proprietà;
- non influenzare la proprietà misurata.

Inoltre, devono essere affidabili (con un lungo ciclo di vita), avere dei bassi consumi di energia elettrica e delle caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche che gli consentano di operare nelle condizioni ambientali del sito monitorato in quanto le prestazioni e la fiducia nei risultati finali dipendono dalle condizioni e dalle modalità in cui lo strumento viene usato e richiedono la conoscenza dei fattori che influenzano la precisione dei dati ricavati.

A seguire vengono proposte le tipologie di sensori più comuni utilizzate nel monitoraggio strutturale di tipo statico, fornendo una sintetica descrizione del funzionamento.

### **2.3.1 *Inclinometro***

Gli inclinometri vengono impiegati per misurare le variazioni di inclinazione delle strutture a cui sono installate; sono costituiti da un contenitore stagno per l'alloggiamento del sensore inclinometrico che può essere capacitivo, magnetoresistivo, elettrolitico e servoaccelerometrico (Figura 1). Generalmente vengono integrati a questi strumenti dei termometri, in modo da consentire la valutazione dell'effetto termico sulla struttura e sul sensore per distinguere le variazioni termiche dalle reali rotazioni. Le misure possono essere rilevate tramite centralina portatile manuale oppure tramite *datalogger*; se la gestione delle misure avviene in automatico lo strumento può disporre di un *software* specifico che permette la gestione delle misure in tempo reale con relativa attivazione di soglie di allerta. I segnali in uscita dai sensori sono proporzionali all'angolo tra lo strumento e la verticale, con riferimento ai piani di sensibilità dei sensori. È inoltre possibile valutare la rotazione lungo uno o due assi (monoassiali o biassiali) nel piano ortogonale l'asse verticale.

Il modello elettrolitico si compone di un sensore contenente un liquido elettrolita che, in funzione dell'inclinazione, bagna una serie di elettrodi facendo variare la resistenza elettrica, convertita poi in un segnale di tensione. Per questa tipologia di sensore si possono definire campi di misura pari a  $\pm 2^\circ/5^\circ/10^\circ/30^\circ$  e una precisione di  $0.01^\circ$ .



**Figura 1:** *Inclinometro da parete (www.agisco.it).*

### **2.3.2 Fessurimetri**

Questi strumenti vengono impiegati per rilevare gli spostamenti relativi tra due punti a cavallo di una fessura. La grande varietà di fessurimetri può essere divisa in tre macrocategorie:

- fessurimetri a piastra;
- fessurimetri meccanici;
- fessurimetri elettrici.

#### **2.3.2.1 Fessurimetri a piastra**

I fessurimetri a piastra costituiscono gli strumenti di monitoraggio delle fessure più economici e semplici da utilizzare; infatti vengono generalmente impiegati in fase preliminare al fine di capire se le lesioni rilevate progrediscono ed eventualmente se disporre una strumentazione di controllo più precisa e sofisticata. Sono costituiti da una piastra mobile trasparente, in cui è inciso un reticolo o riferimento, sovrapposta ad una piastra mobile inferiore che presenta una griglia millimetrata (Figura 2).



**Figura 2:** *Fessurimetro a piastra (www.boviar.com).*

L'installazione del fessurimetro prevede di sovrapporre le due piastre a cavallo della fessura facendo coincidere gli zeri dei due reticoli. La direzione e l'entità del movimento della lesione sono rilevabili direttamente osservando lo spostamento relativo del centro della piastra superiore rispetto allo zero della griglia inferiore.

Sono disponibili diversi modelli quali per pareti, per pavimento, angolare e per dislivelli.

Controllando nel tempo il disassamento dei due sistemi di riferimento, si riesce a valutare l'evoluzione della fessura con un'accuratezza del mezzo millimetro sino a qualche centimetro.

### **2.3.2.2 Fessurimetri meccanici**

I fessurimetri meccanici vengono impiegati per misurare i movimenti lineari relativi tra i bordi di una fessura; sono costituiti da una base di misura cilindrica libera di muoversi all'interno di un tubo di rivestimento esterno reso solidale alla parete in cui si trova la fessura tramite due tasselli di ancoraggio. Il movimento rispetto al cilindro di testa viene rilevato attraverso un comparatore centesimale, con una corsa variabile dai 30 ai 50 mm, che può essere digitale o a quadrante. Il cilindro esterno viene collegato alle basi di fissaggio attraverso degli snodi sferici che permettono dei movimenti fuori asse; tuttavia per misure tridimensionali si utilizzano dei fessurimetri in grado di misurare spostamenti lungo tre direzioni ortogonali (Figura 3).



**Figura 3:** Fessurimetro meccanico a quadrante per la misura di movimenti tridimensionali in alto e per misure lineari in basso ([www.sisgeo.com](http://www.sisgeo.com)).

I vantaggi dei fessurimetri meccanici sono il costo relativamente basso e la semplicità di utilizzo; tuttavia richiedono delle letture manuali che non permettono monitoraggi continui dello stato fessurativo.

### **2.3.2.3 Fessurimetri elettrici**

I fessurimetri elettrici, a differenza di quelli meccanici ed a piastra, non necessitano di letture manuali e consentono la rilevazione del quadro fessurativo in modo automatico ad intervalli di pochi minuti, fornendo così, un monitoraggio continuo di elevata precisione. L'acquisizione avviene tramite un *datalogger*; i dati vengono poi immagazzinati in una centralina cablata oppure in una centralina *wireless* che permette di visualizzare i dati raccolti da remoto. Sono generalmente dotati di sensori per rilevare la temperatura, al fine di discernere le variazioni dovute alle variazioni climatiche da cause strutturali. Si distinguono tre principali tipologie di fessurimetri elettrici:

- potenziometrici;
- a corda vibrante;
- elettromagnetici.

I fessurimetri potenziometrici sono dispositivi costituiti da un elemento resistivo cilindrico provvisto di due terminali agli estremi, e da un elemento mobile lungo l'asta principale al quale è collegato un terzo terminale (Figura 4).

Conoscendo la tensione in entrata agli estremi dell'elemento resistivo, è possibile misurare la corrente in uscita nel cursore che è proporzionale allo spostamento dello stesso secondo il principio del partitore di tensione; tramite un fattore di correzione, identificato in fase di taratura, si passa dal valore di corrente allo spostamento.



**Figura 4:** Fessurimetro potenziometrico ([www.brescianisrl.it](http://www.brescianisrl.it)).

Il corpo dei fessurimetri a corda vibrante è realizzato da due cilindri in acciaio inox di diverso diametro tali da scorrere uno dentro l'altro, all'interno dei quali viene posta una corda in acciaio le cui estremità sono collegate attraverso un sistema di amplificazione. Lo scorrimento dei due tubetti fra di loro provoca un allungamento o un accorciamento della corda, che varierà conseguentemente la frequenza di vibrazione. Essendo le due estremità dello strumento fissate nei due punti dei quali si vogliono misurare le variazioni di distanza, l'allungamento della corda sarà proporzionale alla variazione della distanza fra questi.

Tali sensori vengono prodotti con campi di misura variabile da 5 a 50 mm e possono essere forniti con un sensore di temperatura integrato. Inoltre, possono essere applicati su dispositivi e supporti meccanici biassiali o triassiali per il controllo degli spostamenti in due o tre direzioni ortogonali (Figura 5).



**Figura 5:** Fessurimetro a corda vibrante ([www.pizzi-instruments.it](http://www.pizzi-instruments.it)).

Il fessurimetro elettromagnetico utilizza la tecnologia LVDT, ovvero *Linear Voltage Differential Transformer* (Trasformatore Differenziale a Tensione Lineare). Sono costituiti da un nucleo magnetico, libero di muoversi all'interno di una cavità anulare, su cui sono presenti degli avvolgimenti: uno primario e due secondari; quello primario è collegato ad un generatore di tensione AC, che permette il funzionamento del sensore, invece ai capi degli avvolgimenti secondari si misura la tensione d'uscita che è proporzionale allo spostamento. Quindi questi strumenti permettono la misura di uno spostamento lineare, convertendo uno spostamento meccanico in un segnale elettrico. Il funzionamento si basa sul principio dell'induzione elettromagnetica. È un sensore robusto, affidabile e ripetibile. Il suo costo è, però, abbastanza

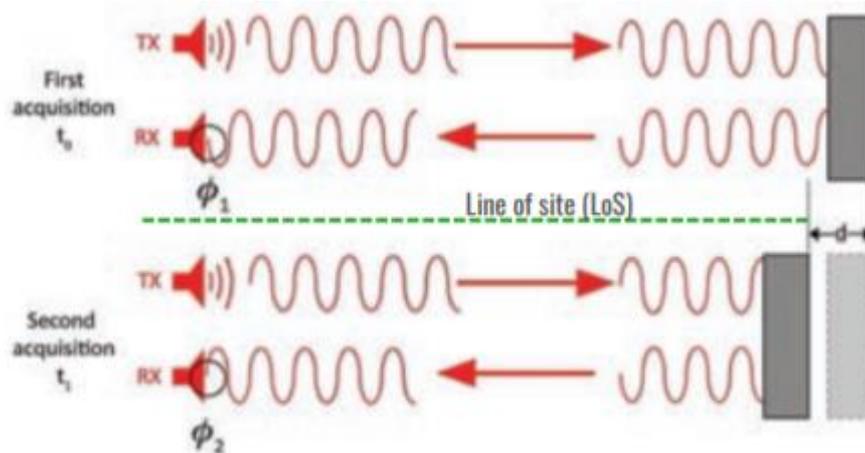
elevato ed inoltre la sua applicazione richiede una circuiteria aggiuntiva di alimentazione e soprattutto di demodulazione abbastanza costosa.

Gli LDTV offrono diverse classi di accuratezza, fino allo 0,1% del fondo scala di misura e numerosi modelli standard con range di misura da 10 mm a 350 mm. Sono realizzati in diverse configurazioni e hanno un range di temperatura di utilizzo molto ampio, tipicamente da -40 °C a +120 °C.

### 2.3.3 *GBIn-Sar*

L'interferometria radar terrestre, denominata in breve GBInSar, permette di rilevare con precisione sub-millimetrica gli spostamenti di edifici, strutture o altri elementi naturali. Il grande pregio di questa tecnica è che non necessita l'installazione di mire, sensori aggiuntivi o bersagli in quanto sfrutta le proprietà di riflessione alle microonde degli elementi presenti nella zona irradiata dal fascio di onde (Figura 6) [11]. La tecnica SAR (*Sythetic Aperture Radar*) sfrutta la combinazione di immagini radar acquisite attraverso un movimento delle antenne lungo una traiettoria predefinita; un'orbita nel caso della tecnica satellitare e il percorso lungo un binario nel caso terrestre (Figura 7). Confrontando la misura di fase dell'onda elettromagnetica emessa e riflessa, in differenti intervalli temporali, lo spostamento viene calcolato tramite la seguente formula:

$$d = -\frac{\lambda}{4\pi}(\varphi_2 - \varphi_1) \quad (1)$$



**Figura 6:** Schematizzazione interferometria radar terrestre [11].

La zona investita dal fascio d'onda viene suddivisa in celle di risoluzione monodimensionali nella direzione di vista dello strumento, e per ciascuna di queste celle si ottengono i valori di ampiezza, dipendenti dalle proprietà riflettive del target, e fase. Oggetti ricadenti all'interno della medesima cella di risoluzione non sono pertanto discriminabili e contribuiscono ad un unico contributo di

riflessione. Lo strumento è indipendente dalle condizioni di illuminazione del sito ed è quindi utilizzabile in qualsiasi condizione meteorologica sia durante il giorno e sia durante la notte.



**Figura 7:** *Strumentazione GBIn-Sar [11].*

Il SAR fornisce un'elevata frequenza di acquisizione delle immagini, la cui elaborazione permette di ottenere una distribuzione areale degli spostamenti; tali mappe possono essere importate in ambiente GIS oppure possono essere sovrapposte a DTM.

### **2.3.3.1 Radar ad apertura sintetica circolare**

Questa tipologia di SAR è costituita da una testa radar munita di due antenne (trasmittente e ricevente) montata su un braccio di lunghezza di un metro che viene movimentato su un arco di circonferenza realizzando, così, un'apertura sintetica circolare (Figura 8). La parte superiore viene installata su un treppiede portatile consentendo facile manovrabilità e trasportabilità. Lo strumento può anche essere dotato di una camera ottica ad infrarossi ad alta risoluzione in grado di acquisire immagini dello scenario da utilizzare per la proiezione delle mappe di spostamento. La strumentazione è completata da un PC di controllo e da un'unità di alimentazione provvista di batterie. L'apertura sintetica su un arco di cerchio consente di ottenere una risoluzione angolare molto elevata (inferiore al  $m^2$ ), una precisione nella misura inferiore a 0.1 mm, unitamente ad una frequenza di acquisizione delle immagini fino a 30 secondi. Questo strumento viene principalmente impiegato per lo *short range* (entro 500 m di distanza dal sensore) ed in particolare per il monitoraggio *real-time* e per l'allertamento rapido su edifici ed infrastrutture antropiche, fronti di scavo naturali ed ingegnerizzati ed in ambienti sotterranei (tunnel e caverne minerarie) [11].



*Figura 8: Sar ad apertura sintetica circolare (www.widsgeoradar.com).*

### **2.3.4 Tecniche topografiche: livellazione geometrica e triangolazione**

La livellazione geometrica di precisione permette di misurare direttamente la differenza di quota ortometrica (dislivello) tra punti caratteristici della struttura (capisaldi di controllo) con errore medio pari a circa 0.3 mm/km (errore medio sulla misura del dislivello tra capisaldi posti ad una distanza media di 1 km) e di calcolarne la quota rispetto ad altri punti ritenuti stabili nel tempo (capisaldi di riferimento). L'insieme di tutti i capisaldi forma la rete di controllo o di monitoraggio altimetrico: la sua misura in epoche differenti permette di confrontare i valori di quota che i capisaldi di controllo (riferiti al caposaldo di riferimento) hanno assunto nel tempo e di dedurne i relativi movimenti verticali. Per questo tipo di indagine è importante che il caposaldo di riferimento rimanga stabile nel tempo e venga materializzato in modo da non subire spostamenti per effetto di perturbazioni locali e superficiali. Frequentemente le strutture sono caratterizzate anche da movimenti stagionali e periodici, che coinvolgono nello stesso modo non solo l'intera struttura ma un'area più ampia attorno ad essa. Per poter isolare movimenti di questo tipo da quelli che eventualmente interessano la sola struttura monitorata, è opportuno realizzare anche un caposaldo superficiale di riferimento.

La triangolazione distanziometrica prevede la misura delle coordinate di punti di controllo disposti sulla struttura interessata attraverso la misura di angoli azimutali, zenitali e distanze inclinate.

L'analisi delle variazioni delle coordinate dei punti di controllo, calcolate come differenza tra le coordinate est, nord e quota della prima sessione di misura con quelle delle sessioni successive di

misura, permette l'identificazione degli spostamenti dei punti stessi.

Il rilievo di dettaglio viene effettuato attraverso la stazione totale; tramite dei ricevitori GNSS è possibile eseguire il rilievo di inquadramento che permette la materializzazione del sistema di riferimento locale nel sistema globale.

## CAPITOLO 3

### Lo SHM di edifici storici: i casi di Pisa

---

In questo capitolo vengono trattati due casi studio occorsi in passato in cui il monitoraggio ha svolto un ruolo fondamentale: Torre di Pisa e Palazzo La Sapienza.

Nel primo caso, tramite la vasta campagna di monitoraggio, è stato possibile individuare il comportamento del famoso monumento toscano al fine di progettare l'intervento di consolidamento più appropriato. Nel caso del Palazzo La Sapienza, il monitoraggio è stato utilizzato per la validazione del modello numerico che ha permesso di indagare le cause del dissesto e di effettuare la verifica statica e di vulnerabilità sismica.

#### 3.1 La Torre di Pisa

L'inclinazione della Torre di Pisa, peculiarità più singolare del noto monumento, è dovuta all'interazione della struttura con il terreno di fondazione (Figura 9). Agli inizi del 1990 la fondazione presentava una pendenza di  $5.5^\circ$  rispetto al piano orizzontale [12].

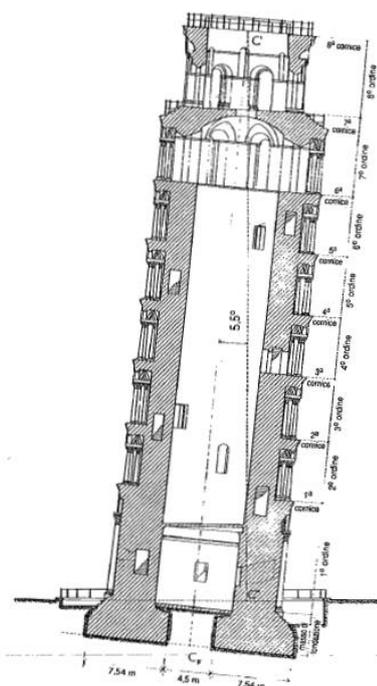


*Figura 9: Torre di Pisa.*

In questo paragrafo, dopo una breve descrizione della struttura della torre e dell'evoluzione dell'inclinazione necessari per l'inquadramento del problema, vengono prese in rassegna le attività di monitoraggio che hanno reso possibile la comprensione del comportamento della torre e la valutazione della necessità di interventi di stabilizzazione.

### 3.1.1 *Descrizione schematica della struttura e della sua inclinazione*

La Torre, ubicata nella Piazza dei Miracoli, è costituita da un corpo cilindrico di muratura circondato da loggiati con archi e colonne che poggiano sul tronco di base, sormontati da una cella campanaria. La struttura risulta quindi suddivisa in otto segmenti, che vengono detti "ordini". In Figura 10 è riportata la sezione di massima pendenza molto prossima alla direzione nord-sud.



**Figura 10:** Geometria della torre [13].

Il monumento è alto 58.4 m sul piano di fondazione ed oltre 55 m fuori terra. Il suo peso è stato calcolato in 14453 t (144 MN). La fondazione anulare ha un diametro esterno di 19.6 m; il foro centrale di 4.5 m. L'area della fondazione è quindi di 285 m<sup>2</sup>; la pressione media sul terreno di 497 kPa.

La torre cominciò ad inclinarsi durante i lavori di costruzioni iniziati nel 1173 e protratti, con diverse interruzioni a causa di vicende politico-economiche non note, fino al 1370 con l'ultimazione della cella campanaria (Figura 11). Se la costruzione fosse avvenuta senza tali interruzioni, si sarebbe verificata una rottura non drenata del terreno di fondazione [14].

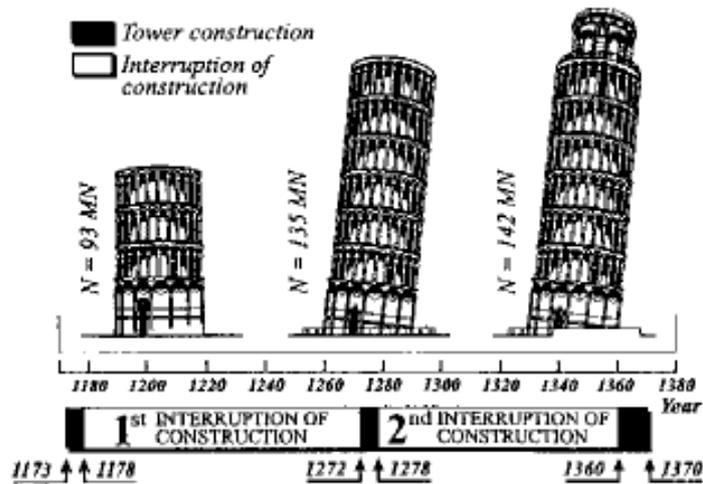


Figura 11: Fasi costruttive [14].

La pendenza, che si andava via via mostrando, ha indotto l'apporto di correzioni costruttive; motivo per cui l'asse della torre, a partire dalla quarta cornice, non è più rettilineo (Figura 12).

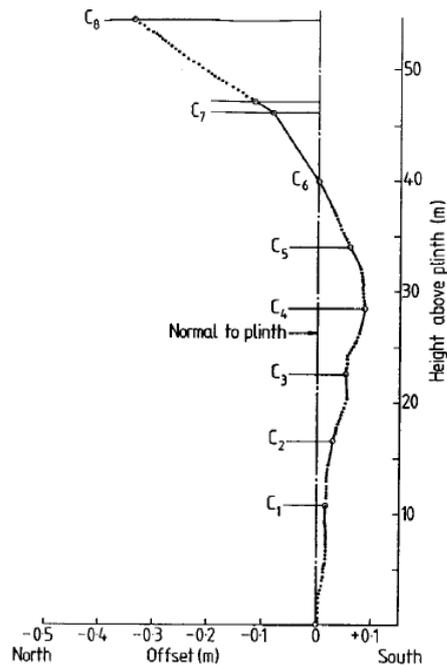


Figura 12: Variazione dell'asse della torre [14].

Dopo il completamento della cella campanaria, le prime misurazioni risalgono al 1817 da parte di Cresy e Taylor, i quali stimarono tramite un filo a piombo un'inclinazione pari a  $4.9^\circ$  [15]. A seguito dello scavo del "catino", risalente al 1834, per riportare alla luce il basamento che costituisce la fondazione della torre, si ebbe un incremento nella pendenza di  $0.5^\circ$ .

Per tutto il corso del ventesimo secolo l'inclinazione della torre ha subito un graduale incremento, che tuttavia risulta molto piccolo se comparato agli incrementi durante e dopo la costruzione; in particolare le misurazioni hanno mostrato l'elevata influenza di operazioni locali, perforazioni e pompaggi di acqua, nella determinazione di un aumento della velocità di rotazione.

Nel 1990 la pendenza della torre aumenta con una velocità di 6" per anno, che corrispondono ad uno spostamento del punto sommitale di 1.5 mm (Figura 13).

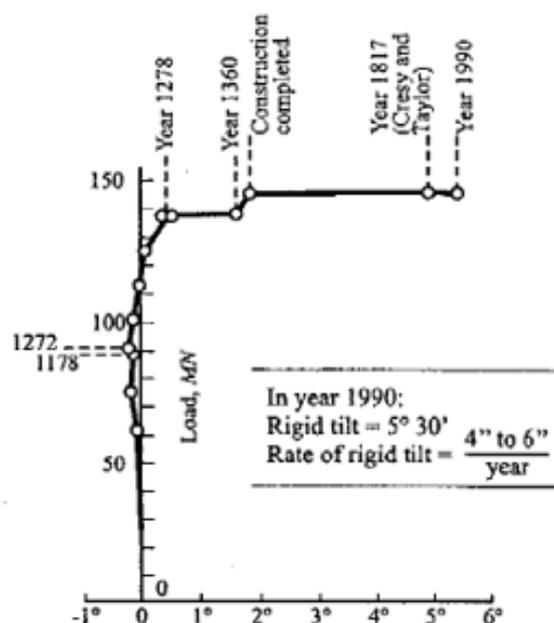


Figura 13: Storia dell'inclinazione [14].

La storia della pendenza della torre mostra come la causa di tale inclinazione non sia dovuta ad un'incipiente rottura dei terreni di fondazione, ma sia dovuta alla loro deformabilità; pertanto risulta fondamentale la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione presentata nel paragrafo seguente.

### 3.1.2 Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione

Il sottosuolo della Piazza dei miracoli è costituito da depositi geologicamente recenti di ambiente lagunare e palustre, formati da limi, argille e sabbie fini intercalate a sabbie costituenti dune costiere. Come riportato dalla Commissione Polvani [16], il sottosuolo può essere raggruppato in tre categorie con caratteristiche differenti (Figura 14).

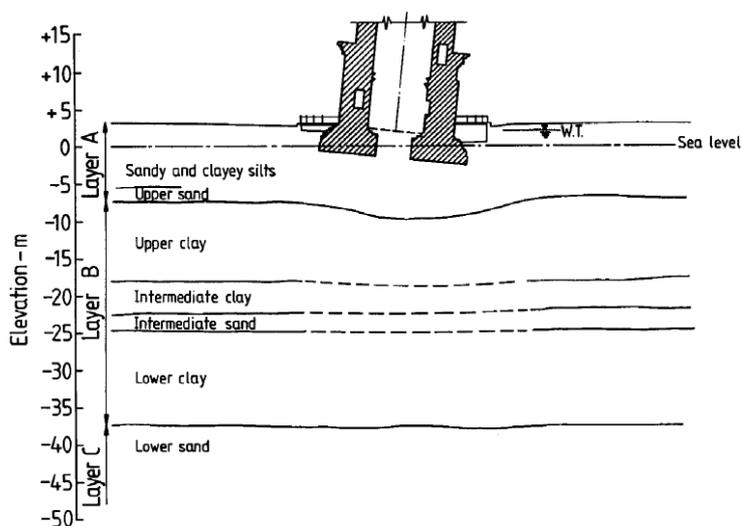


Figura 14: Stratificazione del terreno al di sotto della torre [16].

Il primo gruppo va dal piano campagna, che si trova ad una profondità di 2.5-3 m, fino alla profondità di circa 10 metri ed è costituito superiormente da strati misti di limo, argilla e sabbia; inferiormente si incontra uno strato di sabbie fini mediamente addensato di spessore di circa 2 metri (*upper sand*). Inoltre, è possibile notare dall'analisi dei sondaggi e dai risultati delle prove CPT che a sud della Torre, direzione verso cui si esplica la pendenza del monumento, la predominanza della componente fine.

Il secondo complesso si estende fino alla profondità di 40 m e prevede la presenza di argille così alternate:

- *Upper clay*, o argille "pancone": trattasi di argille leggermente OC o NC;
- *Intermediate clay*: argille sovraconsolidate e di elevata consistenza;
- *Intermediate sand*: dalla profondità di 25 a 27m;
- *Lower clay*: costituito da sabbie fino alla profondità di 70 m.

Recentemente l'esecuzione di nuovi sondaggi a maggiore profondità ha mostrato la presenza di stratificazioni sabbiose e argillose fino a profondità di 120 m con caratteristiche simili a quelle descritte.

Come è possibile vedere in Figura 14, si riconosce al di sotto della torre una depressione degli strati superiori di terreno indotta dal peso della torre. Il pelo libero della falda freatica si trova ad una profondità dal piano campagna compresa fra 1 e 2 m. Nelle sabbie profonde la quota piezometrica è affetta da una fluttuazione ciclica (Figura 15), con periodo annuale e ampiezza di circa 4 metri; questo andamento è legato agli emungimenti di acqua dal sottosuolo con pozzi a scopi irrigui e industriali.

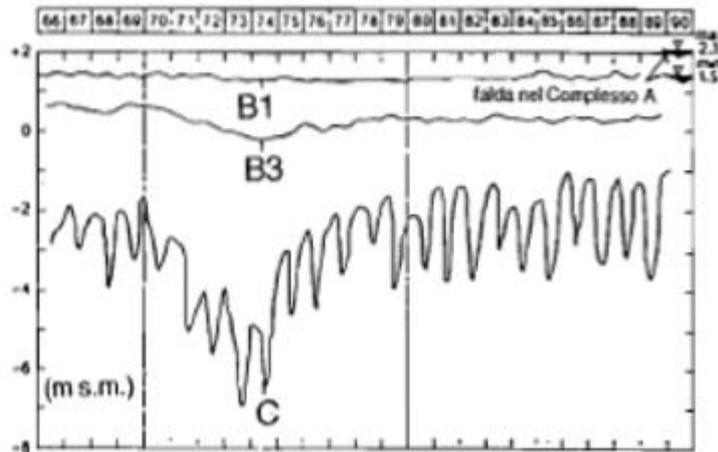


Figura 15: Regime delle acque sotterranee [16].

### 3.1.3 Monitoraggio: movimenti ciclici e variazioni di lungo termine

A partire dal 1911 l'inclinazione della torre viene determinata ad intervalli regolari per mezzo di misure geodetiche tramite un teodolite installato nel punto E (Figura 16).

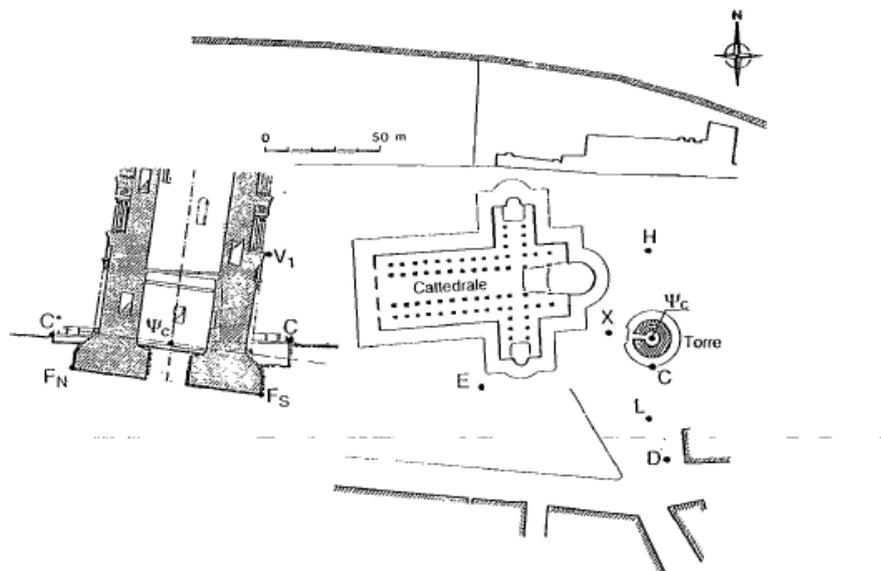


Figura 16: Pianta della piazza dei miracoli a Pisa [12].

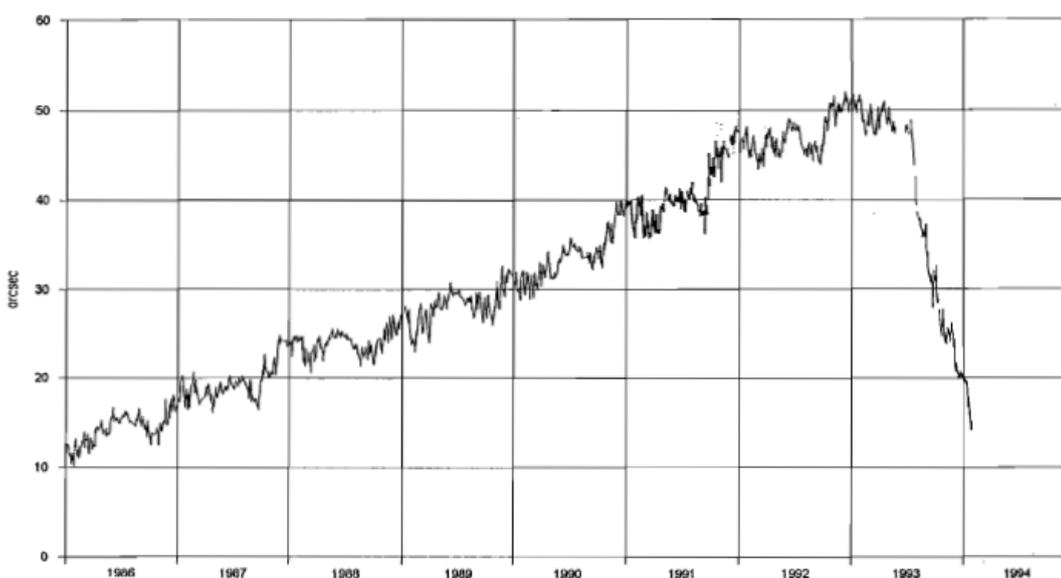
Nel 1928 quattro punti di misura della quota furono materializzati sulla base della torre e quotati rispetto al caposaldo  $\phi$  dell'IGM posto sul battistero; nel 1965 i punti di livellazione vennero portati a 15 e conseguentemente nel 1992 è stato realizzato un riferimento altimetrico vincolato alle sabbie inferiori e da utilizzare come riferimento per tutte le livellazioni sulla piazza.

Nel 1934 è stato installato un inclinometro a pendolo all'interno della torre e, successivamente, è stata integrata una strumentazione ottico-meccanica che comprende:

- una serie di otto stadiette di invar, fissate sul paramento interno del cilindro murario in prossimità della base della torre per la determinazione, con misurazioni giornaliere, l'inclinazione del monumento;
- quattro livelle elettrolitiche del tipo sviluppato dal Building Research Establishment installate sul paramento interno della torre [17];
- quattro inclinometri elettrolitici, installati a piano terra nelle direzioni N-S ed E-W.
- quattro livellometri a vasi comunicanti, installati negli stessi punti.

La strumentazione di tipo meccanica, costituita da livellometri ed inclinometri, è collegata ad un sistema di acquisizione e registrazione continua e consente di determinare l'inclinazione della torre con grande precisione e completezza. Le livellazioni di precisione sui caposaldi posti alla base della torre e nella piazza sono proseguite regolarmente fino al 1985, e sono state poi riprese nel 1990. Le livellazioni interne vengono eseguite due volte al giorno a partire dal 1993.

La Figura 17 riporta l'andamento dell'inclinazione della torre nel piano di massima pendenza N-S.

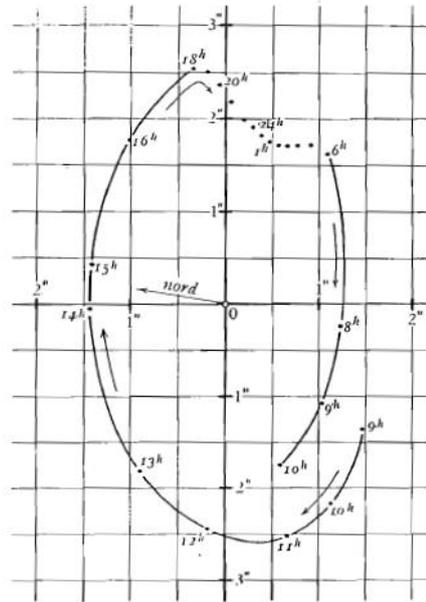


**Figura 17:** Andamento dell'inclinazione della torre nel piano di massima pendenza [12].

Si nota che la pendenza della torre aumenta di circa 6" all'anno fino al 1993 quando è stato applicato un sovrappeso di circa 600 t realizzato con elementi in piombo e che ha provocato una controrotazione di oltre 30". Risulta inoltre evidente la continua variazione delle misure che oscillano in una fascia di 3-4".

Dall'analisi più dettagliata dell'arco di una giornata (Figura 18) si nota che l'inclinazione viene completamente recuperata. Tale moto è dovuto all'insolazione della superficie esterna [18]; la

zona con temperature maggiori si dilata ed impone uno stato di coazione che provoca un incurvamento del monumento. Pertanto, la zona sommitale durante l'arco della giornata descrive una traiettoria ellittica che produce delle oscillazioni di ampiezza massima pari a 5" (stesso ordine di grandezza della variazione cumulata annuale).



**Figura 18:** Variazione dell'inclinazione della torre nell'arco del giorno 02/05/1961 [18].

Per la comprensione del movimento della torre è importante capire se le variazioni cicliche sono dovute esclusivamente a deformazioni della struttura in elevazione o a deformazioni cicliche dei terreni di fondazione; nello specifico le misurazioni sopra dette restituiscono il movimento globale dell'intero sistema struttura-fondazione. Pertanto, per l'elevata rigidità del blocco di fondazione che non subisce apprezzabili deformazioni, si considerano le misure alla base della torre rappresentative della rotazione della fondazione.

L'analisi dei dati dimostra che le rotazioni periodiche sono imputabili per almeno il 30% alle deformazioni del terreno di fondazione che risulta pertanto soggetto a cicli di tensione e deformazione di ampiezza modesta ma ripetuti un gran numero di volte.

In Figura 19 è riportata la variazione di inclinazione misurata con i diversi strumenti. L'andamento mostra un incremento di inclinazione pressoché uniforme; si riscontrano due perturbazioni significative intorno al 1935, causata dai lavori al catino, e intorno alla metà degli anni sessanta, in corrispondenza delle vaste operazioni di emungimento di acqua e conseguente diminuzione della quota piezometrica nel banco di sabbie profonde.

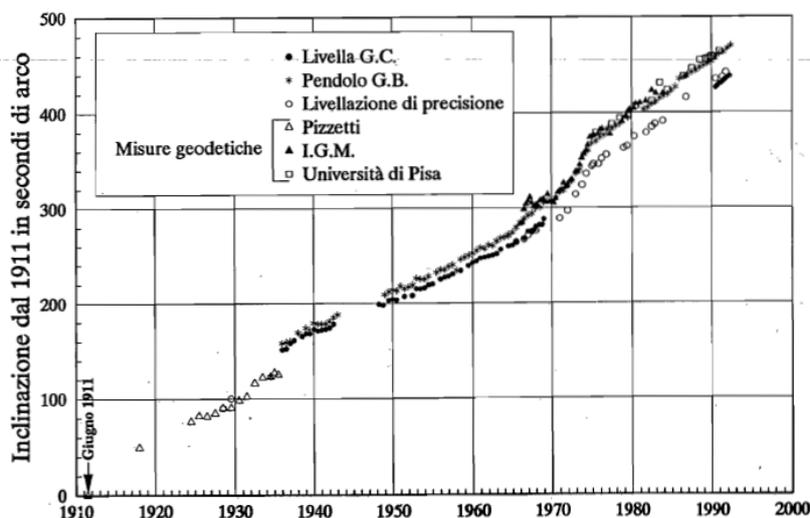


Figura 19: Variazione della pendenza della torre [18].

Grazie alle livellazioni di precisione svolte rispetto alla piazza, è stata riscontrata una distorsione del terreno che ha prodotto una rotazione nella direzione est-ovest e nord-sud; tuttavia per quanto riguarda quest'ultima direzione si è riscontrato anche un aumento della velocità di inclinazione. Andando a considerare l'andamento della variazione depurata dagli eventi accidentali (Figura 20), si nota un moto accelerato in cui la velocità è duplicata rispetto agli anni 1930. Pertanto nel 1993, è stata installata una cerchiatura con cavi di acciaio nella zona più critica del cilindro murario per ridurre il rischio di collasso strutturale e per il rischio di rottura dei terreni sono stati installati contrappesi di piombo.

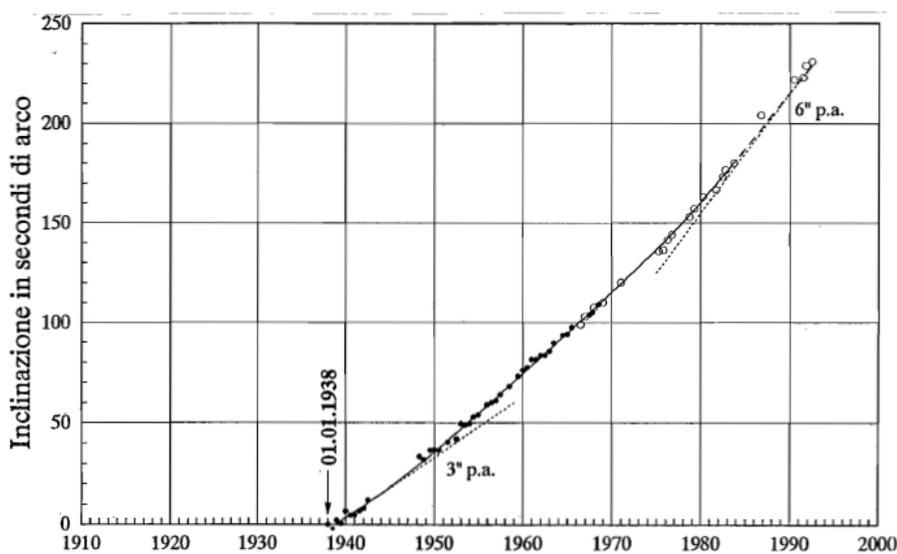
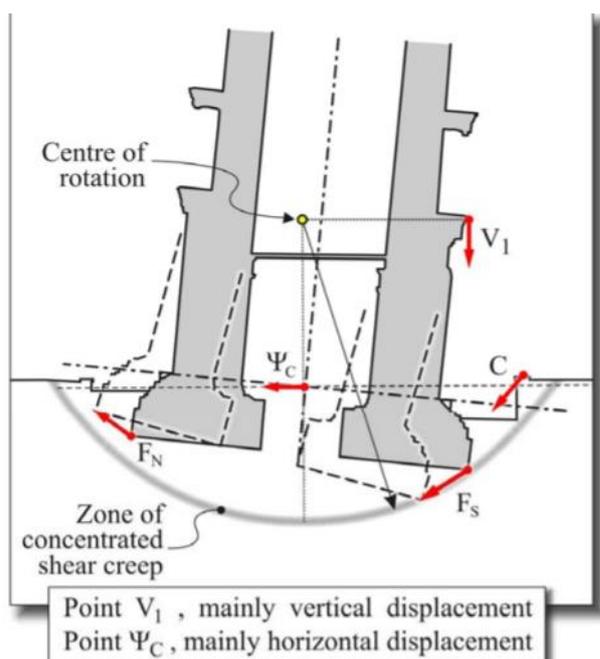


Figura 20: Variazione dell'inclinazione della base della torre depurata da eventi accidentali [18].

### 3.1.4 Cinematica della torre

La torre, nel piano di massima pendenza, presenta tre gradi di libertà e pertanto per definirne il moto è necessario definire tre componenti di spostamento indipendenti, traslazione orizzontale e verticale e rotazione. Analizzando le misure geodetiche, risulta che gli spostamenti orizzontali, non prendendo in considerazione eventi accidentali per cui si sono verificati spostamenti dell'ordine di qualche mm, sono pressochè insignificanti rispetto ai cedimenti verticali. L'entità di questi ultimi infatti, considerando il cedimento verticale del punto  $F_s$  rispetto al punto  $F_n$ , è stata oltre i 40 mm. Il fenomeno di subsidenza non ha coinvolto solamente la torre ma anche tutta la piazza con cedimenti differenziali di notevole entità.

Il cedimento della torre rispetto ai terreni circostanti è stato molto più piccolo rispetto agli spostamenti verticali relativi tra gli estremi della fondazione; pertanto la torre ha subito un moto rigido di rotazione rispetto ad un punto (Figura 21). Il centro di rotazione istantaneo è collocato al livello della prima cornice, al di sopra del centro della fondazione [13].



**Figura 21:** Cinematica del basamento della torre [13].

Questo tipo di movimento può essere spiegato considerando il problema di instabilità all'equilibrio; il momento ribaltante, generato dall'aumento di inclinazione della torre tale per cui il vettore della forza peso è disassato rispetto al baricentro della fondazione, è maggiore o uguale del momento resistente del terreno di fondazione.

Il moto rigido di rotazione pertanto non è imputabile agli strati sottostanti di argilla marina, ma la causa è da ricercare nello strato superficiale composto da argilla pancone. Infatti, l'ultimo strato ha subito un fenomeno di invecchiamento dopo la costruzione che ha indotto un incremento di resistenza. Oltre al fenomeno di *creep* riguardante gli strati più superficiali, la causa principale della rotazione progressiva della torre è imputabile alla fluttuazione della quota piezometrica dovuta ad emungimenti per scopi agricoli ed industriali e ad importanti eventi di precipitazione che si sono verificati tra i mesi di settembre e dicembre.

In Figura 22 si riporta l'andamento della quota piezometrica per un periodo di tempo selezionato misurato da due piezometri posti a nord e sud della torre; in seguito a due eventi di pioggia intensa verificatisi nel settembre e ottobre 1995 si è verificato un incremento di rotazione di circa 1" di arco, solo parzialmente reversibile, correlato proprio con la differenza di innalzamento della quota piezometrica tra nord e sud della torre.

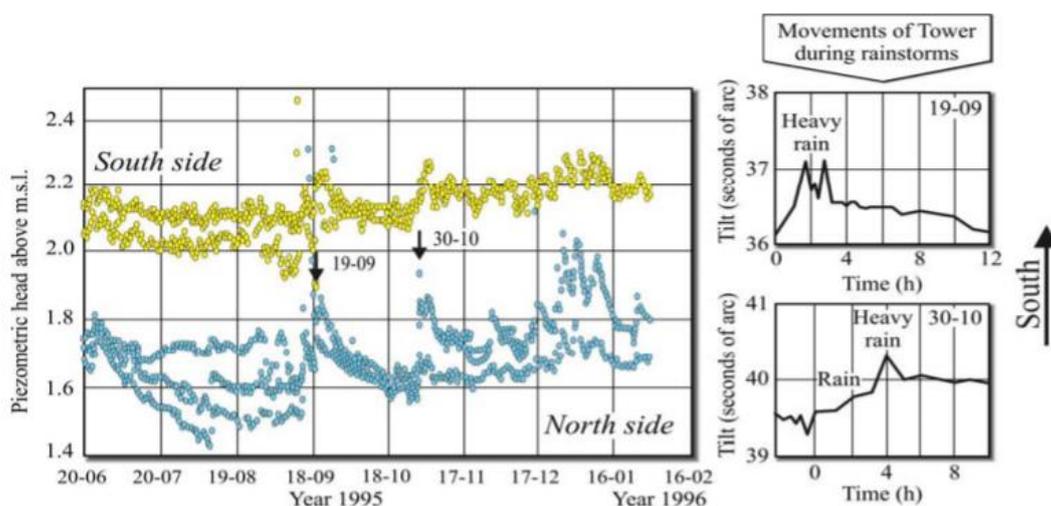


Figura 22: Fluttuazione del livello di falda [13].

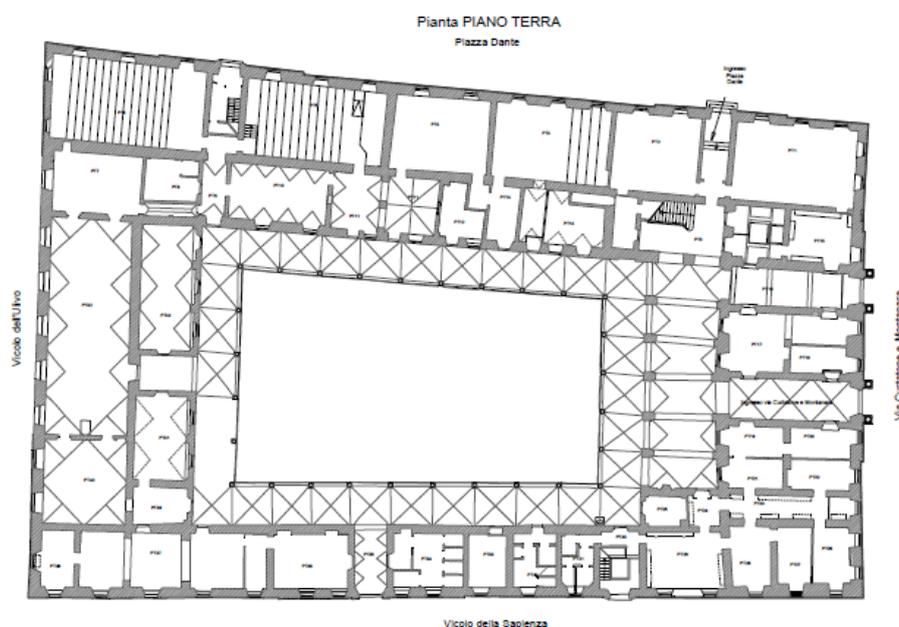
### 3.2 Palazzo La Sapienza

I seguenti paragrafi hanno lo scopo di illustrare le operazioni ed i procedimenti che sono stati seguiti nella verifica statica e nella valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio situato a Pisa "La Sapienza"; in particolare verrà approfondito lo studio del problema dell'interazione terreno-struttura. Per lo studio della risposta della struttura è stato impiegato un modello numerico in grado di riprodurre in modo dettagliato la realtà del problema; a tal fine è stata predisposta una fase conoscitiva finalizzata alla definizione dei parametri rappresentativi del modello che ha previsto [19]:

- individuazione dell'evoluzione storica, in termini di trasformazione del complesso edilizio dalla configurazione ipotetica originaria;
- rilievo geometrico ed architettonico della costruzione nello stato attuale;
- rilievo dello stato fessurativo presente, in modo da individuare tutte le lesioni presenti per capirne la causa;
- caratterizzazione dei materiali, per valutare lo stato di degrado, i parametri meccanici di deformabilità e resistenza;
- indagini geotecniche nel volume significativo di sottosuolo per definire il modello geotecnico adeguato all'analisi di risposta sismica locale e all'analisi dell'interazione terreno-struttura;
- attivazione di sistemi di monitoraggio dello stato fessurativo e topografico per valutare il comportamento della struttura nel tempo e per validare il modello numerico.

### 3.2.1 Descrizione della struttura e analisi storica

Il palazzo La Sapienza è un edificio storico realizzato in muratura portante. Si sviluppa per tre piani fuori terra su una pianta trapezoidale che presenta dimensioni dei lati maggiori pari a 80.0 m per 57.3 m. Il cortile presenta dimensioni maggior pari a 35.5 m per 21.2 m (Figura 23).



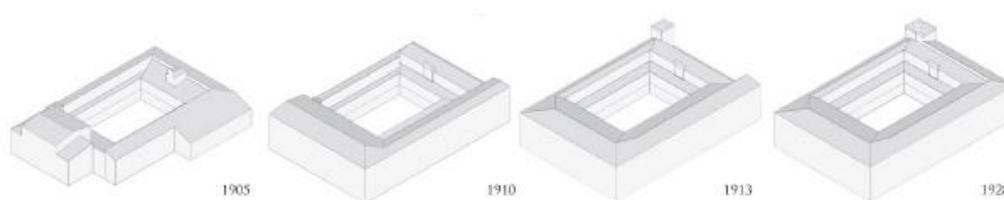
**Figura 23:** Pianta piano terra [19].

L'edificio è sede dell'università di Pisa ed ospita alcune aule, biblioteca ed un'aula magna storica.

La struttura portante dell'edificio è costituita da setti murari di spessore variabile tra 100-120 cm per le pareti esterne e tra 45-50 cm per le pareti interne in corrispondenza del piano terra; per i piani sopraelevati si verifica una diminuzione degli spessori fino ad avere setti esterni di spessore di 60 cm. Gli orizzontamenti sono di diversa tipologia: volte a botte, volte a crociera, volte a padiglione semplici e con lunette; sono inoltre presenti solai costituiti da travi in acciaio e volterrane a semplice e doppia orditura. Il tetto invece è costituito principalmente da capriate in legno e in parte minore da capriate in acciaio; una struttura a spinta eliminata sostiene la volta dell'Aula Magna Nuova.

Il palazzo, così come è oggi, è il risultato di una serie di ristrutturazioni, demolizioni e ampliamenti; è importante effettuare un'analisi approfondita dell'evoluzione di queste operazioni per capire la loro influenza nella risposta strutturale dell'edificio [20].

Una significativa modifica alla struttura originale è stata apportata agli inizi del XIX secolo per la necessità di avere maggiore spazio da dedicare alla libreria, la quale contava circa 30000 volumi. Le modifiche coinvolsero la demolizione di alcune mura portanti interne, la sopra-elevazione della parte ovest di circa 3.00 m, la variazione della forma e dimensioni di porte e finestre. Immediatamente si formarono delle fessure in diverse parti dell'edificio mostrando così l'incapacità della struttura a sostenere un tale livello di sforzo, maggiore di quello per cui era stata progettata. L'ingrandimento della struttura e conseguentemente l'incremento dei carichi verticali è continuato anche nel XX secolo sempre a causa di un ingrandimento della libreria universitaria. Questi interventi hanno portato la struttura rinascimentale originariamente di due piani, ad un edificio massiccio costituito da tre piani (Figura 24).



**Figura 24:** Modifiche strutturali del Palazzo La Sapienza durante le prime decadi del XX secolo [20].

L'analisi storica dell'edificio ha evidenziato una serie di problemi strutturali, derivanti dalle trasformazioni a cui il complesso è stato soggetto, che oggi sono riscontrabili attraverso fessure distribuite in diverse porzioni della costruzione. Si è pertanto resa necessaria un'approfondita campagna di sondaggi e prove per la determinazione delle condizioni strutturali dell'edificio con particolare attenzione a murature storiche, orizzontamenti, fondazioni, proprietà meccaniche dei materiali e proprietà geotecniche del suolo di fondazione; tuttavia, tale rapporto non vuole essere

una relazione tecnica e pertanto saranno approfonditi solamente le procedure riguardanti la caratterizzazione geotecnica e i sondaggi delle strutture di fondazione.

### 3.2.2 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione del sottosuolo è stata eseguita attraverso le seguenti prove (Figura 25) [20]:

- sette perforazioni a carotaggio continuo, di cui due all'interno del cortile e cinque in prossimità del perimetro esterno dell'edificio;
- sei prove penetrometriche statiche (CPTU), di cui una eseguita sul perimetro esterno a nord del fabbricato mentre cinque prove sono state effettuate nel cortile interno;
- due prove con dilatometro sismico (SDMT) eseguite in corrispondenza delle verticali penetrometriche nord e sud interne al cortile;
- una prova DPSH eseguita sul perimetro esterno del fabbricato lato nord-est.



**Figura 25:** Disposizione planimetrica delle indagini geotecniche effettuate nel 2013 [20].

Il terreno di fondazione dell'edificio è costituito da due complessi stratificati, pressochè orizzontali (Figura 26); il primo gruppo, denominato Complesso A, si estende dal piano campagna ad una profondità di 14 m, tra le quote di circa 5 m s.l.m. e la quota -9 m s.l.m.. Il complesso B si sviluppa dalla quota -9 m s.l.m. e -35 m s.l.m..

La parte superiore del Complesso A, di spessore pari a 3 m, è costituita da materiale di riporto con costituzione molto variabile. Al di sotto di tale strato, a formare il complesso denominato A1, sono

presenti sabbie, limi e argille in strati di spessore variabile e scarsa continuità laterale. Nella parte inferiore del complesso è presente uno strato di sabbie fini con intercalazioni limose, denominato A2. Il complesso B è costituito da 4 strati in cui le caratteristiche variano entro limiti abbastanza ampi ma in modo graduale, a differenza del Complesso A. Nel primo strato, da quota -9 m a quota -19 m, è presente argilla superiore (strato B1); si tratta di argilla leggermente OC, di consistenza ridotta e con IP elevato. Le argille intermedie formano lo strato B2 che arriva fino a quota -23 m; in questo caso si hanno argille con OCR e consistenza più elevati rispetto alle argille sovrastanti. Lo strato B3 è costituito da sabbie fini limose ed ha uno spessore di circa 2 m. Infine, il quarto strato (B4) è formato da argille limose leggermente OC con consistenza media.

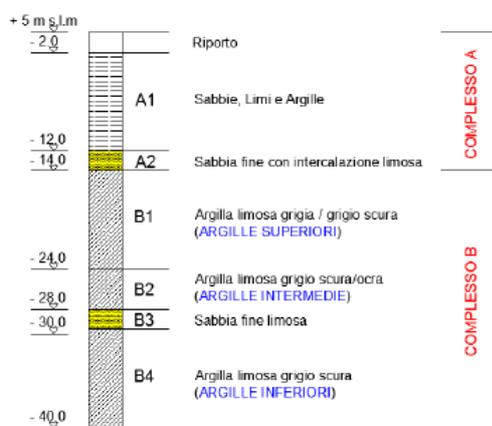


Figura 26: Stratigrafia del sottosuolo [20].

La misura della quota piezometrica, attraverso dei piezometri di Casagrande a cella, in alcuni punti ha permesso la ricostruzione del profilo delle pressioni neutre. In Figura 27 si può notare come tale distribuzione si discosti da quella idrostatica (linea tratteggiata) a causa di una circolazione idrica sotterranea dovuta probabilmente alle estrazioni di acqua subite dalla pianura Pisana per scopi industriali.

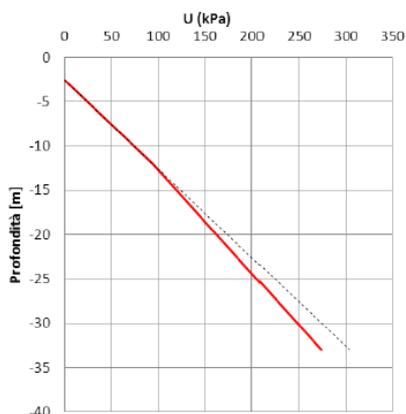
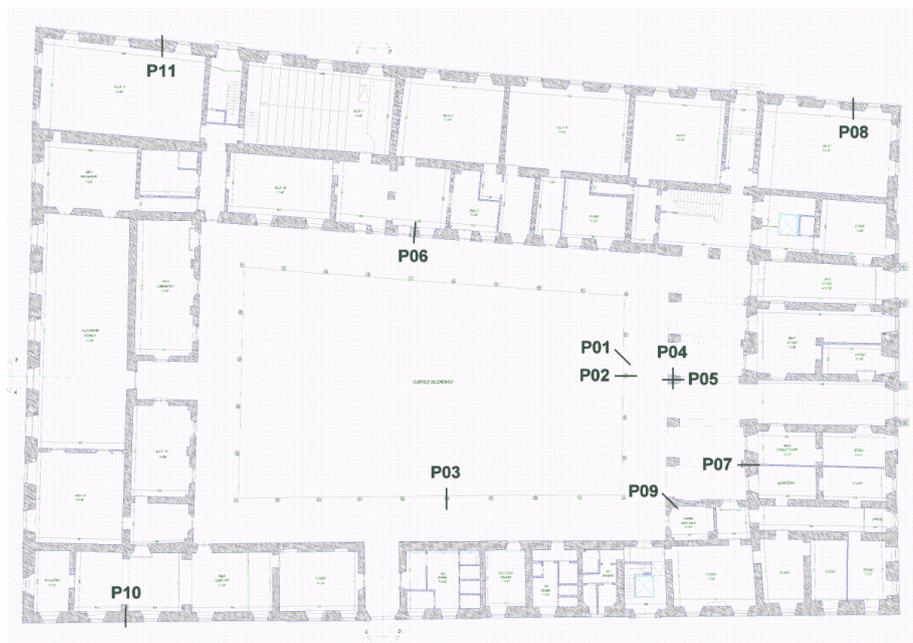


Figura 27: Profilo delle pressioni neutre [20].

### 3.2.3 Fondazioni

La vasta campagna di indagini ha permesso l'identificazione della geometria delle fondazioni e la definizione di aree con caratteristiche omogenee. A tal fine sono stati eseguiti 42 carotaggi per una lunghezza massima di 4.5 metri, che hanno permesso di indagare 11 sezioni, identificate con i codici P01-P11 (Figura 28).



**Figura 28:** Ubicazione dei sondaggi sulle fondazioni [20].

Dai sondaggi è stato possibile ricavare le seguenti informazioni [20]:

- Assenza di collegamento tra le fondazioni delle colonne ubicate nella loggia. Ciascun plinto presenta una pianta quadrata di lato 1.10 metri con approfondimento di 1.90 metri rispetto al piano campagna. Sono formati da mattoni e pietra legati con della malta di bassa qualità.
- Le fondazioni delle colonne posizionate all'ingresso dell'edificio sono dei plinti isolati a base rettangolare con dimensioni 1.00 x 1.80 m, disposti ad una profondità di 1.75 m. La muratura è composta prevalentemente da mattoni pieni con pietre lapidee di scarsa resistenza.
- Le perforazioni riguardanti la sezione P06 hanno evidenziato una maggiore presenza di materiale lapideo rispetto a mattoni e la fondazione, di ampiezza 1.50 metri, risulta continua e presenta un approfondimento di un metro.

- Il muro esterno posto ad est presenta una fondazione a base rettangolare di larghezza 2.40 metri e profondità di 1.50 m dal piano campagna. La parete muraria è composta da mattoni pieni e materiale di elevata resistenza alla perforazione.
- Nella sezione P08 è stata rilevata la presenza di mattoni e materiali lapidei con buona continuità fino quota di imposta delle fondamenta, pari a 1.50 m dal piano campagna. La larghezza dell'impronta presenta una dimensione ridotta, di circa 0.90 m.
- I sondaggi riguardanti le mura perimetrali, P10 a sud e P11 a nord, evidenziano una discreta compattezza dell'opera muraria con scarsa presenza di vuoti. La larghezza in pianta è di 1.60 metri per entrambe le fondazioni; si nota una profondità rispetto al piano campagna di 2.10 metri per la sezione a nord e di 2.75 m per la sezione P10. Questa piccola differenza comporta, dal punto di vista geotecnico, una risposta alle sollecitazioni dell'interfaccia terreno-fondazione non trascurabile.

### **3.2.4 Monitoraggio dello stato fessurativo**

Il controllo dell'evoluzione temporale del quadro fessurativo è stato effettuato attraverso:

- un sistema di monitoraggio periodico, misurando l'ampiezza delle lesioni con cadenza di ogni 2 mesi;
- un sistema di monitoraggio continuo, tramite dei trasduttori in grado di registrare delle misure ogni 5 minuti;
- un sistema di monitoraggio topografico per la misura degli spostamenti di diverse porzioni del fabbricato.

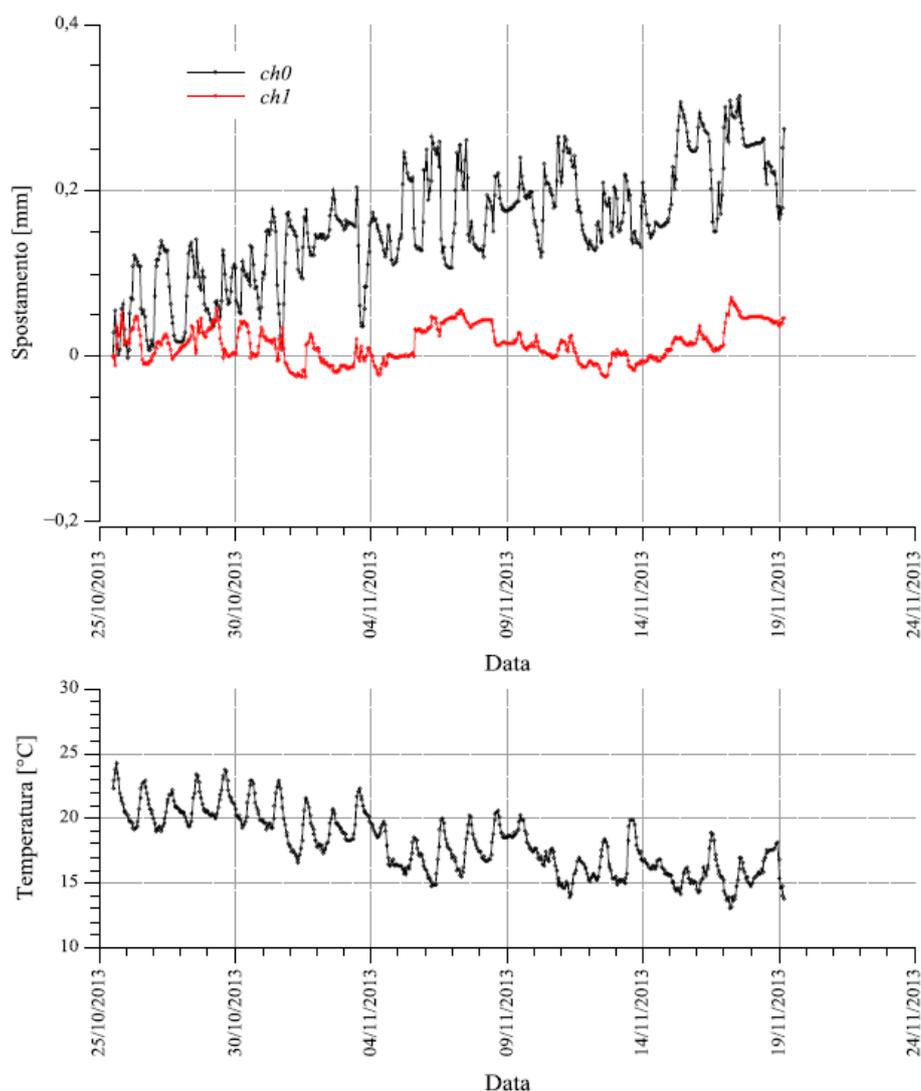
I punti più significativi, in cui installare i vari strumenti di misura, sono stati localizzati in base ai risultati di un accurato rilievo del quadro fessurativo che ha permesso la classificazione delle lesioni in termini di posizione e gravità.

Per il monitoraggio periodico è stato impiegato un calibro estensimetrico removibile, con precisione del centesimo di millimetro. A cavallo della fessura, sono stati scelti dei capisaldi contrassegnati con dei riferimenti metallici permanenti disposti in modo ortogonale alla lesione o in modo da misurare lo spostamento in due direzioni ortogonali. In questo modo si riesce a rilevare la variazione dell'apertura della fessura e la direzione del movimento delle due parti della parete muraria. Le misure sono state ripetute ad intervalli di circa 2 mesi in modo da ottenere una comprensione qualitativa della progressione del movimento in atto.

Il sistema di monitoraggio continuo utilizza dei trasduttori di spostamento potenziometrici per la misura dell'ampiezza delle fessure ed è stato configurato in modo da fornire una misura ogni 5

minuti. I dati raccolti, tramite un sistema WSSN, vengono inviati al gateway, il quale presenta un *server Web* integrato che permette l'accesso da remoto.

L'elaborazione dei dati permette di tracciare dei grafici che riportano l'evoluzione nel tempo della variazione di ampiezza della fessura (Figura 29).



**Figura 29:** Esempio elaborazione dati del sistema di misura continuo [20].

Il monitoraggio topografico utilizza il metodo della livellazione geometrica di precisione. Le misure di angoli e distanze sono state eseguite attraverso una stazione totale; per l'inquadramento della rete in un unico sistema di riferimento, i capisaldi di controllo sono stati collegati planoaltimetricamente ai punti di riferimento.

La strumentazione utilizzata è la seguente:

- 1 livello digitale;
- 2 stadie in invar da 2 metri;

- 2 stadi in invar da 60 centimetri;
- 1 coppia di sostegni telescopici per ogni stadia;
- 1 stazione totale.

I capisaldi di controllo sono stati ubicati, tramite degli ancoraggi inseriti all'interno della parete muraria, ad un'altezza di circa 10 centimetri rispetto al piano campagna in modo da poter monitorare gli spostamenti verticali in prossimità delle fondazioni. Il caposaldo di riferimento è stato materializzato sulla testa di un palo infisso ad una profondità di 45 metri in modo da raggiungere il *bedrock*. Inoltre è stato posizionato un caposaldo superficiale di riferimento, tramite un chiodo di livellazione, in un edificio nelle immediate vicinanze della Sapienza che risulta privo di problemi di stabilità; tramite questo punto fisso è stato possibile evidenziare eventuali spostamenti relativi dell'intera area in cui sorge il fabbricato in esame.

Le linee di livellazione geometrica collegano i punti di monitoraggio in modo da formare una rete ad anello. La configurazione che ne deriva è composta da un anello principale esterno e 3 anelli interni; in questo modo ciascuna rete risulta indipendente favorendo la fase di pre-elaborazione e l'individuazione di eventuali errori. La rete presenta 50 capisaldi di controllo e 65 misure di dislivello; pertanto lo schema garantisce una buona ridondanza (Figura 30).



**Figura 30:** Anelli principali della rete di monitoraggio [20].

La fase di pre-elaborazione permette di controllare la bontà geometrica della rete evidenziando inoltre la correttezza delle misure effettuate nella fase di rilievo attraverso la stazione totale. Infine, è stata effettuata la compensazione della rete attraverso i minimi quadrati, verificando l'affidabilità attraverso test statistici.

### 3.2.5 Modellazione dell'interazione terreno-struttura e verifiche

Le indagini sperimentali riguardanti le fondazioni del complesso hanno evidenziato una significativa variabilità sia geometrica, in termini di larghezza della base di appoggio e quota di imposta, sia per quanto riguarda la composizione della muratura [21]. Pertanto per rappresentare al meglio questa eterogeneità, sono state individuate cinque aree con caratteristiche simili (Figura 31).



**Figura 31:** Schematizzazione delle fondazioni [21].

In base alle analisi geotecniche condotte, il suolo è stato rappresentato mediante un modello elastico alla Winkler con molle disposte nelle tre direzioni e opportune rigidità; in particolare la rigidità orizzontale è stata assunta cautelativamente pari ad al 25% della rigidità verticale.

Nella Tabella 1 sono presenti le rigidità iniziali  $K_{ini}$ , interasse delle molle  $i$ , area di base delle fondazioni nastriformi  $B$ , area di impronta delle colonne  $A$  ed infine rigidità verticali  $K_v$ .

**Tabella 1:** Rigidità iniziali.

Tipologia di fondazione	$K_{ini}$	$i$	$B$	$A$	$k_v$
	[kPa/m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[N/mm]
Colonnato	32560	-	-	1.21	39398
Pilastrini	25300	-	-	1.8	45540
Tipologia 1	4500	0.5	1.6	-	3600
Tipologia 2	3200	0.5	2.4	-	3840
Tipologia 3	7600	0.5	0.9	-	3420

La rigidità iniziale a piccoli livelli di deformazione è stata calcolata mediante la soluzione di Groth & Chapman del 1969 ed utilizzando i cedimenti misurati tramite il monitoraggio topografico.

Nonostante si utilizzino delle proprietà elastiche del sottosuolo costanti, calcolate a partire dai risultati delle prove *down-hole*, si nota la grande diversità dei valori della rigidità iniziale per ogni sezione a causa della diversa geometria, sia in termini di quota di imposta, sia in forma e larghezza in pianta della fondazione.

Per quanto concerne la verifica della capacità portante dell'interfaccia terreno-fondazione, è stato eseguito un confronto tra il carico limite del terreno, determinato attraverso la formulazione di Brinch-Hansen (1961), e il carico applicato dalla sovrastruttura, derivante dall'analisi numerica [21]. In Tabella 2 sono riportati i valori del carico limite stimati considerando un terreno omogeneo, un angolo di attrito del terreno pari a 36° e un peso saturo dell'unità di volume di 19.35 kN/m<sup>3</sup>.

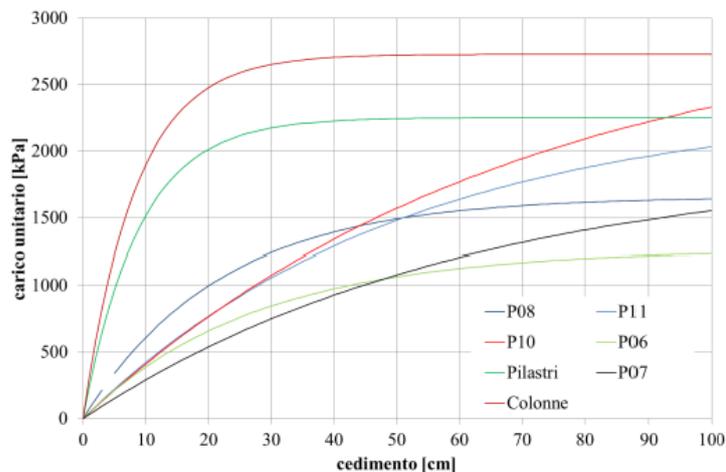
**Tabella 2:** Carico limite delle sezioni indagate calcolato attraverso la formula di Brinch-Hansen (1961).

Sezione indagata	q <sub>lim</sub>
	[kPa]
Colonnato (P02, P03)	2728
Pilastrini (P03, P05)	2253
Muro interno lato est (P07)	1925
Muro interno lato nord (P06)	1266
Muro esterno nord lato ovest (P11)	2362
Muro esterno sud lato ovest (P10)	3050
Muro esterno nord lato est (P08)	1658

La valutazione della curva carico-cedimento è stata effettuata mediante la teoria di Butterfield (1980) valida per terreni sabbiosi-limosi ipotizzando una rottura in condizioni drenate; si utilizza una curva parabolica che presenta la seguente espressione:

$$q(w) = q_{lim} \left[ 1 - e^{-\left(\frac{K_{ini}w}{q_{lim}}\right)} \right] \quad (2)$$

In cui  $K_{ini}$  è la rigidità iniziale definita precedentemente,  $w$  rappresenta il cedimento e  $q_{lim}$  è il carico limite del complesso terreno-fondazione. La Figura 32, come già sottolineato, evidenzia le differenti risposte dei vari elementi in funzione della geometria identificata; in particolare si nota come le rigidità secanti per valori fino ad 1.0-1.5 MPa differiscano di un ordine di grandezza.



**Figura 32:** Curva carico-cedimento [21].

L'analisi numerica ha permesso la stima dei carichi applicati in fondazione (Tabella 3); i carichi massimi sono riferiti alla combinazione di esercizio mentre i valori minimi sono riferiti alla combinazione che prevede solo i pesi propri.

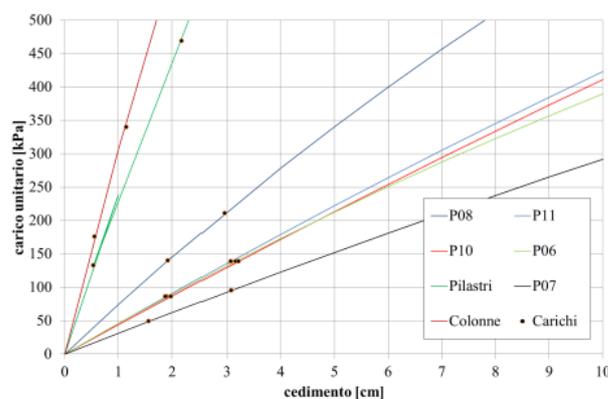
**Tabella 3:** Carichi unitari applicati alla fondazione.

Tipologia di fondazione	Tensione minima	Tensione massima
	[kPa]	[kPa]
Colonnato	176	340
Pilastrini	133	469
Tipologia 1	86	139
Tipologia 2	49	95
Tipologia 3	140	211

Comparando i dati riportati nelle due tabelle, è possibile affermare che i coefficienti di mobilitazione della resistenza del complesso terreno-fondazioni sono bassi, con un massimo del 21%; pertanto si può escludere la condizione di collasso per superamento della capacità portante del terreno di fondazione.

I cedimenti differenziali e i conseguenti danneggiamenti sono frutto di una problematica relativa all'eterogeneità dei carichi applicati dalla sovrastruttura combinata alla eterogeneità delle rigidità delle fondazioni.

In Figura 33 vengono riepilogati i carichi applicati in fondazione all'interno della curva carico-cedimento la quale identifica le prestazioni del sottosuolo. Si può notare una netta differenza tra il comportamento esibito dalla porzione perimetrale dell'edificio e la zona interna, identificata dalla sezione Colonne e Pilastrini della parte est. Infatti le zone in cui il contrasto delle rigidità in fondazione è più marcato mostrano dei danneggiamenti maggiori, come identificato dal monitoraggio tramite fessurimetri.



**Figura 33:** Cedimenti in funzione dei carichi applicati [21].

## CAPITOLO 4

### Complesso scolastico E. Majorana: manica di collegamento

---

L'edificio oggetto di studio appartiene al complesso scolastico Ettore Majorana, ubicato in via Frattini 11-15 a Torino. Lo svilupparsi di un esteso quadro fessurativo, sia nelle pareti interne che nelle facciate esterne (Figura 34), ha condotto alla necessità di realizzare una campagna di monitoraggio per indagare l'evoluzione del dissesto nel corso degli anni, da cui è emerso che il fenomeno deformativo risulta ancora attivo. L'avanzamento delle fessure presenti potrebbe portare all'instabilità di interi conci all'interno della parete e dato che, mediamente una parete di tamponamento ha un peso di  $300 \text{ kg/m}^2$ , questo fenomeno potrebbe mettere a rischio l'agibilità di alcuni locali.

La complessità del problema, che caratterizza tutti gli edifici esistenti, ha reso necessaria l'applicazione di un approccio basato su un'analisi approfondita dello stato dell'arte dell'edificio e sulla costruzione di un modello numerico in grado di riprodurre il comportamento dell'edificio.

Il presente capitolo ha quindi lo scopo di inquadrare il fabbricato oggetto di studio sia in termini geometrico-strutturali, attraverso i dati provenienti dalla relazione tecnica [22], sia in ambito geologico e geotecnico attraverso la relazione del Dott. Rocco Rizzo [23].



*Figura 34: Esempio del quadro fessurativo presente nelle pareti interne ed esterne.*

## 4.1 Fabbricato di collegamento

L'edificio in esame è stato realizzato nell'ambito dei lavori di ristrutturazione e ampliamento del complesso scolastico del Liceo scientifico "E. Majorana", ex Scuola Media "Braccini-Neruda". Tale lotto di edificazione è ubicato nella sezione n. 155160 della Carta Tecnica Regionale. In Figura 35 è riportata l'ortofoto della zona in cui sorge l'istituto scolastico.



*Figura 35: Ortofoto dell'area in cui è ubicato l'edificio in esame (Geoportale regione Piemonte).*

L'edificio, realizzato tra il settembre 2002 ed agosto 2004, è costituito da una struttura in cemento armato di tre piani fuori terra, di cui il piano terreno si trova ad una quota di 1 metro al di sopra del piano campagna. Tale piano rialzato presenta il bar e i servizi igienici ad esso annessi; gli altri due piani sono invece occupati dagli uffici del personale amministrativo. Inoltre, è stato costruito un vano ascensore in cemento armato in aderenza alla facciata dell'edificio in corrispondenza del lato cortile.

Il fabbricato, denominato in seguito anche come Blocco C, costituisce il collegamento tra le due strutture preesistenti che formano il complesso scolastico, denominate Blocco A e Blocco B (Figura 36 e 37). Il primo edificio, risalente agli inizi degli anni sessanta, è formato da tre piani fuoriterra e un piano seminterrato; tuttavia la zona a diretto contatto con la manica di collegamento è costituita solamente dal piano terra e piano primo.

Il complesso B, costruito nei primi anni settanta, consta di un piano seminterrato e 3 piano fuori terra (piano rialzato, piano primo e piano secondo).



*Figura 36: Facciata lato via Frattini (lato ovest).*

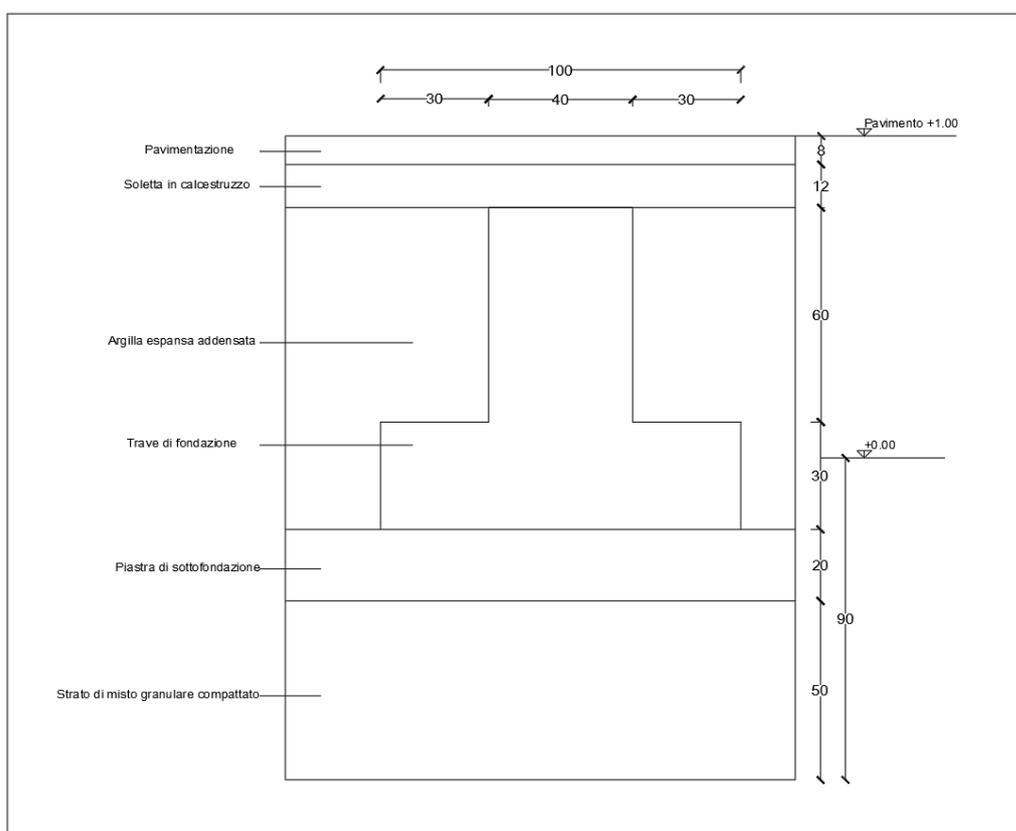


*Figura 37: Facciata lato cortile (lato est).*

Di seguito viene illustrata la descrizione dei componenti strutturali del fabbricato, ponendo particolare attenzione al piano di fondazione, in modo da poter studiare dettagliatamente l'interazione della struttura con il sottosuolo; a tal fine verrà, inoltre, presentata la caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno di fondazione.

#### 4.1.1 Fondazioni

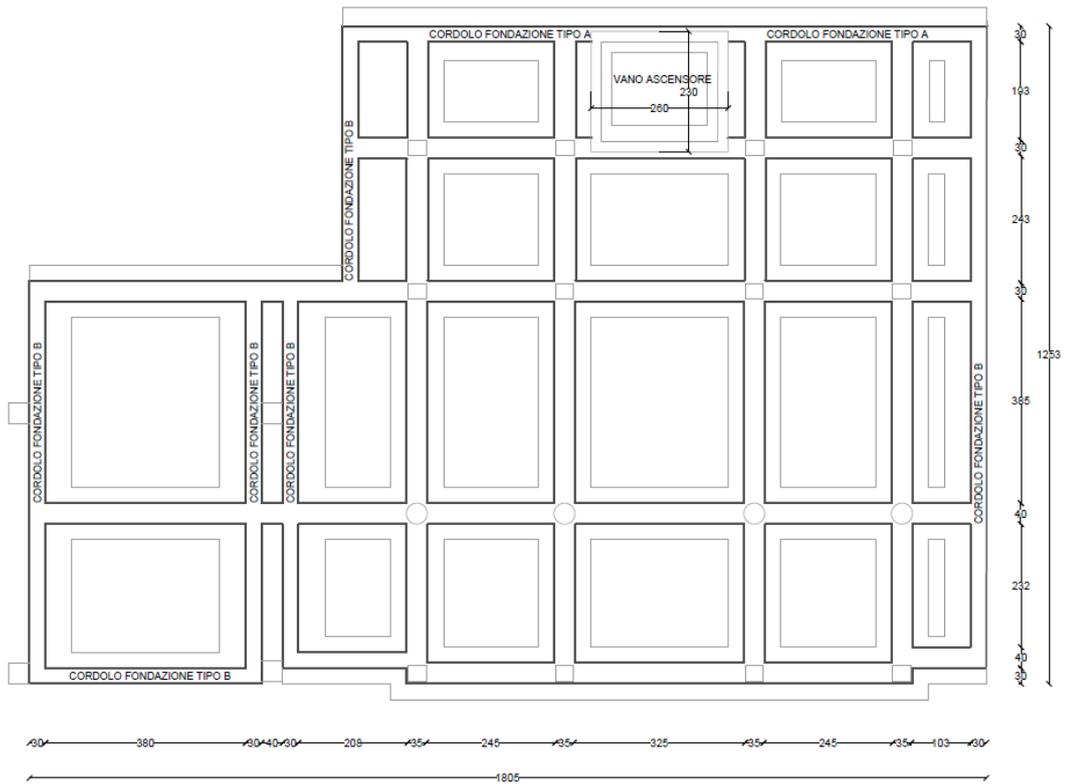
Le fondazioni sono costituite da un graticcio di travi a T rovescia poste al di sopra di una soletta di calcestruzzo, di spessore pari a 20 cm, armata con una doppia rete metallica ( $\phi 10$ ). Tale soletta non presenta nessun collegamento con il reticolo di travi e pertanto svolge solamente il ruolo di trasmettere i carichi allo strato di misto granulare compattato, di spessore pari a circa 50 cm, che si trova al di sotto della soletta di sottofondazione (Figura 38).



**Figura 38:** Geometria del piano di fondazione.

Inizialmente il progetto prevedeva una fondazione a platea di spessore pari a 40 cm. Tuttavia la fase di scavo ha evidenziato un terreno di scarsa qualità e pertanto il progetto finale ha previsto una fondazione a graticcio e la bonifica di uno strato di 50 cm di terreno al fine di disporre lo strato di misto granulare compattato [22].

In Figura 39 viene mostrata la disposizione particolarmente asimmetrica delle travi che costituiscono il piano di fondazione.



**Figura 39:** Geometria del graticcio di fondazione.

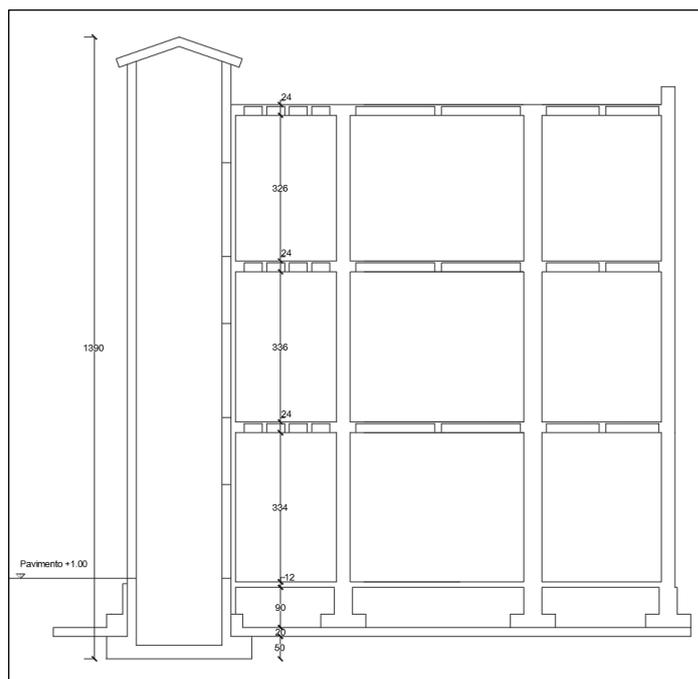
Il piano di posa della fondazione è collocato a 40 cm di profondità rispetto al piano campagna. Come è visibile in Figura 40, il traliccio di travi non è collegato alla fondazione del Blocco A; infatti il reticolo circonda solamente i pilastri dei plinti di fondazione senza nessuna connessione. Questo particolare costruttivo risulterà molto importante ai fini della risposta strutturale e anche in termini di interazione con il terreno.



**Figura 40:** Fotografia scattata durante i lavori di costruzione delle fondazioni [22].

Lo spazio compreso tra il reticolo di travi rovesce è stato riempito con argilla espansa addensata. Infine, a completare il piano di fondazione, è presente una soletta di calcestruzzo con spessore di 12 cm che costituisce il piano di posa per la pavimentazione del piano rialzato.

La fondazione del vano ascensore si colloca ad una profondità di 0.50 m rispetto al piano di imposta della platea di sottofondazione del Blocco C; come è possibile vedere nella tavola di Figura 41, il graticcio di travi si appoggia a tale basamento ma non si riesce a stabilire con certezza la presenza di ferri di collegamento.



**Figura 41:** Sezione riportante il dettaglio della fondazione del vano ascensore.

#### **4.1.2 Piani fuori terra**

Dalle travi di fondazioni dipartono 4 file di 4 pilastri, che presentano sezione rettangolare con dimensioni 30 x 35 cm eccetto la seconda fila che consta di pilastri a sezione circolare con diametro pari a 40 cm. Dalla carpenteria del piano tipo, Figura 42, si nota come gli interassi varino da una distanza minima di 280 cm ad una distanza massima di 420 cm. L'altezza media di interpiano è pari a 3.60 m.

Il vano ascensore presenta un'elevazione, dal piano di posa delle fondazioni, di 13.9 m; tale costruzione è solidale al corpo della struttura principale anche se non ci sono indicazioni riguardanti la presenza di giunti. Tuttavia dato che la fondazione a travi rovesce si appoggia alla fondazione del vano ascensore e scarica le azioni su quest'ultima, in seguito si considerano i due elementi connessi e continui; in questo modo si riesce a studiare in modo dettagliato la distribuzione dei carichi in base alle rigidzze degli elementi strutturali.

I solai, di spessore 20+4 cm, sono tutti in laterocemento e presentano orditura in direzione del lato corto; solamente la campata di fronte al vano ascensore mostra un'orditura nella direzione opposta. Inoltre, come è visibile in Figura 42, sono presenti dei travetti rompitratta di sezione 15 x 24 cm.

Le travi in spessore di solaio, con sezione 60 x 24 cm, formano gli impalcati nella direzione più lunga dell'edificio. Agli estremi, nella direzione normale, cordoli di sezione 30 x 24 cm collegano i 4 impalcati sopra descritti anche se questi elementi non si appoggiano direttamente sui pilastri.

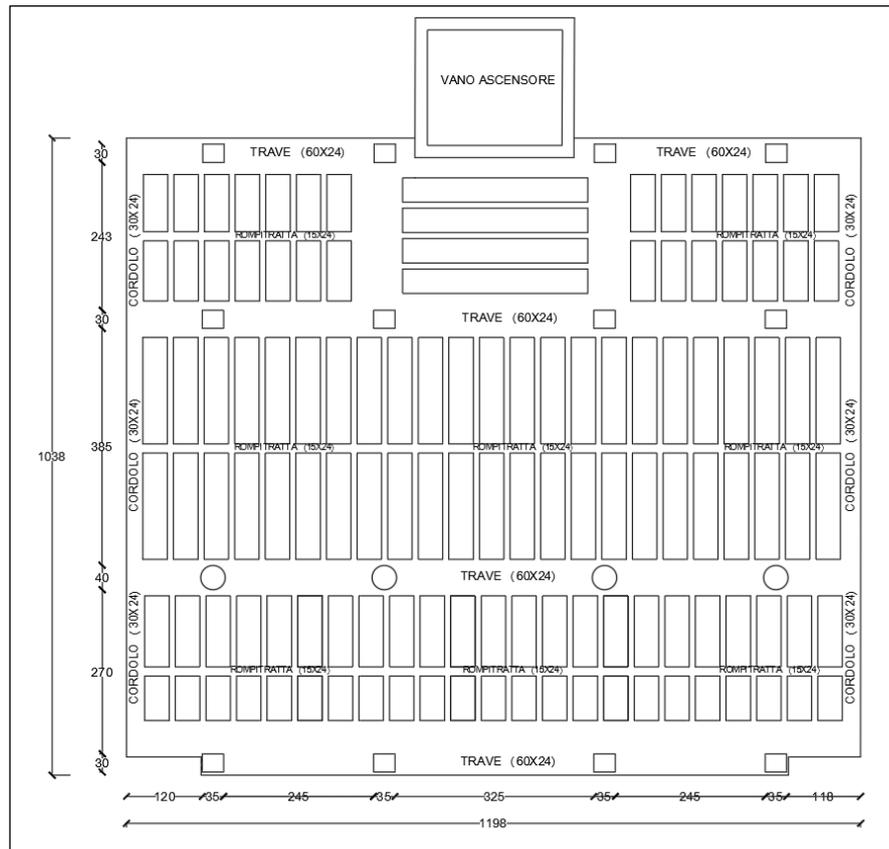
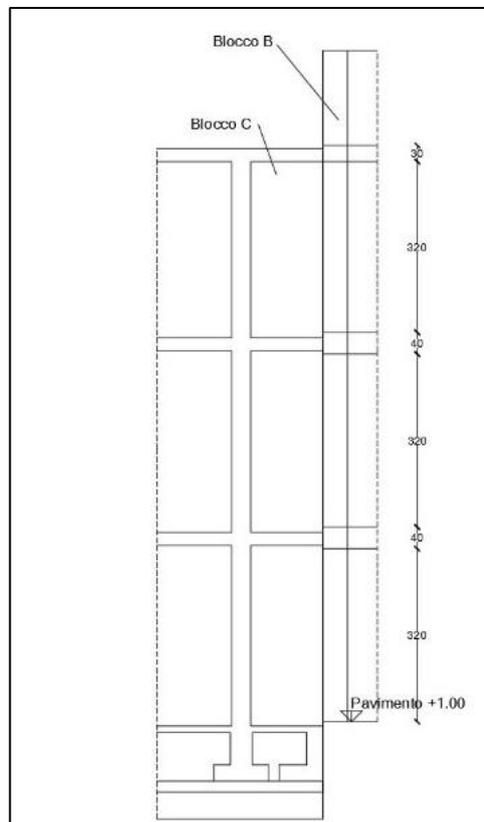


Figura 42: Carpenteria piano tipo.

L'edificio è stato concepito per essere disgiunto dai Blocchi A e B ma non sono mai stati inseriti giunti di collegamento al fine di regolare il contatto tra i fabbricati. Il collegamento avviene solamente mediante delle rampe in calcestruzzo con inclinazione pari a 8° in corrispondenza del piano di pavimentazione. In Figura 43 è riportata una sezione verticale del contatto tra Blocco B e manica di collegamento ma non viene fatto nessun riferimento alla presenza di giunti; le travi in spessore di solaio presentano uno sviluppo tale da appoggiarsi ai componenti strutturali dell'edificio adiacente. Sarà proprio questo contatto, in seguito al movimento del Blocco C, a determinare l'insorgere dell'ampio quadro fessurativo.

Per quanto riguarda il collegamento con il Blocco A, le uniche informazioni a disposizione mostrano la connessione dei piani di calpestio attraverso le rampe di calcestruzzo sopra menzionate; anche in questo caso si suppone che le travi di nuova costruzione vadano ad appoggiarsi all'edificio preesistente.



*Figura 43: Particolare della sezione in corrispondenza del contatto tra Blocco B e Blocco C.*

## 4.2 Caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno di fondazione

Nell'aprile del 2001 il geologo Rocco Rizzo [23] ha condotto un'indagine volta alla determinazione delle caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione comprendente:

- 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo, fino alla profondità di 20 metri dal piano campagna, per determinare il profilo stratigrafico;
- 3 prove SPT (Standard Penetration Test);
- 4 prelievi di campioni rimaneggiati di terreno a diverse profondità per l'analisi granulometrica.

L'indagine ha permesso la definizione della stratigrafia, di cui la Tabella 4, ed ha individuato la presenza di materiale classificabile secondo due unità litologiche principali: la prima unità si

sviluppa fino ad una profondità media di 5 metri ed è costituita da materiale di riporto con proprietà geotecniche da medio-scarse a scarse. Tale unità può essere assimilata, in termini di granulometria, ad una sabbia limosa con ghiaia; la seconda unità, che raggiunge una profondità maggiore, presenta delle caratteristiche geotecniche migliori essendo formata in prevalenza da ghiaia e sabbia.

Per quanto riguarda le acque sotterranee, al momento del sondaggio geognostico non è stata rilevata la presenza di falda freatica, almeno fino alla profondità investigata di 20 m.

**Tabella 4:** Profilo stratigrafico rinvenuto tramite il sondaggio [23].

	Profondità [m]	Spessore dello strato [m]	Descrizione dei litotipi
Prima unità	0.00-0.70	0.70	Materiale di riporto costituito da ghiaia eterometrica sabbiosa, con qualche ciottolo, sciolta e di colore grigio.
	0.70-4.40	3.70	Materiale di riporto costituito da sabbia medio-fine con ghiaia debolmente limosa, sciolta, di colore marrone scuro e con frammenti laterizi.
	4.40-5.00	0.60	Limo con argilla debolmente sabbioso, di media consistenza, di colore grigio, che diviene progressivamente sabbia limosa verso il basso.
Seconda unità	5.00-9.00	4.00	Ghiaia eterometrica, generalmente in scarsa matrice sabbiosa, sciolta, con clasti subarrotondati prevalentemente gneissici e di colore marrone.
	9.00-11.80	2.80	Ghiaia grossolana con sporadici ciottoli subarrotondati di natura prevalentemente gneissica, in matrice sabbiosa scarsa o assente, sciolta, di colore grigio.
	11.80-13.80	2.00	Ghiaia molto grossolana con ciottoli subarrotondati di gneiss e metabasiti prevalenti, in matrice scarsa o assente, sciolta, di colore grigio scuro.
	13.80-14.50	0.70	Ghiaia media, sciolta, di colore grigio scuro, passante a ghiaia grossolana verso il basso.
	14.50-15.00	0.50	Ghiaia grossolana e molto grossolana, in scarsa matrice sabbiosa, sciolta, di colore grigio.

In Tabella 5 sono presenti i valori dei parametri di resistenza, deformabilità e portanza del terreno stimati dal Dott. Rocco Rizzo.

**Tabella 5:** Parametri di resistenza e deformabilità [23].

Parametri		Unità litologica 1	Unità litologica 2
Peso di volume $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18	20
Coesione drenata $c$	kPa	0	0
Densità relativa $D_r$	%	40	65
Angolo di resistenza al taglio di picco $\varphi_p$	°	34	38
Angolo di resistenza al taglio a volume costante $\varphi_{cv}$	°	28	34
Modulo di deformazione $E$ a 100 kPa	MPa	25	61
Coefficiente di Poisson $\nu$	-	0.35	0.30
Modulo di reazione alla Winkler $K_s$	kN/m <sup>3</sup>	4800-16000	non specificato

Per quanto riguarda i risultati forniti dalle prove penetrometriche, è possibile stimare alcuni parametri geotecnici attraverso delle relazioni empiriche in modo da poterli confrontare con quelli derivanti dalla relazione geologica [23].

Considerando le correlazioni di Skempton (1986), è possibile stimare la densità relativa  $D_R$  attraverso la seguente formula (Tabella 6):

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (3)$$

In cui  $(N_1)_{60}$  rappresenta la normalizzazione del valore di  $N_{SPT}$  considerando una pressione di 100 kPa ed un'efficienza energetica dell'attrezzatura del 60% ed è pari a:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT} \quad (4)$$

Per le sabbie fini si ha:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} \quad (5)$$

**Tabella 6:** Stima della densità relativa secondo Skempton (1986).

Profondità [m]	$N_{SPT}$ [-]	$\sigma'_{v0}$ [kPa]	$C_N$ [-]	$(N_1)_{60}$ [-]	$D_R$ [%]
3.1	6	55.8	1.28	7.7	36
6.0	15	113.8	0.94	14.0	48

Data l'incertezza delle correlazioni empiriche, fortemente dipendenti dalle condizioni in cui vengono svolte le prove, si ritiene opportuno confrontare i parametri stimati con le diverse formulazioni presenti in letteratura.

Per l'unità litologica 1, facendo riferimento al valore di  $N_{SPT}$  corrispondente alla profondità di 3.1 m, si utilizza la formula proposta da Sowers (1961), la quale si applica con buoni risultati per terreni sabbiosi sopra falda fino a 4 metri di profondità. Tale formulazione è la seguente:

$$\varphi (^{\circ}) = 28 + 0.28 \cdot N_{SPT} \quad (6)$$

Inoltre si utilizza l'equazione di Wolff (1989), derivante dalla correlazione di Peck, Hanson e Thorburn (1974), con  $C_N$  espresso dall'equazione 5:

$$\varphi (^{\circ}) = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2 \quad (7)$$

Per l'unità litologica 2 il valore di  $N_{SPT}$  di riferimento è quello posto alla profondità di 6 metri. In questo caso si utilizza la formula di Schmertmann (1978), considerando l'equazione valida per ghiaie medie poco limose:

$$\varphi (^{\circ}) = 38 + 0.08 \cdot D_R \quad (8)$$

**Tabella 7:** Stima dell'angolo di resistenza al taglio tramite formulazioni empiriche.

Angolo di resistenza al taglio	$\varphi$ [°] Sowers	$\varphi$ [°] Wolff	$\varphi$ [°]
Unità litografica 1	29.7	29.4	29.5
Unità litografica 2	-	-	41.9

Nel caso di terreni granulari la determinazione del modulo di deformazione E risulta un problema molto complesso e caratterizzato da forte variabilità in quanto è condizionato da fattori quali il tipo, la forma e la composizione mineralogica delle particelle che compongono il terreno, storia tensionale del deposito, presenza di legami cementanti ed altro ancora. Anche in questo caso si utilizzano delle correlazioni empiriche:

- Formula di Terzaghi;

$$E \text{ (MPa)} = 7 \cdot \sqrt{N_{spt}} \quad (9)$$

- Formula di Stroud (1974);

$$E \text{ (MPa)} = (-0.00107N_{spt}^2 + 0.136N_{spt} + 1.503) \cdot N_{spt} \quad (10)$$

**Tabella 8:** Stima del modulo elastico.

Modulo elastico	E [MPa] Terzaghi	E [MPa] Stroud	E [MPa]
Unità litografica 1	17	14	15
Unità litografica 2	27	50	38

La comparazione tra i dati mostra che i risultati trovati tramite le correlazioni empiriche non si discostano molto dai valori determinati in [23], tranne che per la stima del modulo elastico (Tabella 8). Tuttavia non avendo maggiori informazioni a disposizione, si considerano attendibili i valori di Tabella 5.

Nella relazione geologica si consiglia di utilizzare un valore cautelativo di capacità portante dell'unità litologica 1 pari a 50 kN/m<sup>2</sup> per tenere in considerazione dell'incerta distribuzione dei materiali. Ed in particolare aggiunge che tale prescrizione è riferita a fondazioni dirette prive di piani interrati e nel caso in cui il terreno di riporto costituente l'unità 1 non fosse stato rimosso.

Nella scelta del piano di fondazione, viene suggerita la completa rimozione dello strato di riporto fino ad arrivare agli strati ghiaiosi costituenti l'unità litologica che presenta una capacità portante pari a 200 kN/m<sup>3</sup>. Invece nel caso della realizzazione di fondazioni indirette, il geologo propone

l'utilizzo di pali trivellati o colonne in cls realizzate con la tecnica del *jet-grouting*, per una lunghezza minima di 10 m [23].

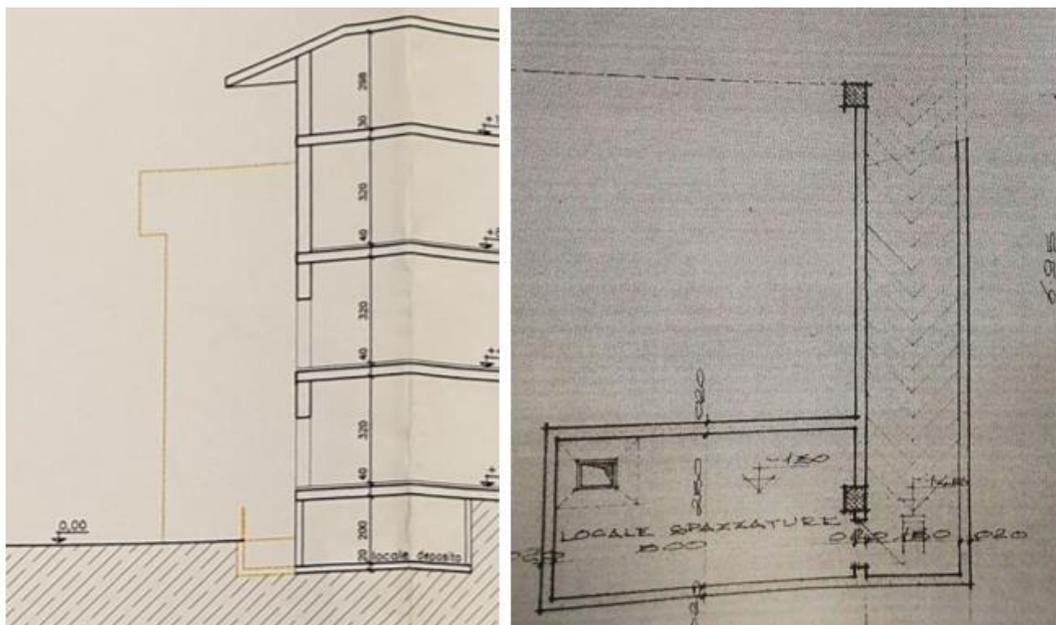
In mancanza di sondaggi più recenti e considerando le foto a disposizione dei lavori (Figura 44), che non mostrano la presenza di paratie necessarie ai lavori di sbancamento del terreno di riporto, si ritiene che questo strato sia stato solamente sbancato con approfondimento di 90 cm per la disposizione del misto granulare su cui poggia la piastra di sottofondazione dell'edificio di collegamento.



**Figura 44:** Foto scattata durante i lavori di scavo in cui non sono presenti opere di supporto [22].

Ai fini della costruzione della nuova manica di collegamento, la scala che permetteva l'ingresso al seminterrato del Blocco B è stata rimossa. In Figura 45, derivante dagli elaborati tecnici della prima scelta progettuale [22], viene mostrata una sezione in cui si denota la presenza del vano scale (il colore giallo indica gli elementi da demolire) che conduceva al locale spazzatura disposto ad una quota di -1.50 m dal piano campagna.

La documentazione presente in archivio non riporta nessuna informazione riguardante il materiale da disporre nello spazio lasciato libero dalla demolizione di tale scala, di dimensione in pianta approssimativamente pari a 8 x 2 m. Tuttavia le immagini derivanti da precedenti sopralluoghi (Figura 46) mostrano la presenza di terreno di riporto posto in corrispondenza dell'ex ingresso al locale spazzatura e pertanto si è supposto che lo spazio che occupava la scala sia stato semplicemente riempito con materiale di scarsa qualità senza adeguati accorgimenti [24].



**Figura 45:** Scala per l'ingresso al piano seminterrato del Blocco B [22].



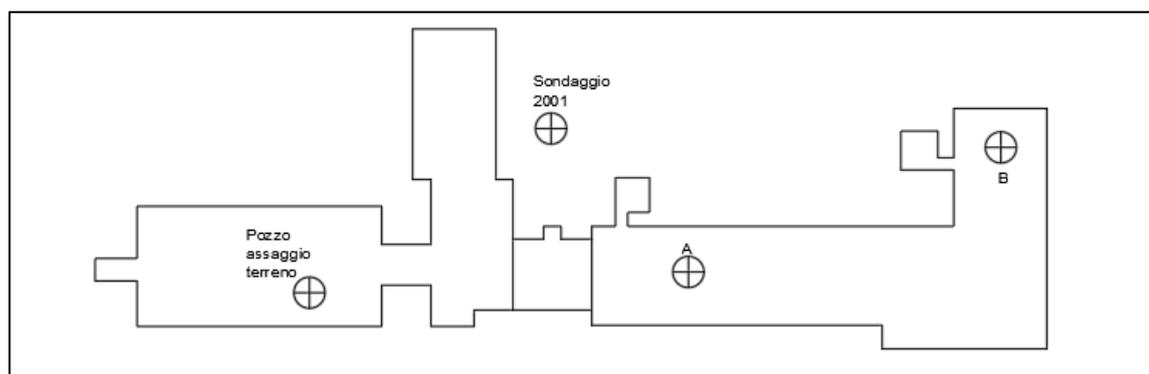
**Figura 46:** Fotografia scattata durante un sopralluogo in cui è visibile del materiale proveniente dall'ingresso dell'ex locale spazzatura [24].

#### **4.2.1 Integrazione dei dati geotecnici**

La corretta definizione delle caratteristiche del terreno al di sotto della fondazione è fondamentale nella comprensione dell'evoluzione del processo deformativo dell'edificio in esame; a tale scopo, quindi, è stata necessaria l'integrazione di ulteriori dati a quelli esposti finora. Per ampliare le informazioni a disposizione, si considerano i sondaggi eseguiti prima della costruzione dei due edifici adiacenti disponibili negli archivi.

#### 4.2.1.1 Sondaggi risalenti alla costruzione dei Blocchi A e B

Il profilo stratigrafico del terreno è stato rilevato in 3 punti, contrassegnati con degli indicatori circolari in Figura 47. Le tre stratigrafie, Tabelle 9, 10 ed 11, mostrano la variabilità degli spessori dei vari strati di terreno superficiale; in particolare si nota che la coltre di terreno di riporto presenta un'estensione maggiore al di sotto del blocco A anche se, come si vedrà in seguito, la manica di collegamento presenta un moto di rotazione verso il Blocco B. Tuttavia si presume che il terreno di riporto al di sotto del blocco A sia stato rimosso per la costruzione del piano interrato.



**Figura 47:** Ubicazione dei sondaggi eseguiti prima della costruzione dei Blocchi A e B.

**Tabella 9:** Stratigrafia risultante dal sondaggio A.

Profondità [m]	Spessore dello strato [m]	Descrizione dei litotipi
0.00-0.35	0.35	Terreno di riporto
0.35-1.50	1.15	Terreno vegetale
1.50-2.15	0.65	Ghiaia rossa
2.15-3.05	0.90	Ghiaia grigia
3.05	-	Strato ottimo

**Tabella 10:** Stratigrafia risultante dal sondaggio B.

Profondità [m]	Spessore dello strato [m]	Descrizione dei litotipi
0.00-0.50	0.50	Terreno di riporto
0.50-1.20	0.70	Terreno vegetale
1.20-2.10	0.90	Ghiaia rossa
2.10-2.30	0.20	Sabbia
2.30-3.00	0.70	Ghiaia grigia
2.30-3.01	-	Strato ottimo

**Tabella 11:** Stratigrafia risultante dal pozzo di assaggio.

Profondità [m]	Spessore dello strato [m]	Descrizione dei litotipi
0.50-4.20	3.70	Terreno di riporto
4.20-4.50	0.30	Terra
4.50-5.70	1.20	Ghiaia grigia sporca
5.7	-	Ghiaia grigia

### 4.2.2 Schematizzazione del terreno di fondazione

Per costruire il modello rappresentativo del terreno al di sotto del sito in esame, considerando le varie informazioni disponibili, si fa uso di unità stratigrafiche semplificate che siano in grado di rappresentare al meglio i vari materiali. Nello specifico si nota come i dati derivanti dai pozzetti di ispezione siano solamente delle informazioni qualitative, che specificano solamente la classe predominante; non vi è spiegazione di quello che è stato identificato come “strato ottimo”.

Partendo dal profilo ricavato nel sondaggio del 2001, sono state utilizzate le seguenti unità semplificate comuni ai vari profili:

- terreno di riporto;
- limo argilloso;
- ghiaia rossa, ovvero ghiaia eterometrica con scarsa matrice sabbiosa con clasti di colore marrone;
- ghiaia grigia, intendendo uno strato di ghiaia eterometrica con sabbia limosa o matrice limosa;
- ghiaia di base, identificando ghiaia media o grossolana con ciottoli e sabbia.

Le stratigrafie modificate sono presentate in Tabella 12.

**Tabella 12:** Stratigrafie semplificate.

Codice/nome profilo stratigrafico	Profondità [m]	Descrizione litografica
A	0.00-1.50	Terreno di riporto
	1.50-2.15	Ghiaia rossa
	2.15-3.05	Ghiaia grigia
	3.05-20.00	Ghiaia di base
B	0.00-1.20	Terreno di riporto
	1.20-2.10	Ghiaia rossa
	2.10-3.00	Ghiaia grigia
	3.00-20.00	Ghiaia di base
Pozzo di assaggio	0.00-4.50	Terreno di riporto
	4.50-6.00	Ghiaia grigia
	6.00-20.00	Ghiaia di base

Sondaggio 2001	0.00-4.40	Terreno di riporto
	4.40-5.00	Limo argilloso
	5.00-9.00	Ghiaia rossa
	9.00-13.80	Ghiaia grigia
	13.80-20.00	Ghiaia di base

Considerando i dati riassuntivi in Tabella 12 e dato che i parametri geotecnici a disposizione sono solamente riferiti alle due unità litologiche individuate dal Geologo Rizzo, si sceglie di considerare un modello rappresentativo semplificato del sottosuolo con una stratificazione costante al di sotto del sito di interesse, costituita da terreno di riporto e ghiaia (Tabella 13).

Si è scelto di non tenere in considerazione della variabilità spaziale poiché, come già detto in precedenza, le informazioni riguardanti le stratigrafie A e B non sono dettagliate ma forniscono solo una descrizione qualitativa del materiale. Pertanto in mancanza di ulteriori dati che possano caratterizzare in modo completo il sottosuolo nelle immediate vicinanze e al di sotto dell'edificio di collegamento, si adotta la stratigrafia di seguito riportata (Tabella 13).

**Tabella 13:** Modello semplificato del sottosuolo.

Profondità [m]	Spessore dello strato [m]	Materiale
0.0-5.0	5.0	Terreno di riporto
5.0-20.0	15.0	Ghiaia

## CAPITOLO 5

### Monitoraggio dell'edificio scolastico

---

L'evoluzione del processo deformativo che coinvolge l'istituto Majorana viene monitorata attraverso una campagna di rilevazione a cura della Città Metropolitana di Torino, e da un sistema di misura e acquisizione dati installato dal Politecnico di Torino. Il primo sistema prevede il monitoraggio topografico di caposaldi di riferimento ubicati nelle facciate lato cortile (lato est) e lato via Frattini (lato ovest) dell'edificio; il monitoraggio previsto dal Politecnico di Torino utilizza dei trasduttori di spostamento posizionati a cavallo delle fessure presenti nelle pareti interne, dotati di sensori integrati per la misura della temperatura.

In questo capitolo viene proposta l'analisi dei dati di monitoraggio al fine di comprendere l'evoluzione del quadro deformativo; a tale scopo, viene infine presentato il confronto con i dati esaminati nel precedente studio [24].

#### 5.1 Monitoraggio a cura della Città Metropolitana di Torino

##### 5.1.1 *Monitoraggio topografico*

Il monitoraggio effettuato dalla Città Metropolitana di Torino consiste nella misura della posizione di mire ottiche, disposte nelle facciate lato cortile e lato via Frattini, attraverso una stazione totale (Figura 48 e 49). L'evoluzione nel tempo della posizione di tali punti ha permesso di indagare in maniera globale il movimento che caratterizza l'edificio.



**Figura 48:** Mire ottiche nella facciata lato via Frattini.



**Figura 49:** Mire ottiche nella facciata lato cortile.

A partire dal 7 aprile 2010 sono state eseguite 12 acquisizioni dai cui è stato possibile estrapolare il valore dei cedimenti per i punti in esame (Tabella 14 e 15). Nello specifico nella sessione di misura del 07/09/2012 è stata utilizzata una stazione totale diversa da quella precedente con una precisione maggiore ed inoltre sono state introdotte delle nuove mire ottiche posizionate nelle vicinanze di quelle precedenti variando anche i caposaldi di riferimento finora utilizzati.

**Tabella 14:** Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata ovest rilevati con Leica 1205.

Nome punto	$\Delta z$ [m]			
	Stazione totale Leica 1205			
	Vecchia num.	07/04/2010	30/05/2011	12/01/2012
106	0.000	0.000	-0.002	-0.001
105	0.000	-0.001	-0.002	-0.002
104	0.000	-0.001	-0.002	-0.002
103	0.000	-0.002	-0.003	-0.003
110	0.000	0.000	0.000	0.001
109	0.000	-0.001	-0.002	-0.001
108	0.000	0.000	-0.001	-0.002
107	0.000	-0.001	-0.002	-0.002
111	0.000	0.000	0.000	0.000
114	0.000	-0.002	-0.002	-0.001
112	0.000	-0.001	-0.002	-0.002
113	0.000	-0.001	-0.002	-0.002

**Tabella 15:** Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata ovest rilevati con Leica 1800 (in giallo cedimenti di maggiore entità).

Nome punto		$\Delta z$ [m]							
		Stazione totale Leica 1800							
Nuova num.	Vecchia num.	07/09/2012	21/06/2013	16/01/2014	23/03/2015	04/09/2015	06/07/2016	22/08/2017	18/10/2018
204	106	-0.001	-0.002	-0.001	-0.003	-0.003	-0.001	-0.002	-0.003
205	-	-	-0.002	-0.003	-0.002	-0.002	-0.002	-0.004	-0.005
206	105	-0.002	-0.003	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.005
207	104	-0.002	-0.003	-0.002	-0.004	-0.004	-0.004	-0.005	-0.007
208	-	-	-0.001	-0.001	-0.003	-0.003	-0.003	-0.004	-0.005
209	103	-0.003	-0.005	-0.006	-0.006	-0.006	-0.007	-0.008	-0.009
210	110	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001
211	-	-	-0.001	0.000	-0.002	-0.002	-0.002	-0.002	-0.003
212	109	-0.001	-0.002	-0.001	-0.003	-0.003	-0.002	-0.002	-0.004
213	108	-0.002	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.005	-0.006	-0.007
214	-	-	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.006	-0.006
215	107	-0.002	-0.003	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.006	-0.007
216	111	0.000	-0.002	-	-	-	-	-	-
217	114	-0.001	-0.002	-0.001	-0.002	-0.002	-0.002	-0.003	-0.003
218	112	-0.002	-0.003	-0.002	-0.004	-0.004	-0.004	-0.005	-0.006
219	113	-0.002	-0.002	-0.003	-0.004	-0.004	-0.005	-0.006	-0.006

I massimi cedimenti sono stati registrati per i punti sommitali 209 e 207 con rispettivamente spostamenti verticali verso il basso di 9 e 7 mm. Il punto 208, compreso tra i due punti sopra citati, mostra spostamenti minori in quanto presenta delle rilevazioni a partire dal 2012 e non dal 2010. Si può in generale notare come le quattro verticali di misura mostrino degli spostamenti maggiori andando verso il Blocco B. Questa configurazione di spostamenti denota un cedimento differenziale che comporta la rotazione dell'edificio verso il Blocco B.

Questa tendenza viene confermata anche dagli spostamenti verticali delle mire disposte nella facciata lato cortile, di cui Tabella 16 e 17. In maniera speculare, i punti 104, 110 e 114, appartenenti alla verticale di indagine disposta in prossimità del contatto con il Blocco B, mostrano i cedimenti maggiori. In questo caso i valori massimi sono localizzati in corrispondenza delle mire ottiche disposte a quota inferiore. Inoltre, si ha una variabilità di cedimenti lungo ciascun allineamento fino ad un massimo di 5 mm che denota la diversa deformabilità della parete di tamponamento alle diverse quote.

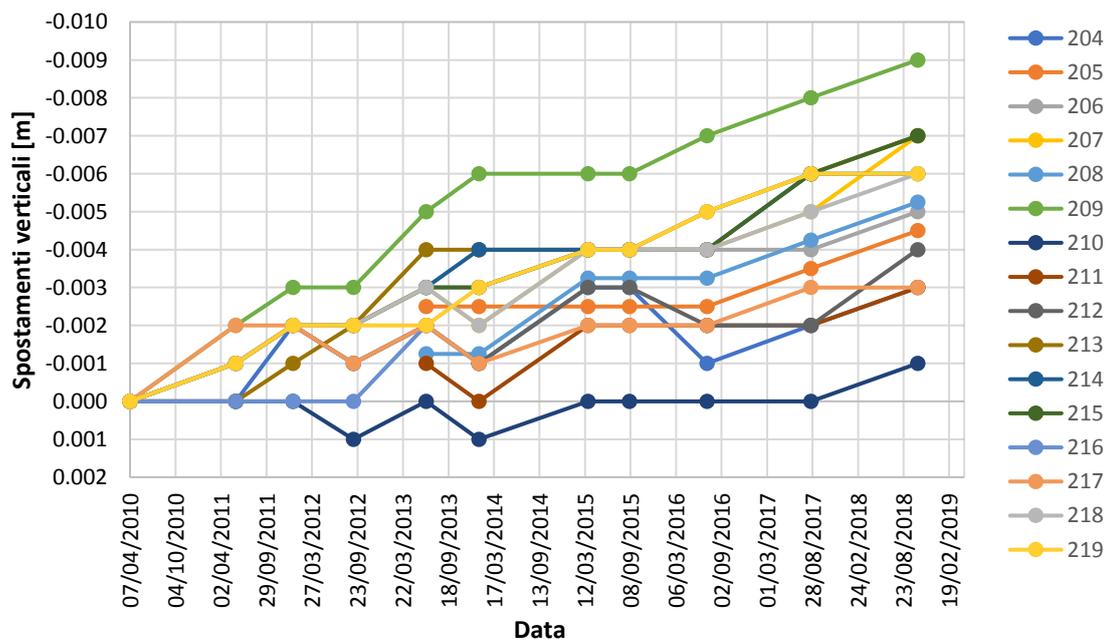
**Tabella 16:** Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata est rilevati con Leica 1205.

Nome punto	$\Delta z$ [m]			
	Stazione totale Leica 1205			
Vecchia num.	07/04/2010	30/05/2011	12/01/2012	07/09/2012
104	0	-0.002	-0.003	-0.004
103	0	-0.001	-0.004	-0.003
105	0	-0.002	-0.003	-0.003
106	0	0.000	-0.002	-0.001
115	0	0.000	-0.001	-0.001
116	0	-0.001	-0.002	-0.001
110	0	-0.001	-0.002	-0.002
109	0	-0.001	-0.004	-0.004
108	0	-0.001	-0.002	-0.002
107	0	-0.001	-0.002	-0.002
111	0	-0.001	-0.003	-0.003
112	0	-0.001	-0.003	-0.003
113	0	-0.001	-0.004	-0.003
114	0	0.000	-0.001	-0.002

**Tabella 17:** Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata est rilevati con Leica 1800 (in giallo cedimenti di maggiore entità).

Nome punto	$\Delta z$ [m]								
	Stazione totale Leica 1800								
Nuova num.	07/09/2012	21/06/2013	16/01/2014	23/03/2015	04/09/2015	06/07/2016	12/10/2016	22/08/2017	18/10/2018
104	-0.004	-0.006	-0.006	-0.008	-0.008	-0.01	-0.01	-0.013	-0.014
105	-0.003	-0.004	-0.004	-0.006	-0.006	-0.007	-0.008	-0.01	-0.011
106	-0.003	-0.004	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.006	-0.007	-0.008
107	-0.001	-	-	-	-	-	-	-	-
108	-0.001	-0.002	-0.002	-0.004	-0.004	-0.006	-0.005	-0.007	-0.006
109	-0.001	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.003	-0.003	-0.005	-0.004
110	-0.002	-0.003	-0.004	-0.005	-0.005	-0.006	-0.007	-0.009	-0.009
111	-0.004	-0.005	-0.006	-0.007	-0.007	-0.008	-0.01	-0.011	-0.011
112	-0.002	-0.003	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.007	-0.008	-0.009
113	-0.002	-0.003	-0.001	-0.002	-0.003	-0.002	-0.005	-0.005	-0.005
114	-0.003	-0.003	-0.005	-0.006	-0.006	-0.006	-0.009	-0.01	-0.012
115	-0.003	-0.003	-0.004	-0.006	-0.004	-0.006	-0.008	-0.009	-0.009
116	-0.003	-0.004	-0.004	-0.004	-0.004	-0.005	-0.007	-0.007	-0.008
117	-0.002	-0.002	-0.002	-0.003	-0.002	-0.003	-0.004	-0.005	-0.005

Graficando l'evoluzione nel tempo degli spostamenti verticali subiti dalle mire, si evidenzia un *trend* complessivamente crescente e che non permette una facile previsione dell'eventuale fase di assestamento; infatti è possibile riconoscere dei *plateau* a tangente orizzontale ma seguiti sempre da fasi crescenti (Figura 50). Anche se, per le mire 217 e 219, si riscontrano assenze di incrementi deformativi nelle ultime due misurazioni a disposizione.



**Figura 50:** Andamento nel tempo degli spostamenti verticali delle mire ottiche della facciata ovest.

Anche gli andamenti di Figura 51, inerenti alle mire lato cortile, esibiscono una tendenza complessivamente crescente; tuttavia in questo caso, tranne che per i punti di controllo 104 e 114 per cui si ha solo una diminuzione della pendenza, si riscontra un andamento a tangente orizzontale nel periodo 2017-2018.

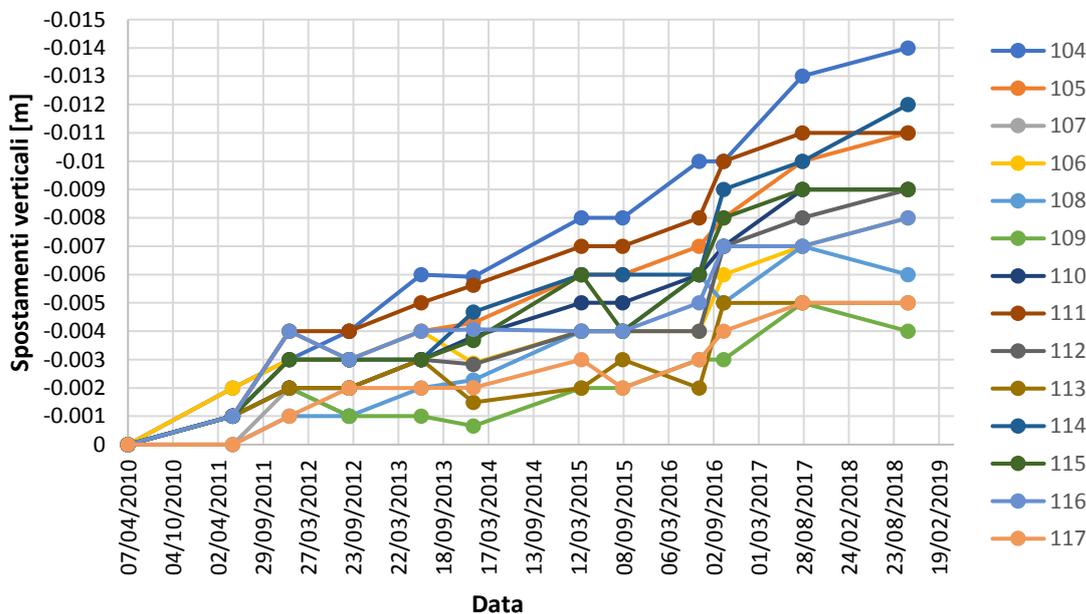


Figura 51: Andamento nel tempo degli spostamenti verticali delle mire ottiche della facciata est.

Per mettere in risalto il campo deformativo globale della struttura, sono stati calcolati i cedimenti medi per le varie mire allineate lungo le verticali definite in tabella 18 e 19.

Tabella 18: Mire ottiche che compongono ciascun allineamento nella facciata ovest.

Verticali	Denominazione mire ottiche		
Verticale 1	204	210	-
Verticale 2	205	211	-
Verticale 3	206	212	217
Verticale 4	207	213	218
Verticale 5	208	214	-
Verticale 6	209	215	219

Tabella 19: Mire ottiche che compongono ciascun allineamento nella facciata est.

Verticali	Denominazione mire ottiche		
Verticale 1	104	110	114
Verticale 2	105	111	115
Verticale 3	106	112	116
Verticale 4	117	113	-

La Figura 52 mostra l'evoluzione nel tempo dei cedimenti medi per le verticali individuate nella facciata lato via Frattini. È possibile distinguere un incremento pressochè lineare per quanto

riguarda le verticali 4, 5 e 6, ovvero quelle disposte verso l'edificio B. Invece per le verticali 1, 2 e 3, si delinea un andamento variabile ma che sembra tendere ad un valore costante.

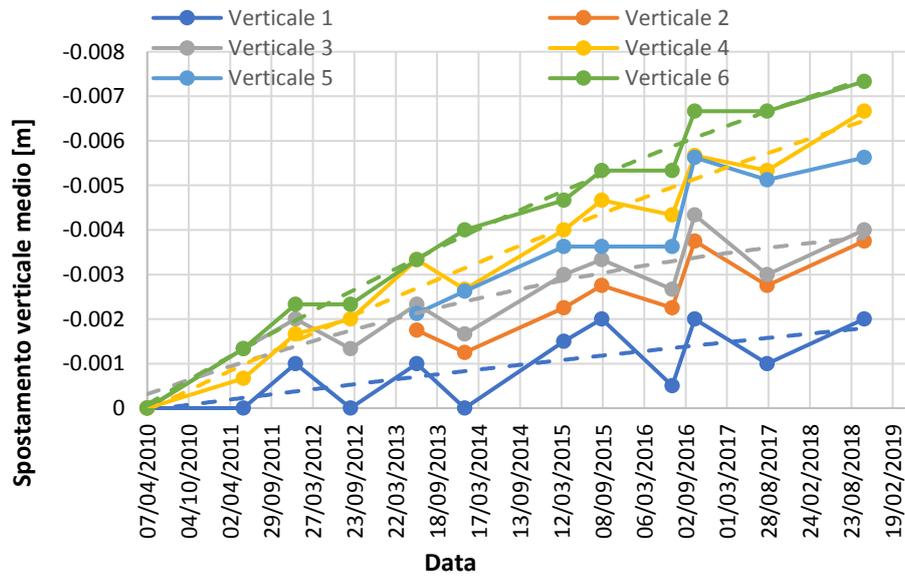


Figura 52: Evoluzione degli spostamenti verticali per ogni allineamento della facciata ovest (interpolazione quadratica descritta dalle linee tratteggiate).

Il trend di spostamento viene confermato dalle curve riportate in figura 53, che fanno riferimento ai dati rilevati nella facciata opposta. In particolare le verticali 1 e 2 mostrano un incremento degli spostamenti lineare con una riduzione della pendenza nel periodo 2017-2018; la verticale 4, disposta nelle vicinanze del contatto con il blocco A, mostra un andamento che tende ad assestarsi al valore di 5 mm.

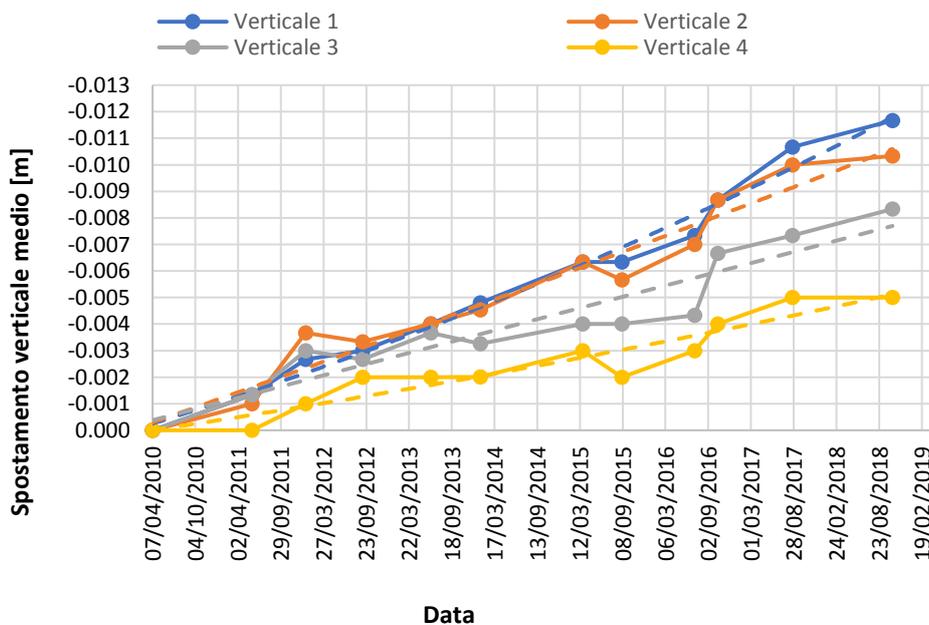


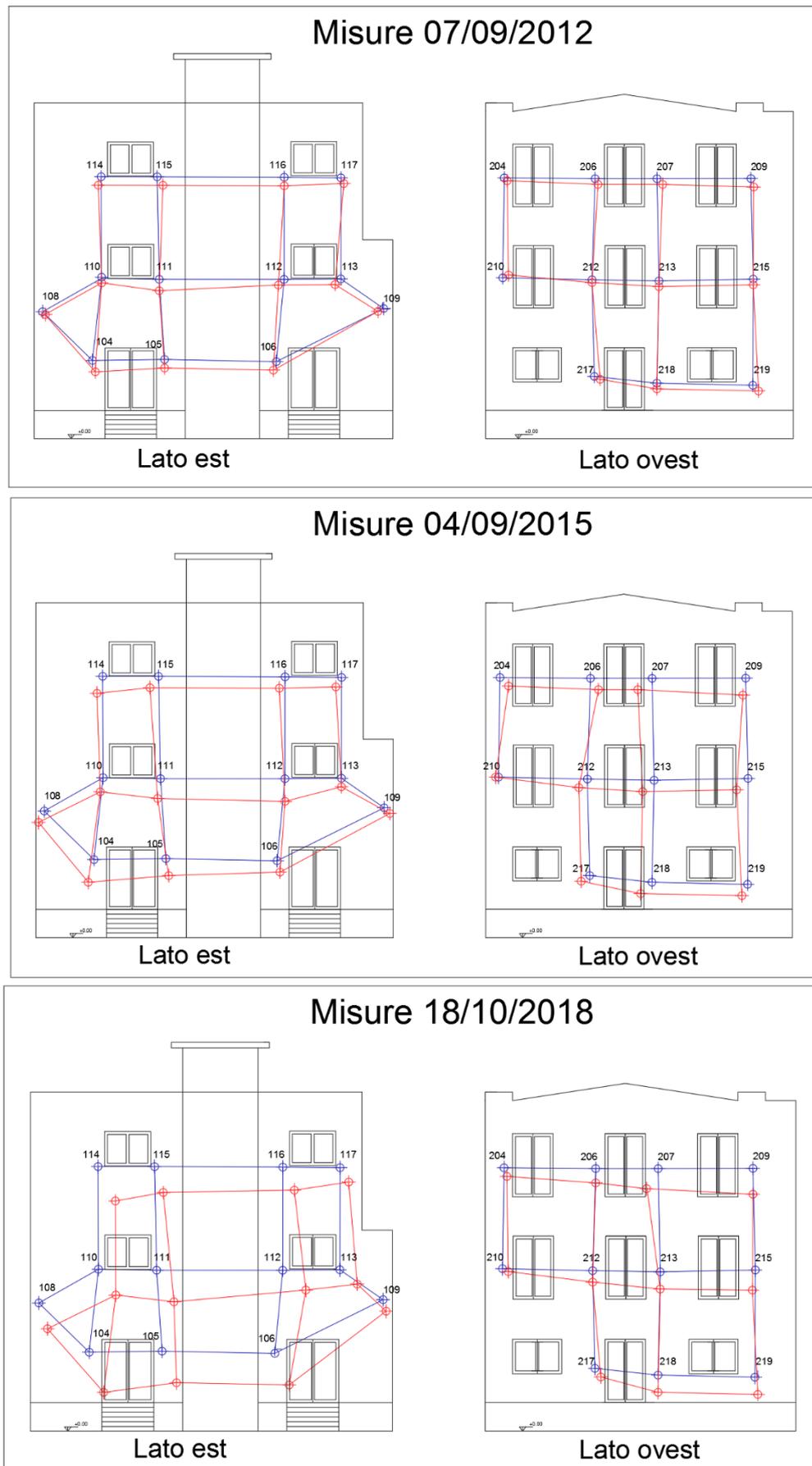
Figura 53: Evoluzione degli spostamenti verticali per ogni allineamento della facciata est (interpolazione quadratica descritta dalle linee tratteggiate).

Al fine di visualizzare il movimento globale subito dal Blocco C sono riportati in maniera grafica gli spostamenti misurati per le mire disposte nelle facciate est ed ovest (Figura 54). Si sottolinea che tali spostamenti sono stati amplificati mediante un fattore pari a 100 per migliorare la visualizzazione. Le mire di colore blu sono state collegate tramite delle linee per identificare la configurazione iniziale rilevata in data 07/04/2010. Le linee di colore rosso indentificano le configurazioni risultanti dai rilevamenti rispettivamente del 12/09/2012, 04/09/2015 e 18/10/2018. L'evoluzione nel tempo delle configurazioni deformate mostra chiaramente che gli spostamenti, sia in direzione verticale che in direzione orizzontale, tendano a delineare un moto di rotazione della struttura verso il Blocco B.

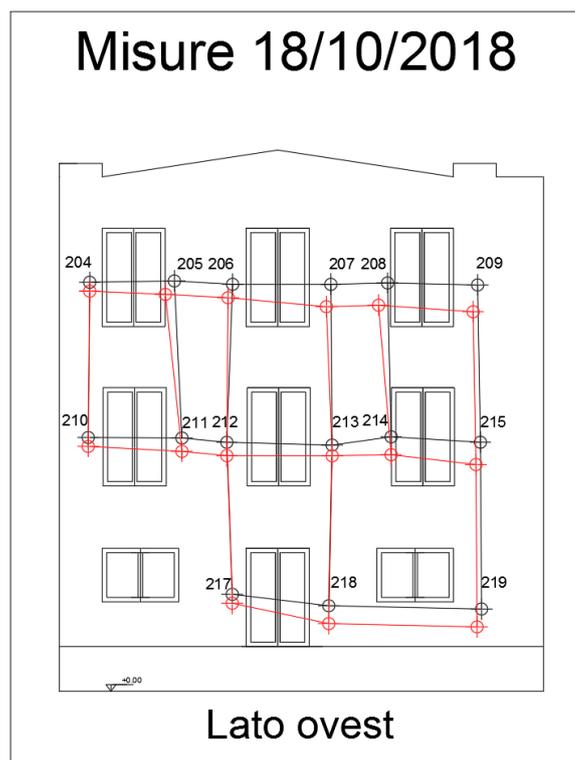
In Figura 55 è riportata la configurazione deformata per la facciata ovest rispetto alle misure effettuate in data 07/09/2012, in cui sono state aggiunte anche le rilevazioni delle mire 205, 208, 211 e 214. Si può notare come gli spostamenti di questi punti di controllo siano coerenti con le deformate già tracciate in precedenza. Pertanto a seguire, non verranno presi in considerazione tali allineamenti poiché caratterizzati da un numero minore di rilevazioni.

Dato che i punti di controllo per le rilevazioni mediante stazione totale appartengono alle pareti esterne e non agli elementi strutturali dell'edificio, i valori di spostamento sono influenzati anche dalla deformabilità delle pareti di tamponamento. Inoltre, poiché le acquisizioni sono state effettuate in diversi periodi dell'anno e, di conseguenza, in diverse condizioni climatiche, non è stato possibile isolare l'influenza del fattore temperatura.

Nonostante ciò, tramite le rilevazioni topografiche è stato possibile definire in modo chiaro il comportamento globale della struttura ed evidenziare l'evoluzione del fenomeno nel corso degli anni.



**Figura 54:** Deformate delle mire ottiche presenti nelle facciate est ed ovest.

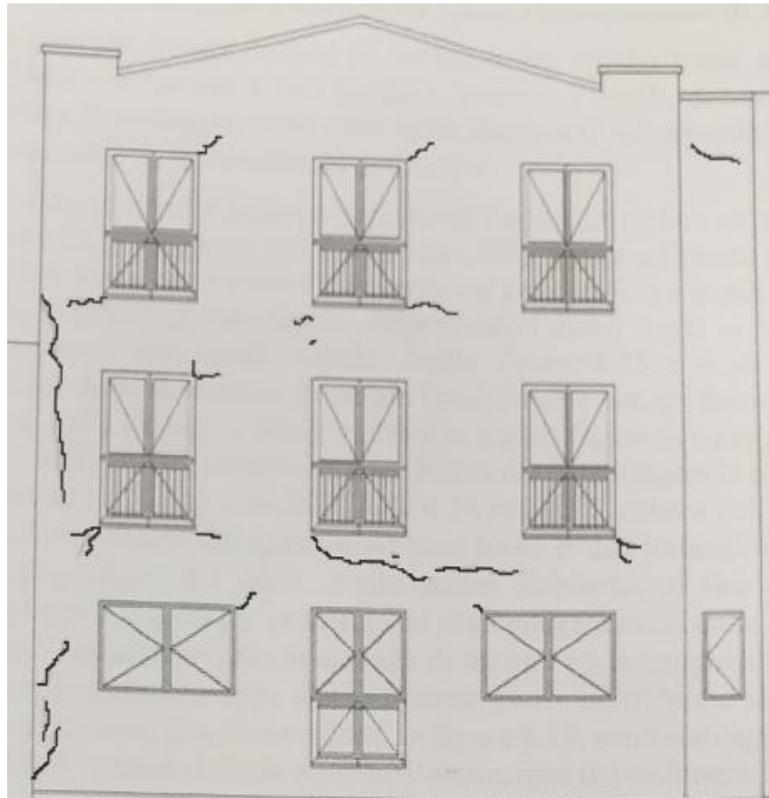


*Figura 55: Deformate delle mire ottiche rispetto alle rilevazioni del 07/09/2012.*

### 5.1.2 Rilievo delle fessure esterne

In data 30 gennaio 2014 gli addetti della Città Metropolitana hanno svolto un rilievo al fine di catalogare le fessure presenti nelle pareti esterne (Figura 56 e 57). Tali fessure, anche dopo operazioni di stuccatura effettuate negli anni passati, sono tuttora facilmente riconoscibili, ad ulteriore conferma del fatto che i cedimenti differenziali a cui è soggetto il sito sono tuttora attivi (Figura 58 e 59). Dall'ispezione della facciata rivolta su via Frattini, di cui la Figura 56, risulta che le fessure sono maggiormente localizzate in corrispondenza dei solai del primo piano e secondo piano. Inoltre è presente una frattura verticale disposta nelle vicinanze del contatto con il Blocco A. Comparando la Figura 56 e la Figura 58 emerge un quadro fessurativo odierno ben più ampio di quello rilevato in data 30/01/2014, come conseguenza della progressione del dissesto.

Le fessure rilevate nella facciata lato cortile sono ubicate in corrispondenza degli angoli di finestre e porte ed in particolare con un maggiore sviluppo in prossimità del Blocco B; anche in questo caso si può constatare il maggiore avanzamento odierno delle fessure rispetto alla situazione raffigurata in Figura 57.



**Figura 56:** Rilievo delle fessure nella facciata lato via Frattini eseguito in data 30/01/2014.



**Figura 57:** Rilievo delle fessure nella facciata lato cortile eseguito in data 30/01/2014.



**Figura 58:** Stato fessurativo odierno della facciata lato via Frattini.



**Figura 59:** Stato fessurativo odierno della facciata lato cortile.

## 5.2 Sistema di monitoraggio installato dal Politecnico di Torino

Il sistema di monitoraggio a cura del Politecnico di Torino, installato il giorno 17 gennaio 2013, è costituito da 9 fessurimetri di tipo potenziometrico (corsa complessiva 25 mm) in grado di immagazzinare dati attraverso sei *data logger*; questi inviano poi le informazioni alla centralina di raccolta attraverso collegamento *wireless*. Gli stessi dati sono trasmessi via internet ad un server che permette la gestione dei dati ed il controllo da remoto.

I sensori di spostamento, con asta di base pari a 135 mm, sono installati in direzione normale alla fessura e sono stati resi solidali alle pareti di tamponamento attraverso dei supporti rigidi. La risoluzione, ovvero lo spostamento minimo rilevabile dallo strumento, è pari 0.06 millimetri e la precisione è pari al 25% del fondo scala. I dati a disposizione sono relativi al periodo compreso tra l'inizio del monitoraggio e il 29 settembre 2019.

I *data logger* sono dotati di sensori per la misura della temperatura in quanto si vuole estrapolare il comportamento di apertura e chiusura della fessura, isolandolo dalle derive dovute alle variazioni climatiche giornaliere e stagionali. Tali sensori sono in grado di lavorare all'interno dell'intervallo -20°C - +70°C; la precisione è uguale a 0.25 °C a 25°C e la risoluzione è pari 0.01°C.

Il sistema è stato settato in modo da registrare dati ad intervalli di 10 minuti.

I trasduttori sono stati ubicati in corrispondenza delle fessure di maggiore entità, di cui le Figure 60, 61 e 62, ad una quota tale da evitare urti accidentali (Tabella 20).

**Tabella 20:** Quota di installazione degli strumenti.

Piano	Codice Fessura	Quota dal pavimento [m]
Rialzato	P1	2.70
Rialzato	P2	2.82
Primo	P3	1.65
Primo	P4	1.88
Primo	P5	2.34
Secondo	P6	2.50
Secondo	P7	2.50
Secondo	P8	2.20
Secondo	P9	2.66

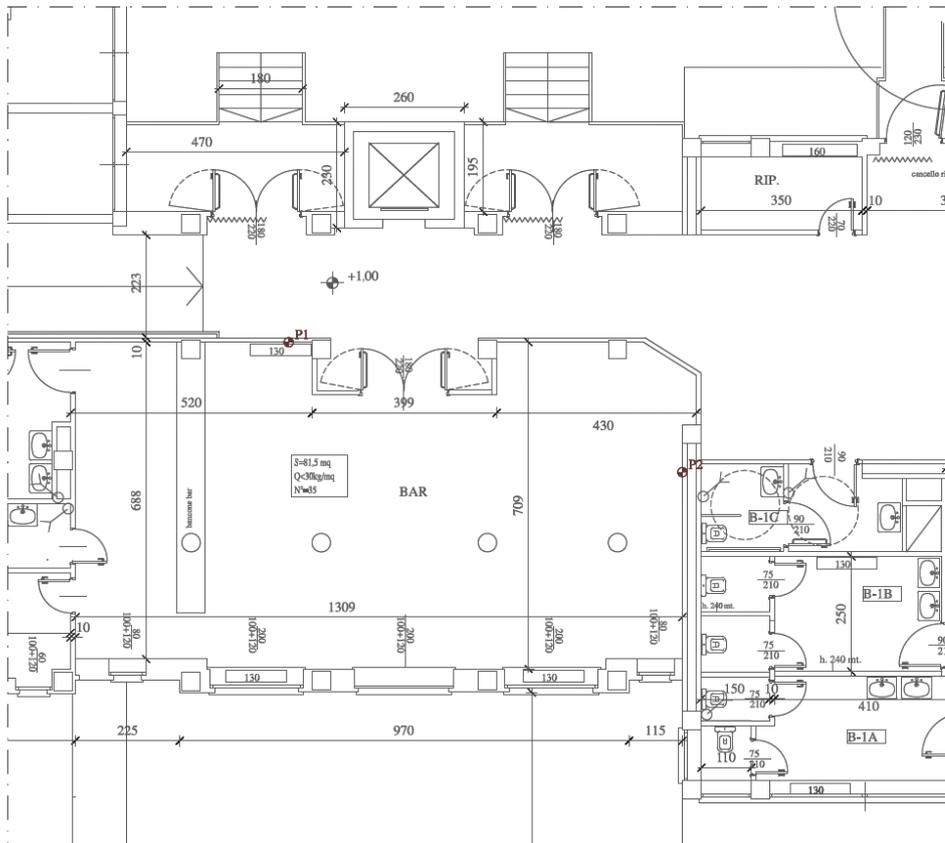


Figura 60: Pianta piano rialzato con ubicazione fessurimetri.

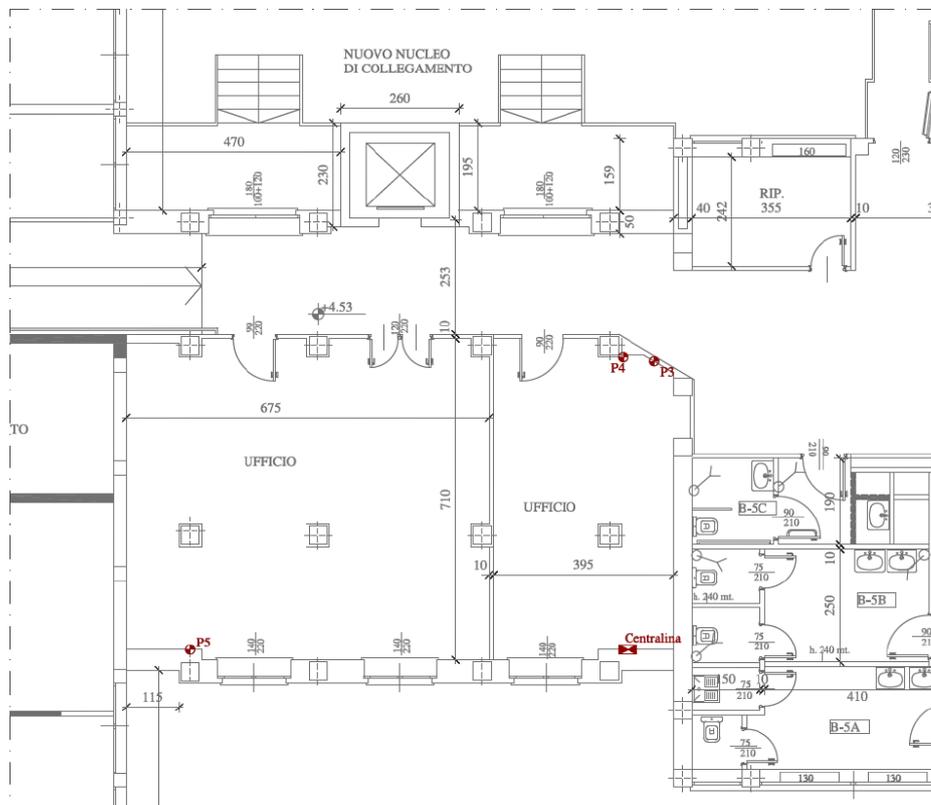
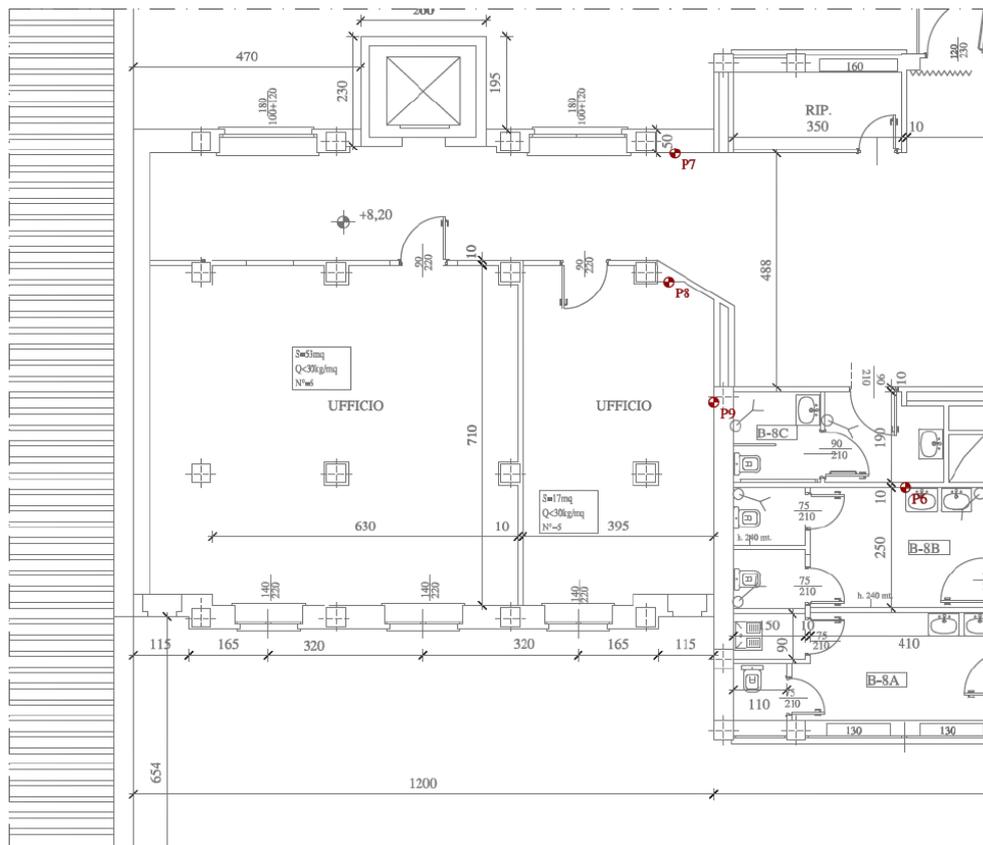


Figura 61: Pianta piano primo con ubicazione fessurimetri.



**Figura 62:** Pianta piano secondo con ubicazione fessurimetri.

Come detto in precedenza, si vuole estrapolare il comportamento della fessura, separandolo dalla deriva causata dalle variazioni climatiche che inducono delle deformazioni della struttura; infatti, a seguito dell'incremento di temperatura i materiali esibiscono delle dilatazioni e, viceversa, a causa di una diminuzione di temperatura l'edificio si contrae. A causa di queste deformazioni, l'ampiezza delle fessure aumenta al diminuire della temperatura e, al contrario, incrementi di temperatura provocano fenomeni di richiusura delle fratture.

I sensori P2 e P3 mostrano come le variazioni dell'ampiezza delle relative fessure si adattano perfettamente alle escursioni termiche (Figura 63 e Figura 64); nonostante la presenza di un incremento di 0.2 mm nel maggio 2016 registrato dal sensore P2, gli andamenti descrivono dei cicli chiusi in cui le deformazioni sono recuperate quasi completamente al termine del ciclo stagionale.

La variazione di apertura della fessura in corrispondenza del sensore P4, di cui la Figura 64, risente fortemente dell'influenza della temperatura tuttavia al termine di ogni ciclo stagionale viene accumulato uno spostamento.

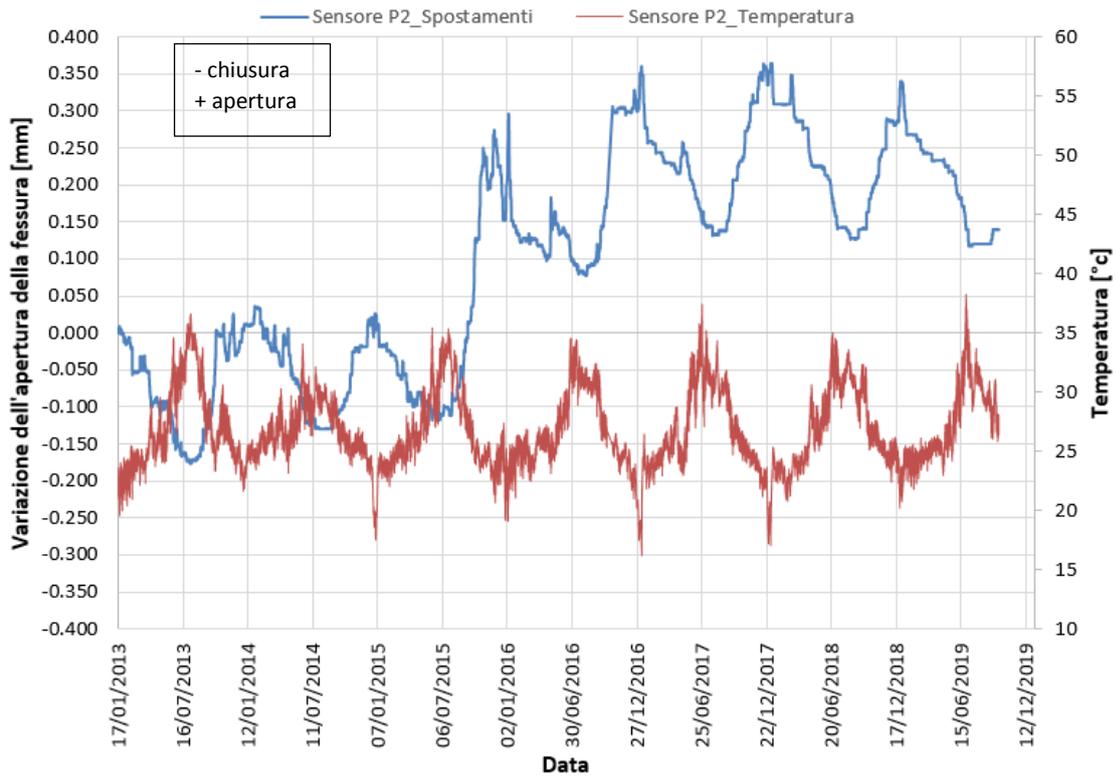


Figura 63: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P2.

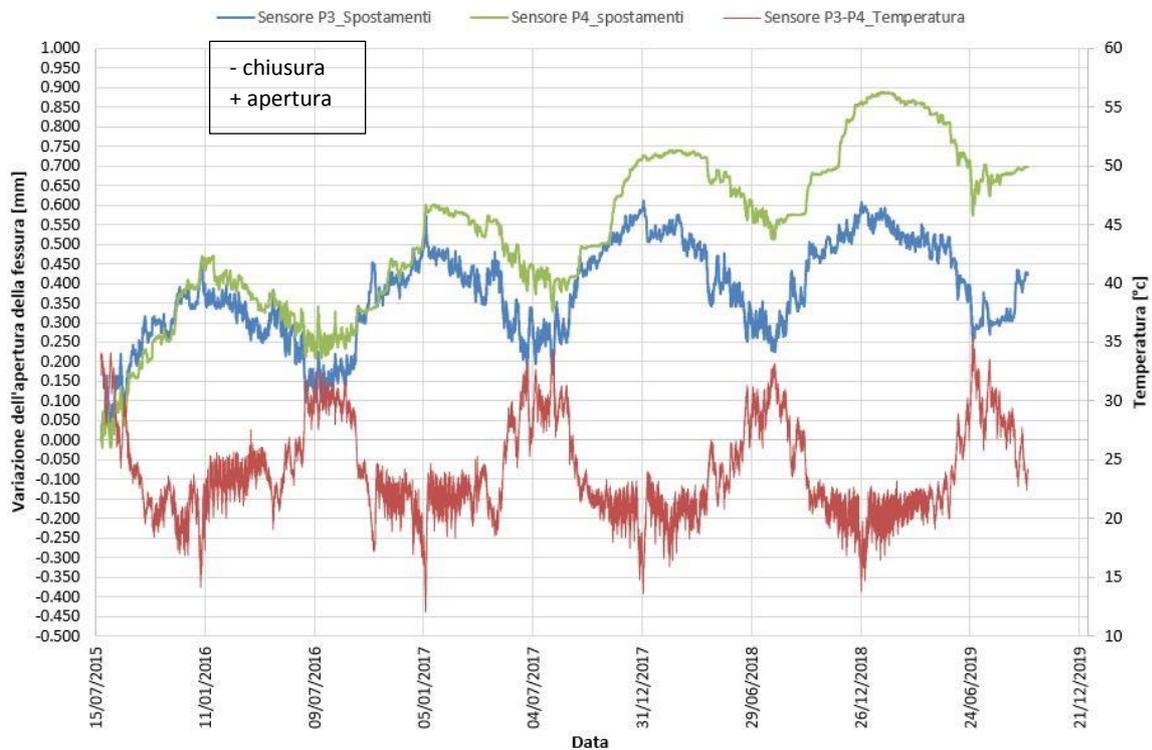


Figura 64: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P3 e P4.

Per rimuovere gli effetti di deriva della temperatura, in riferimento alla Figura 65, sono state estrapolate le deformazioni accumulate dalla fessura P6 in corrispondenza dei valori massimi (Max\_P6) e minimi (Min\_P6) per ogni ciclo stagionale, rispetto ai valori individuati nel primo ciclo stagionale a disposizione. Sono stati scelti i valori di spostamento massimi e minimi come riferimento, poiché sono relativi a valori di temperatura pressochè uguali ad ogni ciclo. In seguito, sono stati graficati gli andamenti di tali spostamenti nel tempo delineando dei *trend* crescenti che però mostrano nel periodo 2018-2019 una riduzione della velocità di apertura della fessura (Figura 66).

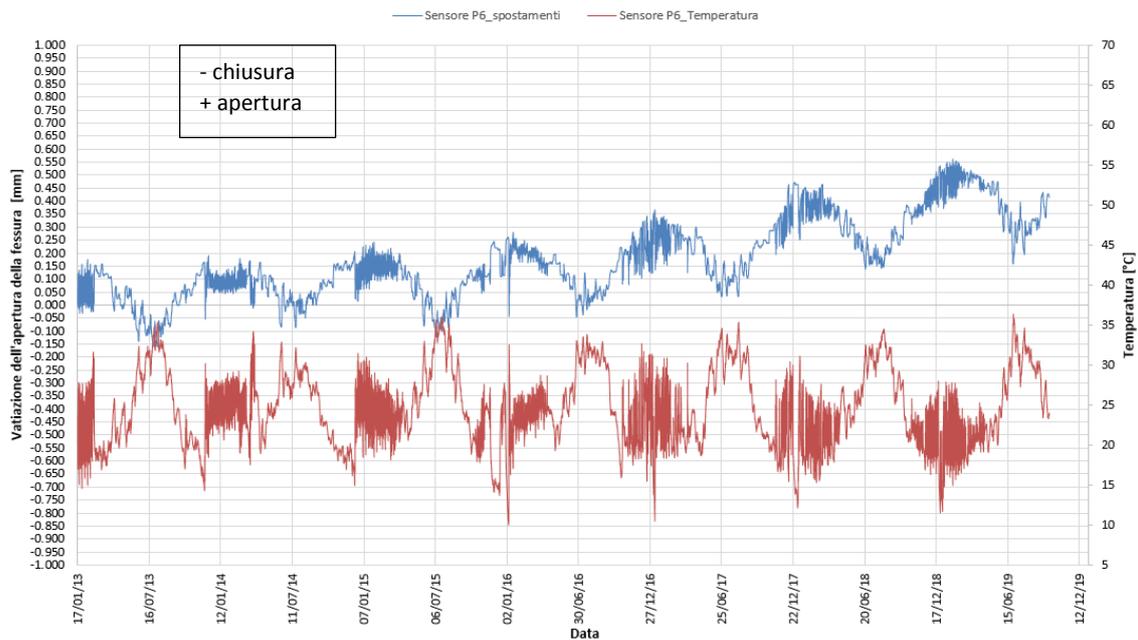


Figura 65: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P6.

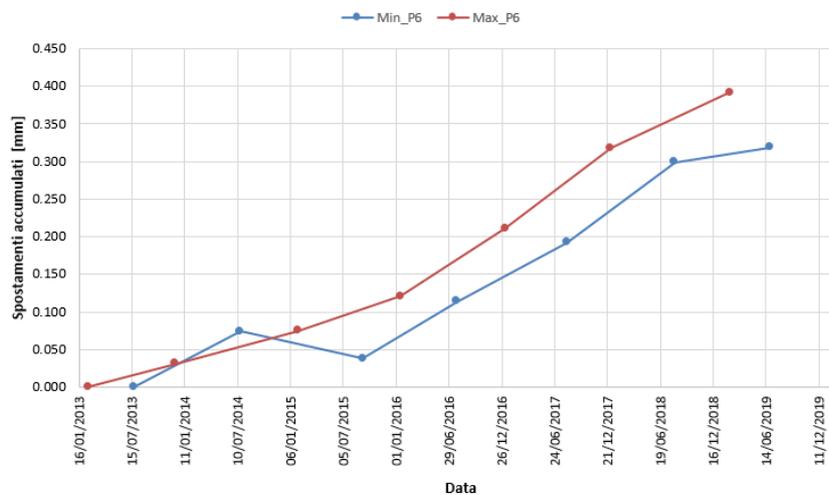
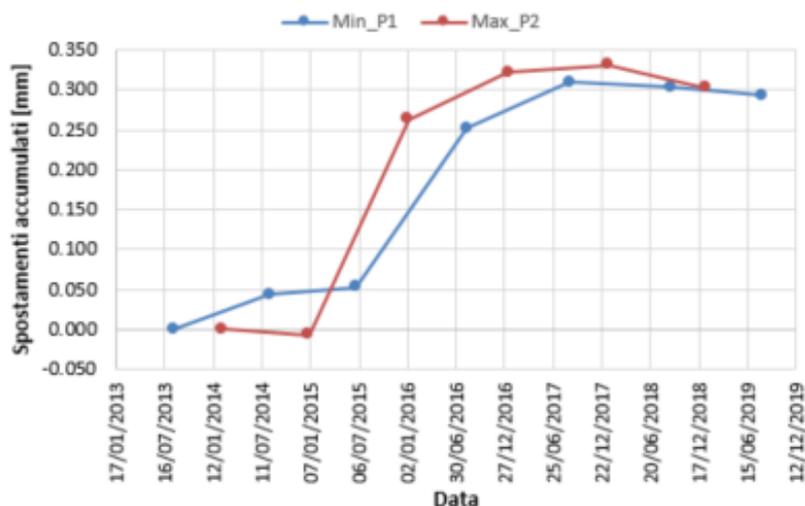
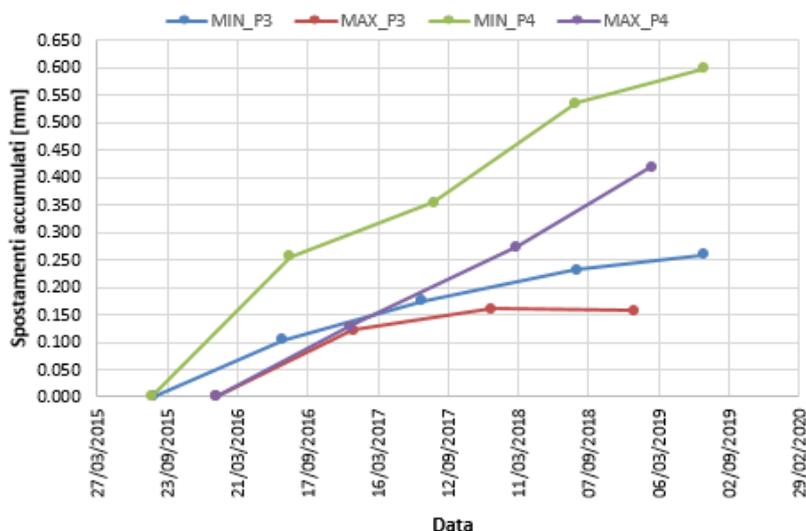


Figura 66: Spostamenti accumulati dalla fessura P6 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014.

Lo stesso procedimento è stato svolto per tutte le fessure monitorate; a seguire si riportano solamente i casi delle fessure P2, P3 e P4 mentre gli altri grafici sono disponibili in allegato, di cui le Figure 115 a 118. La Figura 67 mostra chiaramente, sia per i valori massimi che per i valori minimi, una stabilizzazione dell'apertura della fessura dopo una prima fase di incremento. Questo andamento a tangente orizzontale nel periodo 2018-2019 viene confermato anche in Figura 68 per quanto riguarda la fessura monitorata dal sensore P3. Il sensore P4 mostra un incremento degli spostamenti pressochè lineare.



**Figura 67:** Spostamenti accumulati dalla fessura P2 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014.



**Figura 68:** Spostamenti accumulati dalla fessura P3 e P4 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2015-2016.

Contrariamente a quanto misurato dai sensori sopra descritti, gli andamenti registrati dai fessurimetri P1 e P7 si discostano significativamente da quelli precedenti; infatti come è visibile nella Figura 69 e 70, la temperatura non influisce in modo significativo e, al termine di ogni ciclo

stagionale, le dilatazioni o contrazioni vengono recuperate solo in minima parte. Tale fenomeno evidenzia come alla base di questo *trend* di spostamento vi sia un effetto di carattere strutturale e l'influenza della temperatura sia solo un fattore secondario. Gli andamenti registrati denotano come il dissesto sia progredito, con una tendenza pressochè lineare, nel periodo 2013-2018.

Nello specifico l'apertura della fessura in corrispondenza del sensore P7 presenta un incremento lineare con velocità doppia rispetto alla fessura monitorata dal fessurimetro P1, come si può evidenziare dal coefficiente angolare delle linee di tendenza riportate nelle Figure 69 e 70.

Anche l'andamento rilevato dal sensore P9, Figura 111 presente in allegato, mostra un *trend* di spostamento fortemente crescente.

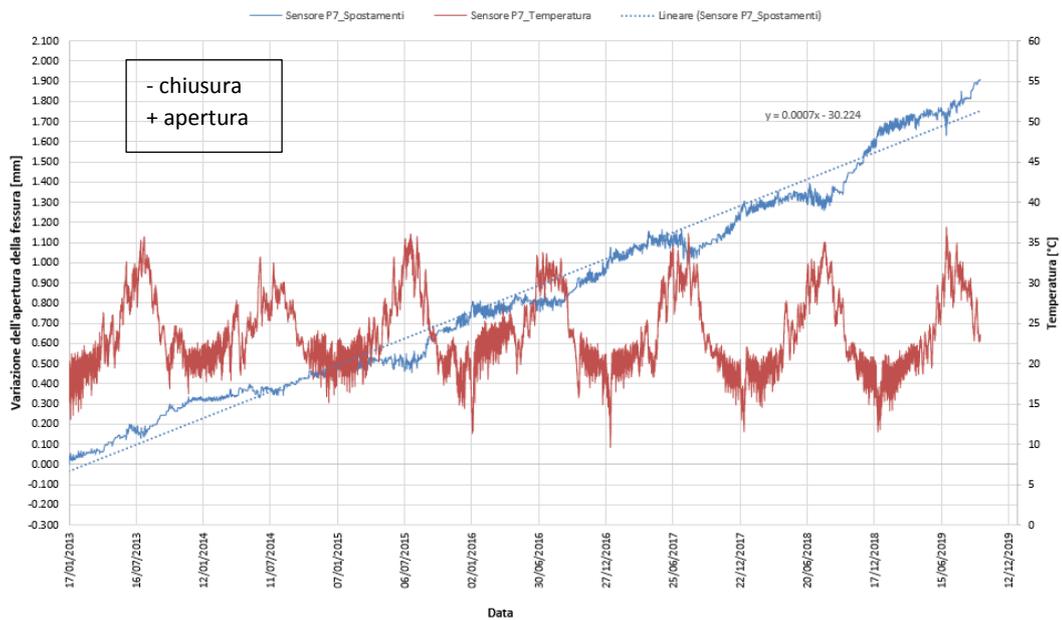


Figura 69: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P7.

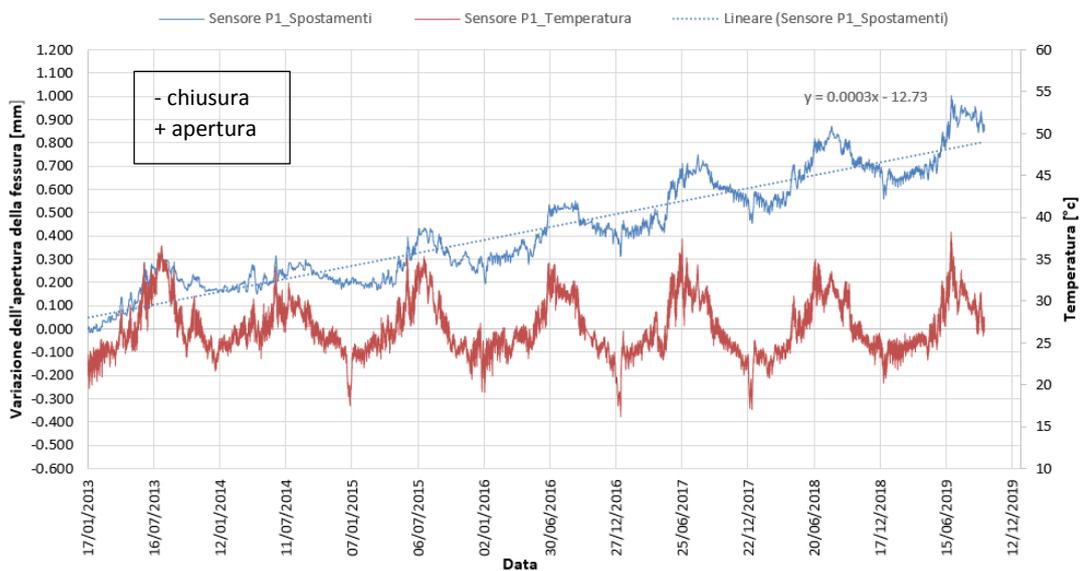


Figura 70: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P1.

L'incremento dell'apertura della fessura P7 è confermato anche in termini di spostamenti accumulati come visibile in Figura 117 presente in allegato. Invece gli andamenti mostrati in Figura 115 e Figura 118, per le fessure P1 e P9, mostrano un decremento della pendenza nel periodo 2018-2019 e un'oscillazione di ampiezza maggiore dovuta al fattore temperatura, poiché la fessura, avendo un'apertura più grande, risente maggiormente di questo effetto.

Si riporta, infine, il confronto tra i valori di apertura delle fessure rilevati all'inizio della campagna di monitoraggio e l'ultimo valore disponibile risalente al 29/09/2019 (Tabella 21). Le fessure P4, P3 e P9 presentano i maggiori valori di ampiezza pari rispettivamente a 13.0 mm, 7.7 mm e 7.6 mm. I fessurimetri P7, P9, P1 e P5 hanno rilevato le variazioni maggiori, come già evidenziato nei grafici sopra esposti.

**Tabella 21:** Confronto tra i valori di apertura delle fessure all'inizio della campagna di monitoraggio e valori rilevati in data 29/09/2019.

Codice Fessura	Apertura iniziale [mm]	Variazione [mm]	Apertura finale [mm]
P1	2.430	0.876	3.306
P2	5.298	0.140	5.438
P3	7.281	0.422	7.703
P4	12.371	0.697	13.068
P5	2.832	-1.039	1.793
P6	6.512	0.414	6.926
P7	3.984	1.906	5.890
P8	6.082	-0.262	5.820
P9	6.276	1.291	7.567

Al fine di prevedere l'evoluzione futura, si interpolano gli andamenti degli spostamenti accumulati tramite curve quadratiche prolungate di un arco temporale di circa un anno fino al 2021 (Figura 71).

L'interpolazione mostra, per le fessure P2, P3, P5 e P9, degli andamenti che tendono a dei valori asintotici e quindi una stabilizzazione della fessura. Nello specifico, l'andamento della fessura P5, ubicata nella parete compresa tra le mire ottiche 204 e 210, sembrerebbe confermato dalle rilevazioni topografiche della Verticale 1 di Figura 52, per cui si denotano degli spostamenti verticali variabili ma che oscillano attorno ad un valore pressochè costante. Per quanto riguarda le fessure P2 e P9, non è stato possibile effettuare un confronto accurato poiché sono ubicate nei tramezzi interni dell'edificio.

Le interpolazioni riguardanti le fessure P1, P4 e P7 mostrano, invece, degli andamenti crescenti che non lasciano presagire ad una fase di assestamento. La divergenza dell'andamento della

fessura P7, disposta nella parete di tamponamento in corrispondenza della fessura 114, viene confermata dalle rilevazioni topografiche per cui si ha un *trend* crescente (Figura 51).

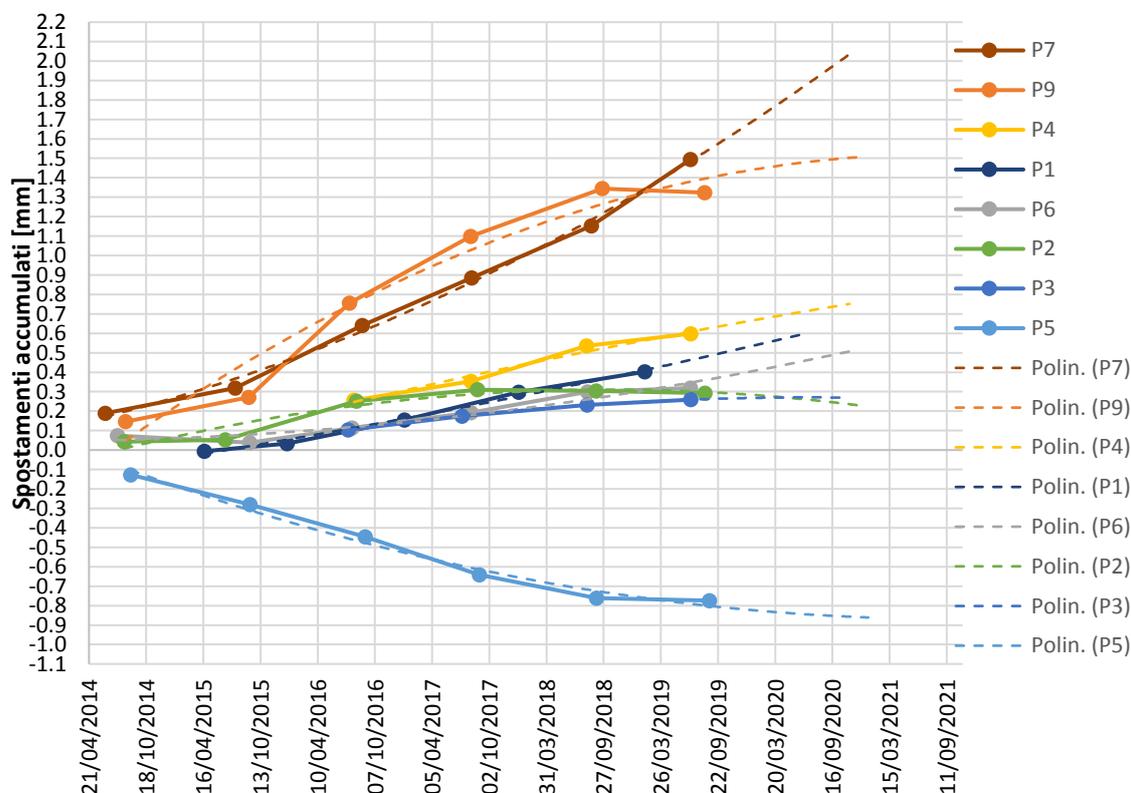


Figura 71: Interpolazione degli spostamenti accumulati dalle fessure.

In conclusione, i dati misurati dai fessurimetri confermano le informazioni provenienti dal monitoraggio svolto dalla Città Metropolitana di Torino per cui il fenomeno deformativo è ancora in atto; le azioni taglianti indotte dal contatto con gli edifici adiacenti nel moto di rotazione della manica ed i cedimenti differenziali stessi comportano un incremento dell'ampiezza delle fessure P7, P4 e P9 presenti nelle pareti di tamponamento in corrispondenza del Blocco B e del cortile interno. Il fessurimetro P5, disposto nella zona a contatto con il Blocco A, ha mostrato invece un movimento di richiusura della fessura.

### 5.3 Confronto con lo studio precedente

Il caso studio discusso nel presente elaborato è stato investigato nel lavoro di Tesi svolto nel 2015 da Marco Fanelli [24]. I dati di monitoraggio analizzati in questo studio fanno riferimento all'intervallo temporale compreso tra il 10/04/2010, inizio della campagna di misura, ed il 23/03/2015.

Il confronto degli spostamenti verticali rilevati in data 23/03/2015, utilizzati come riferimento per l'inquadramento del problema, con le ultime rilevazioni disponibili risalenti all'ottobre 2018 mostra come il fenomeno deformativo sia progredito durante questo lasso temporale fino ad ottenere dei valori di spostamento pari a circa il doppio come per le verticali 1, 3 e 4 della facciata lato cortile e verticali 3 e 4 della facciata su via Frattini.

**Tabella 22:** Confronto tra gli spostamenti verticali degli allineamenti della facciata lato cortile

	Nome punto	Spostamento verticale 23/03/2015 [mm]	Valore medio 23/03/2015 [mm]	Valore medio 18/10/2018 [mm]
Verticale 1	104	-8	-6.3	-11.7
	110	-5		
	114	-6		
Verticale 2	105	-6	-6.3	-10.3
	111	-7		
	115	-6		
Verticale 3	106	-4	-4.0	-8.3
	112	-4		
	116	-4		
Verticale 4	113	-2	-2.5	-5.0
	117	-3		

**Tabella 23:** Confronto tra gli spostamenti verticali degli allineamenti della facciata lato via Frattini.

	Nome punto	Spostamento verticale 23/03/2015 [mm]	Valore medio 23/03/2015 [mm]	Valore medio 18/10/2018 [mm]
Verticale 1	204	-3	-1.5	-2.0
	210	0		
Verticale 3	206	-4	-3.0	-4.0
	212	-3		
	217	-2		
Verticale 4	207	-4	-4.0	-6.7
	213	-4		
	218	-4		
Verticale 6	209	-6	-4.7	-7.3
	215	-4		
	219	-4		

Sulla base delle analisi numeriche svolte in [24], si prevedeva un assestamento dei cedimenti in un periodo di tempo variabile di circa due anni. La prosecuzione del monitoraggio ha evidenziato, invece, una progressione del fenomeno deformativo nell'arco temporale compreso dal 2015 al 2018.

## 5.4 Considerazioni conclusive

La prosecuzione della campagna di monitoraggio ha evidenziato una progressione del fenomeno deformativo che tuttora risulta attivo e che, in virtù dei dati analizzati in questo capitolo, non starebbe raggiungendo una fase terminale di assestamento. Solamente le fessure P2 e P3 mostrano degli andamenti asintotici nel periodo 2018-2019. Le interpolazioni nel periodo 2019-2021 mostrano, per le fessure P9 e P5, una riduzione della pendenza e una tendenza verso un valore di apertura costante. Pertanto, al fine di indagare le cause scatenanti, risulta necessaria la costruzione di un modello numerico che permetta una riproduzione dettagliata del problema in esame; tale modello sarà tarato mediante le ultime rilevazioni topografiche a disposizione e validato attraverso le misurazioni derivanti dai fessurimetri.

Il monitoraggio, oltre a confermare la progressione del dissesto, ha permesso di estrapolare il comportamento dell'edificio in esame; è emersa la presenza di un cedimento differenziale che genera un moto di rotazione del corpo di collegamento verso il Blocco B e verso il cortile interno. Si ipotizzano due cause principali dovute a due fattori distinti ma coesistenti: a) terreno di riporto con scarse proprietà meccaniche, di spessore variabile al di sotto degli edifici, che è stato rimosso solo in parte durante i lavori di costruzione dell'edificio. Nello specifico si considera di notevole importanza il contributo dovuto al materiale utilizzato per il riempimento della scala che conduceva al locale spazzatura; b) configurazione asimmetrica delle fondazioni. In quanto le travi rovesce della manica di collegamento nei pressi del Blocco A sovrastano i plinti di fondazione dell'edificio adiacente.

La prima ipotesi è avvalorata dalla presenza di cedimenti maggiori in prossimità delle zone di contatto con il Blocco B rilevati sia per le mire ubicate nella facciata lato cortile che per le mire della facciata lato via Frattini. Per quanto riguarda il secondo fattore, la fondazione del Blocco A e la maggiore rigidità del terreno al di sotto di quest'ultimo, assumendo che il peso dell'edificio abbia svolto un'azione di compattazione, costituirebbero dei vincoli di appoggio per la fondazione del Blocco C.



## CAPITOLO 6

### Modellazione numerica della manica di collegamento

---

Nel presente capitolo vengono trattati i procedimenti svolti per l'analisi tramite modello numerico del caso studio in esame. Come esposto nel capitolo precedente, i cedimenti differenziali del terreno di fondazione sono il risultato di un fenomeno complesso dipendente dalla variabilità dello strato di terreno superficiale, proprietà meccaniche del sottosuolo, distribuzione delle azioni derivanti dalla sovrastruttura e dall'interazione terreno-struttura. Pertanto per tenere in considerazione tutti gli aspetti citati, si è scelto di dividere il problema andando a creare un modello FEM della manica di collegamento, attraverso il *software* SAP2000 (CSI Italia), al fine di studiare la risposta strutturale. In seguito, è stato studiato il comportamento del sottosuolo di fondazione attraverso il *software* agli elementi finiti RS3, prodotto da Rocscience Inc., che ha permesso di investigare e rappresentare in modo dettagliato il carattere geotecnico dei cedimenti differenziali in fondazione.

#### 6.1 Modellazione FEM mediante SAP2000

Lo stato tenso-deformativo della struttura è stato adeguatamente valutato attraverso un modello tridimensionale agli elementi finiti che ha consentito di effettuare un'analisi particolarmente reale sia della distribuzione delle azioni che dell'effettiva rigidità.

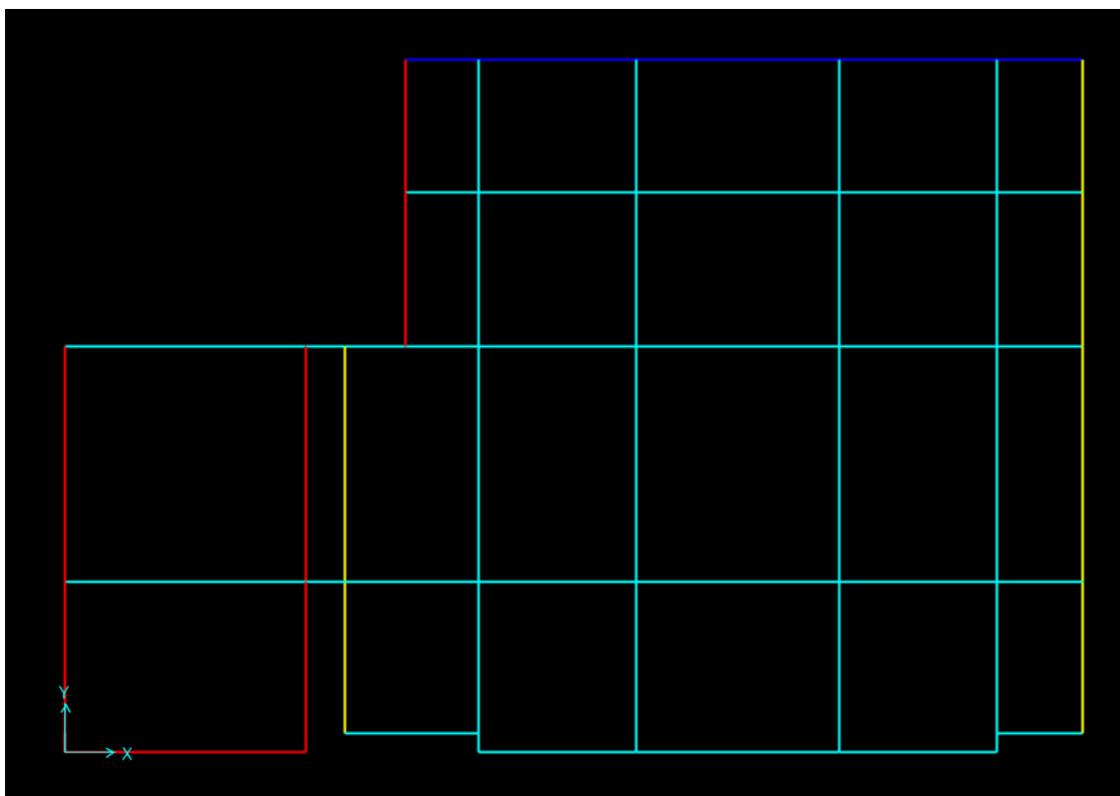
La costruzione del modello, in termini geometrici e caratteristiche dei materiali, è basata sulle informazioni ricavate nella caratterizzazione dello stato dell'arte dell'edificio di collegamento trattata nel capitolo 4.

### 6.1.1 Geometria

La costruzione del modello è iniziata con le fondazioni per le quali sono stati utilizzati degli elementi *frame* con sezione a T rovescia [25]. Al fine di studiare in modo dettagliato la distribuzione delle azioni nella struttura si è optato per la modellazione dell'interazione terreno-struttura un modello alla Winkler, le cui costanti di rigidezza sono state ricavate attraverso un'operazione di *back analysis* confrontando i cedimenti reali con quelli ricavati tramite il modello FEM. Tale operazione verrà descritta nel paragrafo 6.1.2.1.

La Figura 72 mostra la schematizzazione effettuata per la rappresentazione delle fondazioni; nello specifico gli elementi di colore celeste rappresentano le travi rovesce di base 100 cm, larghezza dell'anima 40 cm ed altezza 90 cm. Si è scelto di non modellare la platea di sottofondazione in quanto ha solamente lo scopo di separare il graticcio di travi dal terreno sottostante. Le travi di colore rosso e giallo riproducono i cordoli laterali di tipo B con sezione ad L disposti perimetralmente e nella zona sovrastante la fondazione del blocco A. Infine l'elemento di colore blu rappresenta il cordolo perimetrale di tipo A.

In Figura 72 viene, inoltre, raffigurato il sistema di assi cartesiani a cui verrà fatto riferimento in seguito.



**Figura 72:** Schematizzazione delle fondazioni.

I setti che formano il vano ascensore sono stati schematizzati attraverso elementi *shell* di spessore 20 cm discretizzati con una *mesh* di grandezza 30 cm; in merito a ciò si è scelto di modellare il vano ascensore attraverso un nucleo a C, e non mediante un nucleo chiuso, in quanto sono presenti delle aperture per l'ingresso all'interno del macchinario di grandezza rilevante che influiscono in modo significativo nella trasmissione delle azioni.

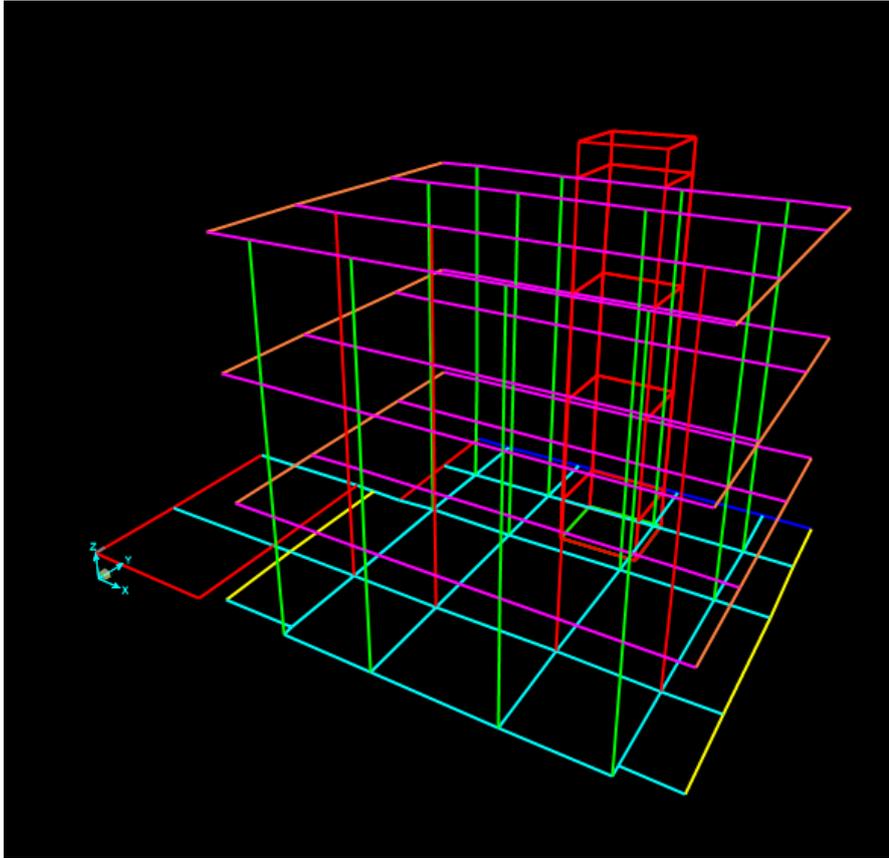
La fondazione a platea del vano ascensore, di spessore pari a 30 cm, è stata ribassata di 0.50 m rispetto alla quota di imposta delle travi rovesce; si è scelto di collegare il nucleo ascensore alla struttura adiacente poiché le fondazioni dell'edificio si appoggiano alla platea di fondazione del vano ascensore, ripartendo su quest'ultima anche le azioni derivanti dalla struttura. Nel *software* SAP2000 gli elementi di tipo area scaricano i carichi agenti su elementi di tipo *frame*; per ovviare a questo problema sono stati inseriti degli elementi trave di rigidezza trascurabile al fine di creare un collegamento tra solaio e setti.

Per il solaio e la soletta del piano rialzato sono stati utilizzati degli elementi *shell* della tipologia *none*, i quali presentano un peso proprio nullo e permettono di applicare i carichi uniformemente distribuiti a cui sono soggetti gli elementi. Tuttavia, la tipologia *none* fa sì che l'elemento *shell* non abbia rigidezza di piano; questo punto è stato superato tramite un *constraint* che vincola i nodi di piano ad uno spostamento rigido fornendo così un comportamento di tipo diaframmatico al solaio.

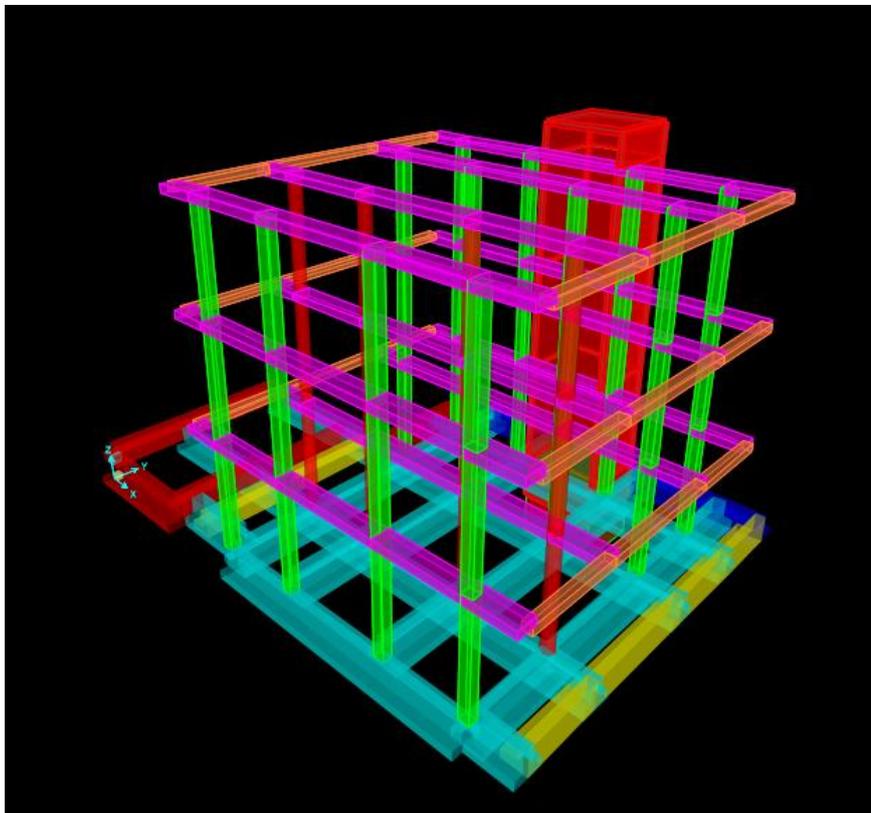
I pilastri di colore verde presentano una pianta a base rettangolare 35 x 30 cm mentre quelli rossi sono a pianta circolare con diametro pari a 40 cm. Il contatto tra i vari elementi strutturali, al fine di simulare il reale interesse e non solo la distanza tra i baricentri delle sezioni, è stato modellato attraverso degli *end length offset* con un valore di rigidezza molto elevata in grado di schematizzare il reale grado di vincolo tra i vari componenti strutturali.

Si è scelto di modellare il tetto a doppia falda del vano ascensore attraverso un elemento *shell* di spessore 20 cm disposto solamente come elemento di chiusura orizzontale del vano a C poiché non influenza in modo cospicuo la risposta e il comportamento della struttura.

Vengono riportate in Figura 73 e 74 le visualizzazioni del modello tridimensionale semplificato e del modello completo con sezioni estruse.



*Figura 73: Modello 3D con sezioni semplificate.*



*Figura 74: Modello 3D con sezioni estruse.*

### 6.1.2 Analisi dei carichi

I carichi sono stati definiti basandosi sulla relazione di calcolo dell'ing. Sillitti del 2002 [22].

Al fine di comprendere il reale stato di sollecitazione dell'edificio in esame, non sono state prese in considerazione le combinazioni di carico per le verifiche degli stati limite in fase progettuale definite dalle NTC 2018, quali combinazione agli SLU, SLE, quasi permanente e combinazione sismica; tuttavia è stata impiegata una combinazione che va a considerare solo i carichi realmente agenti come peso proprio e permanenti, senza l'inserimento dei coefficienti parziali di sicurezza.

In base a tale scelta, sono stati utilizzati i carichi derivanti dal peso proprio, definiti in modo automatico dal *software* per tutti gli elementi tranne che per i solai e per la copertura. Infatti, per questi elementi sono stati introdotti dei carichi uniformemente distribuiti pari a 2.80 kN/m<sup>2</sup> per il primo e secondo piano e a 5.10 kN/m<sup>2</sup> per il solaio di copertura. Infine per il solaio del piano rialzato, essendo costituito da una soletta di spessore pari a 12 cm, è stato utilizzato il carico di peso proprio.

Nella condizione di carico permanente, per quanto concerne il primo e secondo piano, per tenere in considerazione di tramezzi, sottopavimento e pavimento è stato applicato un carico areale uniformemente distribuito pari a 3.80 kN/m<sup>2</sup>. Per il piano rialzato invece è stato impiegato un valore di 2.94 kN/m<sup>2</sup> mentre per la copertura il carico permanente è stato stimato pari a 0.90 kN/m<sup>2</sup>.

Le pareti di tamponamento sono state considerate applicando un carico uniforme sulle travi perimetrali pari a 6.00 kN/m.

Nella Tabella 24 vengono infine riassunti i vari carichi utilizzati.

**Tabella 24:** Carichi da peso proprio e permanenti.

Carichi	Piano rialzato	Primo piano	Secondo piano	Copertura
Solaio [kN/m <sup>2</sup> ]	6.14	6.60	6.60	6.00
Travi perimetrali [kN/m]	6.00	6.00	6.00	-

#### 6.1.2.1 Back analysis per la stima dei coefficienti del modello di Winkler

L'interazione terreno-struttura è stata modellata attraverso un modello alla Winkler (1867), ossia attraverso un sistema di molle con rigidità proporzionale ai parametri di deformabilità del terreno di fondazione. In questa fase si è scelto di impiegare questo modello semplificato poiché ha solamente lo scopo di rappresentare in modo più realistico la distribuzione delle azioni lungo la struttura rispetto a procedimenti in cui il problema di interazione viene semplificato, considerando

la sovrastruttura infinitamente flessibile rispetto al sistema fondazione-terreno ed applicando alla base delle colonne dei vincoli di incastro.

Ricavate le azioni agenti in fondazione, l'interazione con il terreno di fondazione verrà analizzata in modo dettagliato attraverso il modello agli elementi finiti costruito mediante il *software* RS3.

Per la stima dei coefficienti di sottofondo o modulo di reazione  $k_s$  è stata eseguita una taratura che ha condotto alla riproduzione dei cedimenti del modello pari a quelli misurati nelle facciate esterne nel corso del programma di monitoraggio topografico discusso nel precedente capitolo. In particolare, come riferimento, sono stati presi i valori medi degli spostamenti verticali misurati lungo ciascun allineamento verticale (Tabella 25 e 26).

**Tabella 25:** *Spostamenti lungo le verticali della facciata lato via Frattini.*

	Nome punto	Spostamento verticale [mm]	Valore medio [mm]
Verticale 1	204	-3	-2.0
	210	-1	
Verticale 2	206	-5	-4.0
	212	-4	
	217	-3	
Verticale 3	207	-7	-6.7
	213	-7	
	218	-6	
Verticale 4	209	-9	-7.3
	215	-7	
	219	-6	

**Tabella 26:** *Spostamenti lungo le verticali della facciata lato cortile.*

	Nome punto	Spostamento verticale [mm]	Valore medio [mm]
Verticale 1	104	-14	-11.7
	110	-9	
	114	-12	
Verticale 2	105	-11	-10.3
	111	-11	
	115	-9	
Verticale 3	106	-8	-8.3
	112	-9	
	116	-8	
Verticale 4	113	-5	-5.0
	117	-5	

Il valore iniziale dei coefficienti di sottofondo  $k_s$  è stato stimato tramite la formulazione semplificata di Vekic (1961):

$$k_s = \frac{E}{B} \cdot \frac{1}{1-\nu^2} \tag{10}$$

In cui E è il modulo di deformabilità del terreno, B la larghezza della fondazione nel caso di fondazioni nastriformi e  $\nu$  il coefficiente di Poisson.

La convergenza del procedimento iterativo ha portato alla determinazione dei coefficienti  $k_s$  per ogni trave riportati in Figura 75.

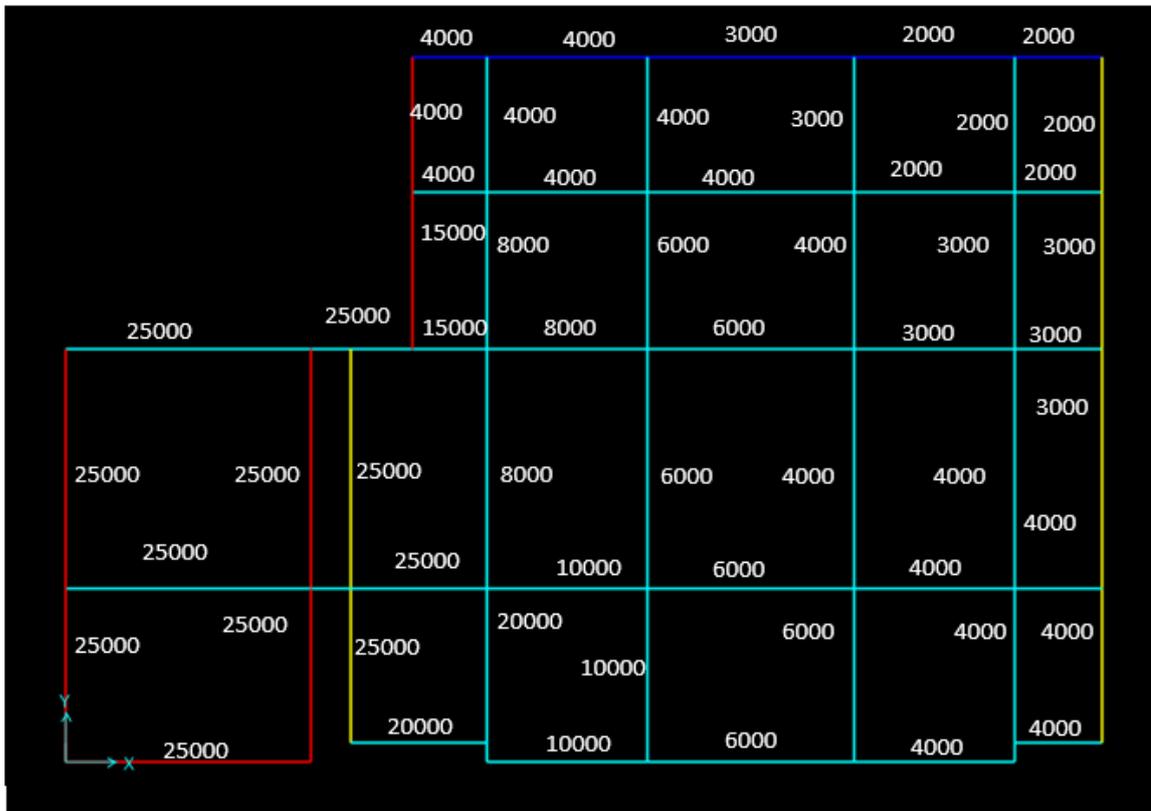


Figura 75: Valori di  $K_s$  in  $\text{kN/m}^3$  stimati tramite procedimento iterativo.

Si può notare la grande variabilità dei coefficienti di sottofondo che passano dal valore di 25000  $\text{kN/m}^3$  in corrispondenza delle fondazioni del Blocco A a quasi due ordini di grandezza in meno per il terreno disposto nei pressi del contatto con il Blocco B nella zona lato cortile. Si evidenzia che i valori rilevati pari a 2000  $\text{kN/m}^3$  o 2  $\text{kg/cm}^3$ , secondo Pozzati [26], sono tipici per materiali scadenti come torbe; valori compresi tra i 2.0 e 4.0  $\text{kg/cm}^3$  sono stati riscontrati per sabbie poco coerenti. Infine, coefficienti di sottofondo dai 8 ai 25  $\text{kg/cm}^3$  sono stati misurati per sabbie compatte e ghiaia con sabbia (Tabella 27).

Il coefficiente di reazione è definito come il rapporto tra il carico e il cedimento ma non costituisce una caratteristica propria del terreno, in quanto dipende dallo stato tenso-deformativo. Inoltre, i

valori di  $k_s$  ottenuti, derivando da un'analisi a ritroso in cui viene riprodotto il quadro deformativo globale, non rispecchiano solo le proprietà meccaniche del terreno ma sono anche influenzati dall'interazione della struttura in esame con le opere di fondazione del Blocco A.

Pertanto, si vuole sottolineare come i coefficienti di sottofondo ottenuti forniscano solo un quadro indicativo delle caratteristiche del terreno.

**Tabella 27:** Modulo di reazione verticale del terreno nel modello di Winkler al variare della tipologia di terreno [26].

Natura del terreno	Modulo di reazione verticale del terreno $k_s$ [Kg/cm <sup>3</sup> ]
Torba leggera	0.6-1.2
Torba pesante	1.2-1.8
Terra vegetale	1.0-1.5
Depositi recenti	1.0-2.0
Sabbia di mare	1.5-2.0
Sabbia poco coerente	2.0-4.0
Terra molto umida	2.0-3.5
Terra poco umida	3.0-6.0
Terra secca	5.0-10.0
Argilla con sabbia	8.0-10.0
Argilla grassa	10.0-12.0
Sabbia compatta	8.0-15.0
Ghiaia con sabbia	10.0-25.0
Ghiaia compatta	20.0-30.0

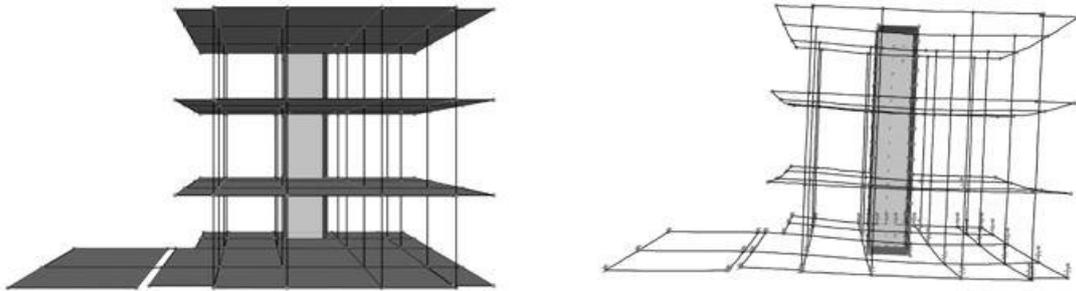
La modellazione dell'interazione terreno-struttura tramite delle molle elastiche alla Winkler costituisce un metodo semplificato, in quanto considera il cedimento proporzionale al valore della componente verticale della forza applicata nel punto stesso e non tiene in considerazione delle forze applicate nei punti circostanti, anche se il terreno si deforma anche al di fuori dell'impronta di carico. Tuttavia, tale modello ci permette di studiare la reale distribuzione delle azioni all'interno della struttura. Una trattazione più approfondita del comportamento del terreno verrà analizzata nel paragrafo 6.2.

### 6.1.3 Analisi del quadro deformativo

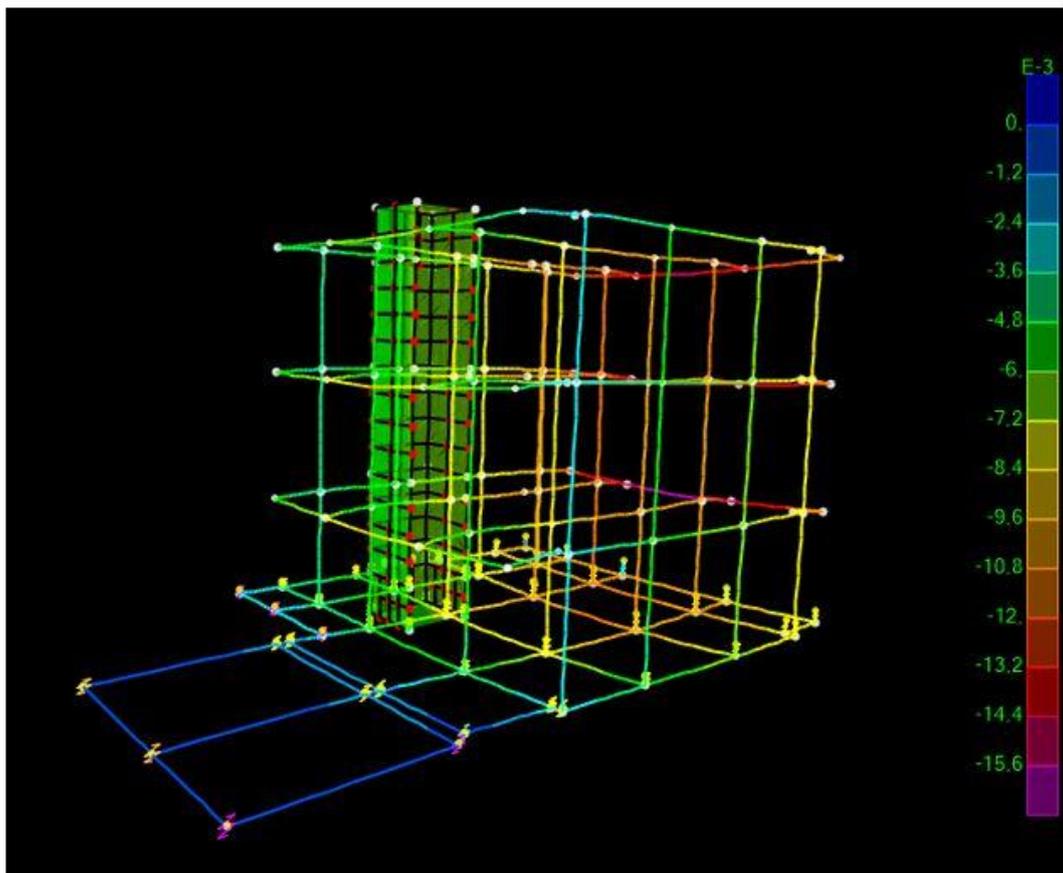
Dopo aver completato la definizione dei coefficienti di sottofondo, è stata svolta l'analisi che ha permesso di determinare lo stato tenso-deformativo della struttura.

In Figura 76 è presentato il confronto tra la configurazione iniziale e la configurazione deformata derivante dall'applicazione dei coefficienti del modello di Winkler sopra calcolati; si distingue la chiara rotazione del fabbricato verso il blocco B e verso la zona del cortile interno.

Il campo di spostamenti verticali dell'intera struttura, di cui la Figura 77, riproduce, sia qualitativamente che in termini quantitativi, il quadro deformativo odierno.



**Figura 76:** Vista tridimensionale della struttura (facciata lato via Frattini): configurazione iniziale (sinistra) e configurazione deformata (destra).



**Figura 77:** Campo di spostamenti verticali esibiti dalla struttura.

#### **6.1.4 Validazione del modello mediante le misurazioni dei fessurimetri**

Al fine di verificare la corretta riproduzione del comportamento reale mediante il modello FEM sopra descritto, è stato effettuato il confronto tra i dati rilevati dai fessurimetri e gli spostamenti forniti da SAP2000 in corrispondenza delle fessure. Non potendo riprodurre il distacco di materia attraverso un modello agli elementi finiti, sono stati considerati gli spostamenti dei nodi trave-colonna che contengono le tramezzature e tamponature in cui sono presenti le varie fessure.

Il confronto è stato eseguito per le fessure che hanno mostrato un chiaro *trend* di spostamento e una variazione dell'ampiezza di maggiore entità, sia nel movimento di apertura per quanto riguarda le fessure P1, P7 e P9, sia nel movimento di richiusura rilevato dal fessurimetro P5.

Il fessurimetro P1 è ubicato, come mostrato nella planimetria di Figura 60, nella parte alta del tramezzo antistante il vano ascensore al piano rialzato.

Il sensore, nel giorno 18 ottobre 2018, giorno di riferimento per le rilevazioni topografiche con cui è stato calibrato il modello FEM, ha misurato un'apertura media della fessura pari a 2.954 mm; tale valore è stato ottenuto considerando solamente il contributo di spostamento accumulato negli anni senza l'influenza delle oscillazioni provocate dalla temperatura. Tale deriva è stata eliminata attraverso il procedimento svolto nel paragrafo 5.2 per la fessura P6. Non si è tenuto conto del contributo della temperatura poiché nel modello non è stato implementato tale effetto. Al fine di confrontare il valore di apertura della fessura con il comportamento esibito nel modello, è stata considerata la reale disposizione della frattura presente nell'immagine fotografica di Figura 78. Questa configurazione è stata inquadrata all'interno del modello agli elementi finiti, di cui la Figura 79; la fessura è disposta nella parete racchiusa dalle aste convergenti nei nodi denominati 1, 2, 3 e 4.

La Figura 79 riporta, inoltre, il campo di spostamenti totali esibito dal telaio nel piano x-z in cui è presente la fessura P1. Sia graficamente, tramite la scala colorimetrica, che dalla Tabella 28 si denota come i Nodi 1 e 2 subiscano uno spostamento orizzontale maggiore rispetto ai Nodi 3 e 4 provocando delle sollecitazioni di taglio. Il tramezzo compreso all'interno degli elementi strutturali, non può che adattarsi allo spostamento imposto; ne deriva, pertanto, un incremento dell'apertura della fessura per taglio. La fessura presenta, infatti, la tipica configurazione con pendenza di 45 ° rispetto all'orizzontale.

Quantitativamente, si è ipotizzato di calcolare l'ampiezza della fessura come differenza tra gli spostamenti verticali dei Nodi 3 e 2 pari a 2.830 mm. Confrontando tale valore, con quello riportato dal relativo fessurimetro pari a 2.954 mm, si riscontra una buona corrispondenza tra i due valori.

Pertanto, l'evoluzione dei cedimenti differenziali nel tempo trova un'ottima corrispondenza nel *trend* di spostamento crescente rilevato dal sensore P1.



Figura 78: Fotografia della disposizione della fessura P1.

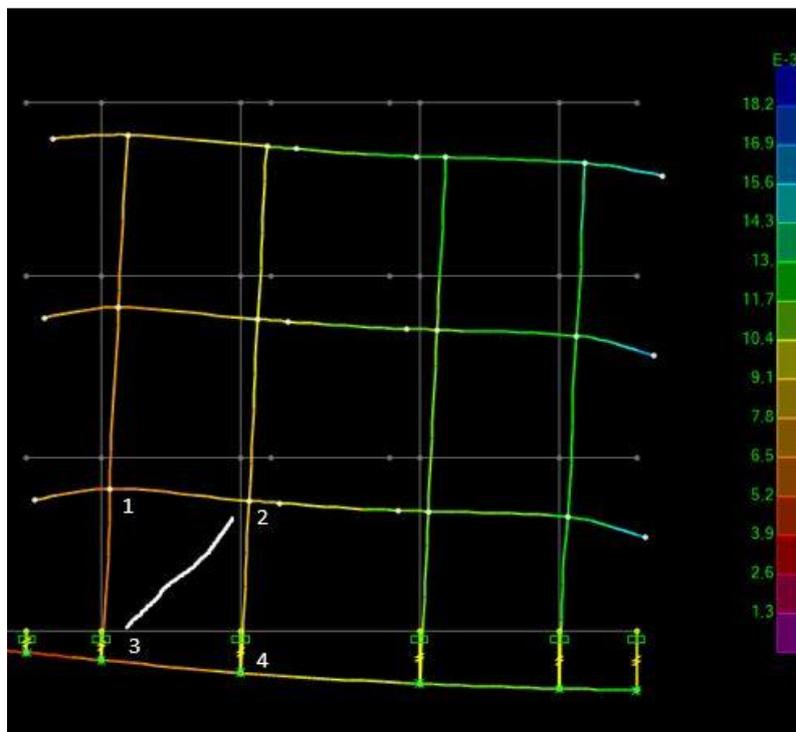


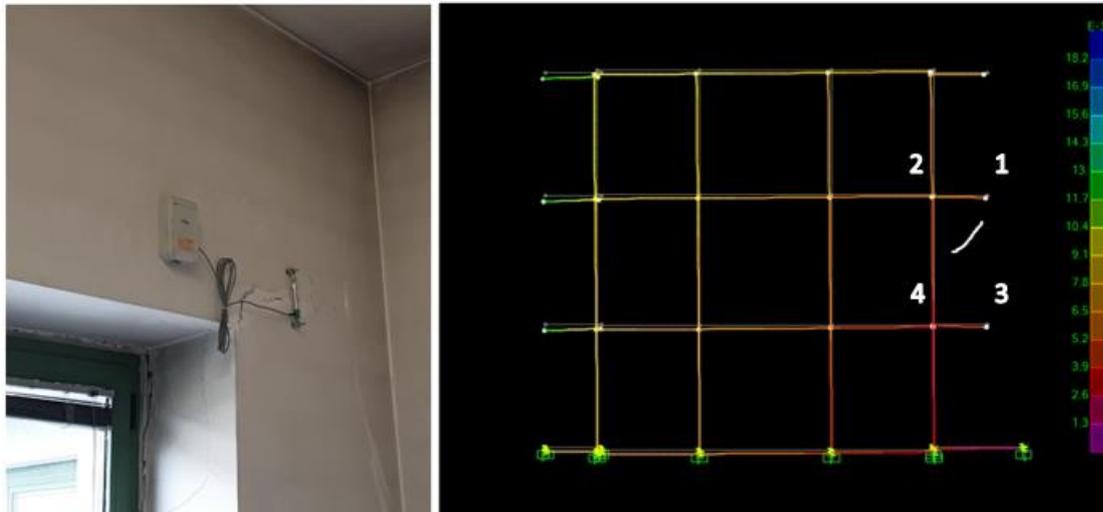
Figura 79: Spostamenti totali del telaio nel piano x-z contenente la fessura P1.

**Tabella 28:** Spostamenti dei nodi della parete contenente la fessura P1.

Parete fessura P1		
Nodi	$u_x$ [mm]	$u_z$ [mm]
Nodo 1	1.72	-6.15
Nodo 2	1.72	-8.61
Nodo 3	0	-5.78
Nodo 4	0	-8.36

Il fessurimetro P5, diversamente da quanto rilevato dagli altri sensori, ha evidenziato un *trend* di chiusura della fessura; dal valore iniziale di 2.832 mm, l'apertura si attesta ad un valore medio nella giornata del 18/10/2018 pari a 1.959 mm.

Il confronto tra configurazione reale e disposizione all'interno del modello è riportato in Figura 80. L'inflessione della trave verso il basso, dato che la fessura si trova in prossimità del Nodo 1, provoca una compressione del concio inferiore da parte della porzione superiore della tramezzatura e pertanto si sviluppa un effetto di chiusura.



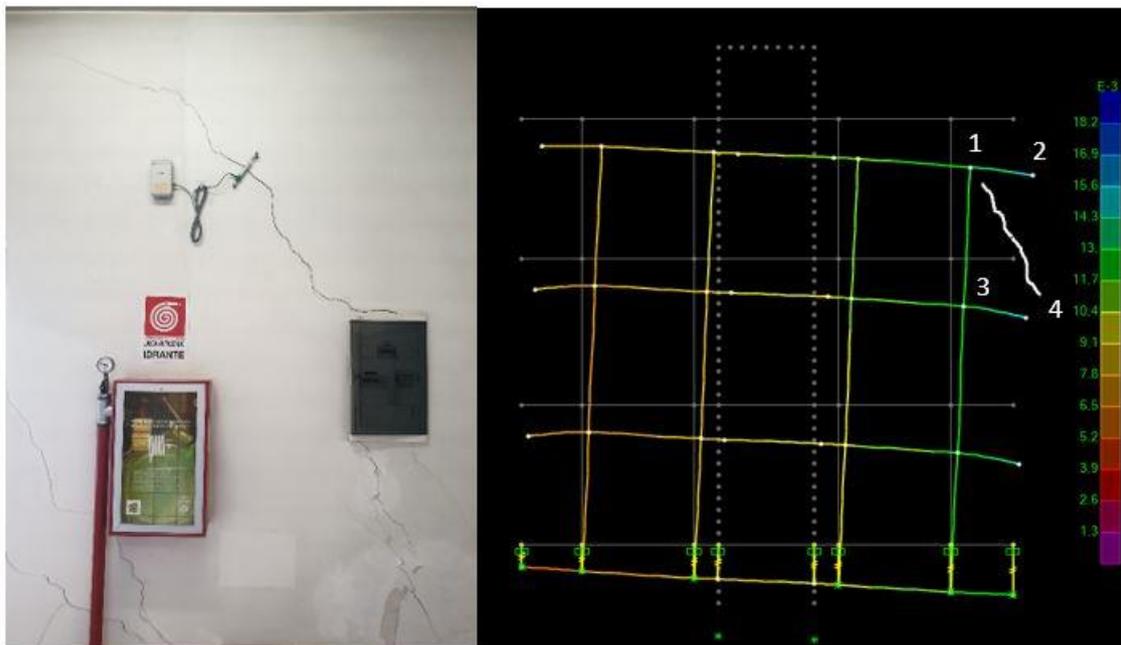
**Figura 80:** Campo di spostamenti totali del telaio nel piano x-z contenente la fessura P5 e disposizione reale.

Analizzando le componenti verticali del vettore spostamento totale dei quattro nodi trave-pilastro, si ipotizza di determinare il valore dell'apertura della fessura come differenza degli spostamenti dei Nodi 1 e 2. Il risultato della comparazione è riportato in Tabella 29.

**Tabella 29:** Comparazione valori di apertura della fessura P5.

Parete fessura P5			Apertura fessura FEM	Apertura sensore P5
Spostamenti	$u_x$ [mm]	$u_z$ [mm]	[mm]	[mm]
Nodo 1	4.36	-2.60	1.930	1.959
Nodo 2	4.36	-4.53		

Per la frattura P7, di cui la Figura 81, è stato svolto lo stesso procedimento. La comparazione tra valore dell'apertura rilevato e calcolato dal modello FEM, riassunta in Tabella 30, mostra una discrepanza in termini numerici, probabilmente dovuta ad una azione di taglio provocata dall'interazione con l'edificio adiacente. Nonostante ciò, il modello riesce a simulare il reale comportamento in quanto l'inflessione della colonna, con spostamenti orizzontali dei Nodi 1 e 2 maggiori rispetto ai Nodi 3 e 4, provoca un'azione di taglio nella relativa parete di tamponamento con una conseguente apertura della fessura per taglio che simula l'andamento rilevato dal fessurimetro P7.

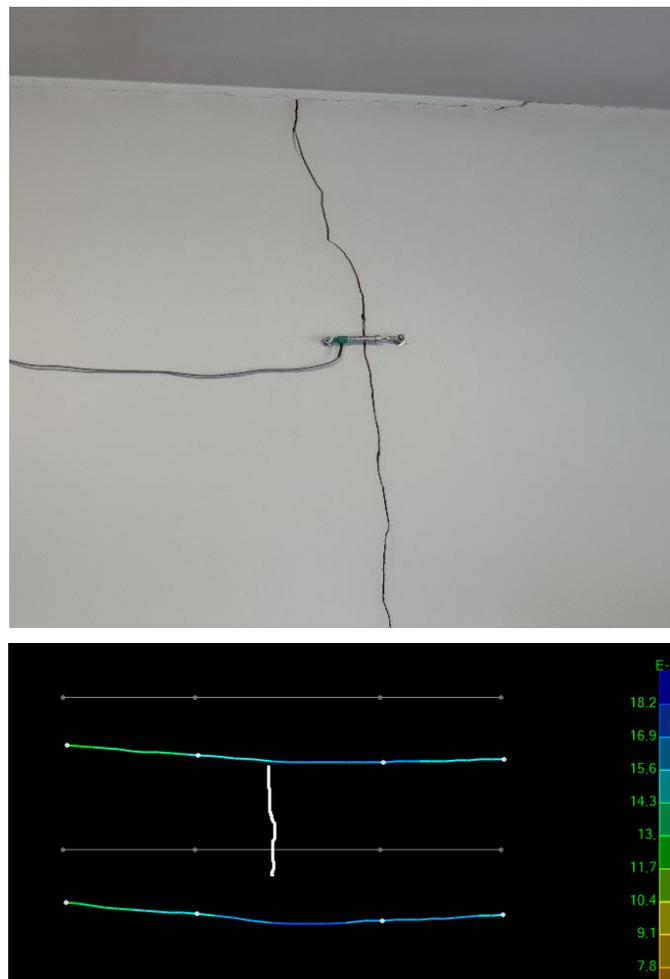


**Figura 81:** Confronto tra disposizione reale della fessura P7 e localizzazione nel modello.

**Tabella 30:** Comparazione dei valori di apertura della fessura P7.

Parete fessura P7			Apertura fessura FEM	Apertura sensore P7
Spostamenti	$u_x$ [mm]	$u_z$ [mm]	[mm]	[mm]
Nodo 1	4.94	-12.06	2.40	5.41
Nodo 2	4.94	-14.08		
Nodo 3	3.29	-12.03		
Nodo 4	3.29	-14.82		

Infine, si analizza la fessura P9, ubicata al piano secondo come visibile nella planimetria di Figura 62. Tale fessura è disposta lungo la direzione verticale nella tramezzatura racchiusa dai nodi 1,2, 3 e 4 di Figura 82. Le travi visibili sono i cordoli di chiusura delle travi del solaio. In questo caso, si è ipotizzato di calcolare l'apertura della frattura come differenza tra i valori di spostamento orizzontale dei nodi superiori rispetto a quelli inferiori. Gli spostamenti dei nodi provocano delle azioni di trazione che tendono ad incrementare l'apertura della fessura. Il confronto con il valore di spostamento rilevato dal sensore P9 mostra una netta differenza numerica anche se entrambi identificano un movimento di apertura. Questa diversità potrebbe derivare dalla diversa deformabilità della tramezzatura rispetto ai cordoli e alle travi rappresentati nel modello agli elementi finiti; la parete di riferimento non risulta confinata neppure dai pilastri e quindi potrebbe essere soggetta ad uno spostamento maggiore rispetto agli elementi strutturali.



**Figura 82:** Confronto tra disposizione reale della fessura P9 e localizzazione nel modello.

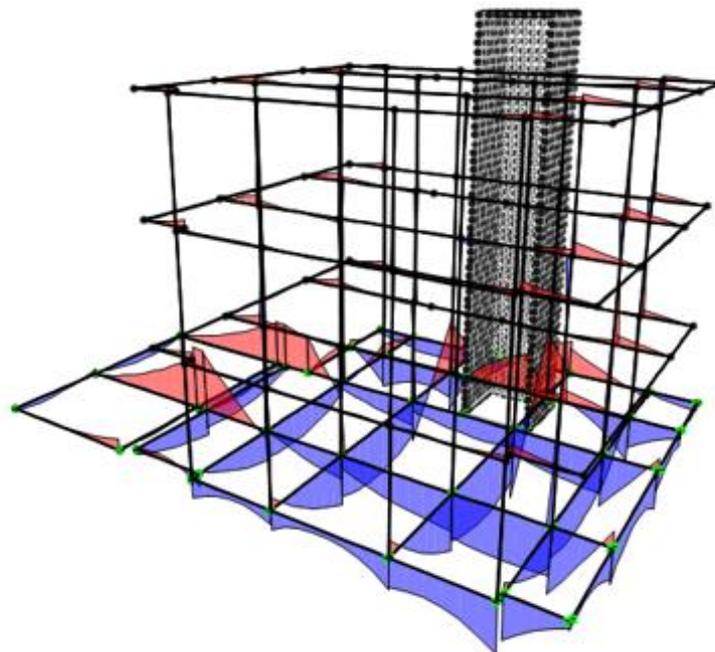
**Tabella 31:** Comparazione dei valori di apertura della fessura P9.

Parete fessura P9			Apertura fessura FEM	Apertura sensore P7
Spostamenti	$u_y$ [mm]	$u_z$ [mm]	[mm]	[mm]
Nodo 1	0.81	-13.90	0.31	7.58
Nodo 2	0.81	-14.79		
Nodo 3	0.50	-14.66		
Nodo 4	0.50	-16.11		

Si vuole sottolineare che nella modellazione non si è tenuto conto dell'influenza della temperatura e della reale rigidità delle pareti di tamponamento e, pertanto, sono presenti delle piccole discrepanze in termini numerici tra valori misurati e ricavati dall'analisi.

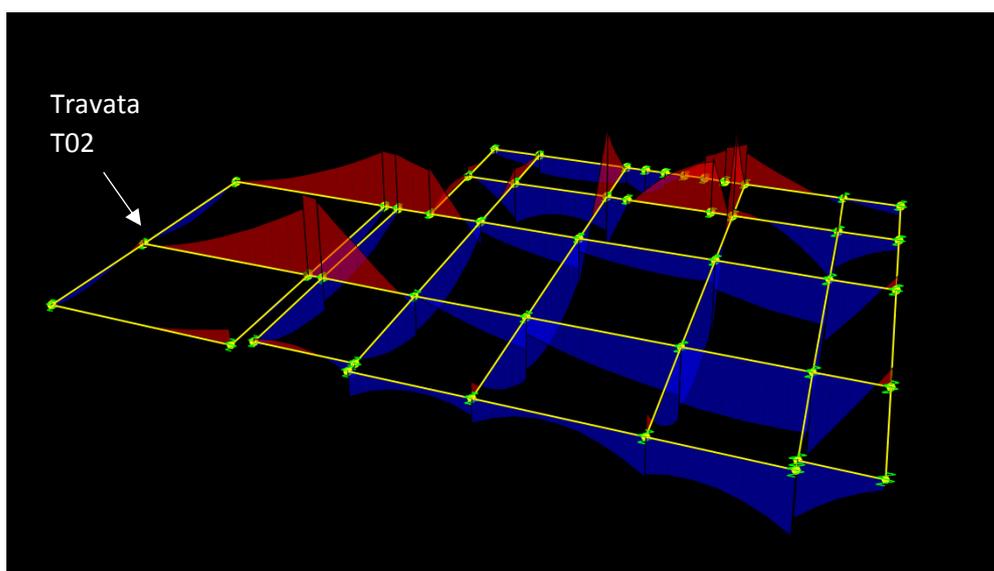
### 6.1.5 Analisi dello stato di sollecitazione

Dopo aver verificato la correttezza del modello numerico dal punto di vista del quadro deformativo, è stato analizzato lo stato di sollecitazione; a tal fine in Figura 83 è riportata una vista tridimensionale della struttura con una rappresentazione del diagramma di momento flettente amplificato tramite un fattore pari a 5 per migliorarne la visualizzazione. I momenti in rosso rappresentano i momenti che tendono le fibre superiori e viceversa i diagrammi in blu interessano le sollecitazioni che tendono le fibre inferiori.



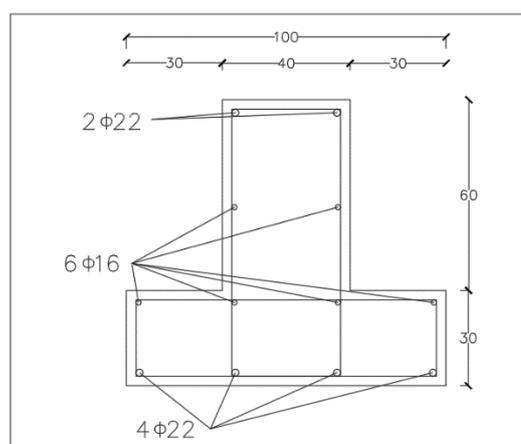
**Figura 83:** Diagramma di momento flettente dell'intera struttura.

Il diagramma evidenzia che le travi di fondazione risultano essere le più caricate. Il moto di rotazione del fabbricato verso il Blocco B provoca degli elevati momenti flettenti nelle travi di fondazione disposte alla sinistra del modello, ovvero quelle disposte al di sopra delle fondazioni del Blocco A (Figura 84). Inoltre si denota come il vano ascensore, in seguito alla maggiore rigidità, tenda a prendere una maggiore quota parte del carico con una concentrazione dei momenti flettenti lungo le travi a contatto con i setti. Questo effetto viene anche testimoniato da valori di carico assiale nei pilastri in prossimità del vano ascensore inferiori rispetto agli sforzi assiali negli altri pilastri.



**Figura 84:** Diagramma di momento flettente per le travi di fondazione.

La trave di fondazione più caricata e per cui è stata effettuata la verifica strutturale tramite il software Trave Continua di Dolmen risulta essere la Travata T02. La geometria della trave rovescia con la relativa disposizione delle armature longitudinali e trasversali è riportata in Figura 85.



**Figura 85:** Disposizione delle armature nella trave di fondazione analizzata.

I momenti sollecitanti risultano essere contenuti all'interno del diagramma di momento resistente anche se vengono mobilitate percentuali elevate della resistenza a disposizione; infatti il momento agente massimo è pari a 360 KNm mentre in quella sezione il momento resistente è pari a 397 KNm (Figura 86).

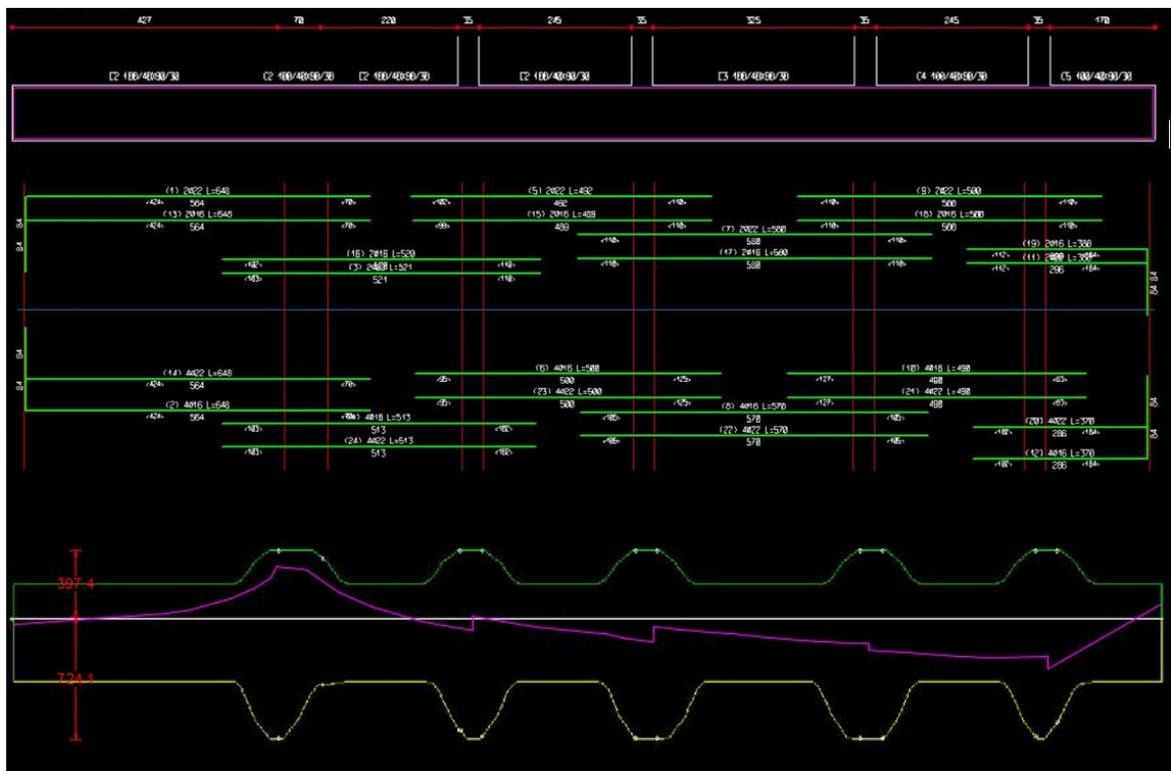


Figura 86: Verifica travata T02.

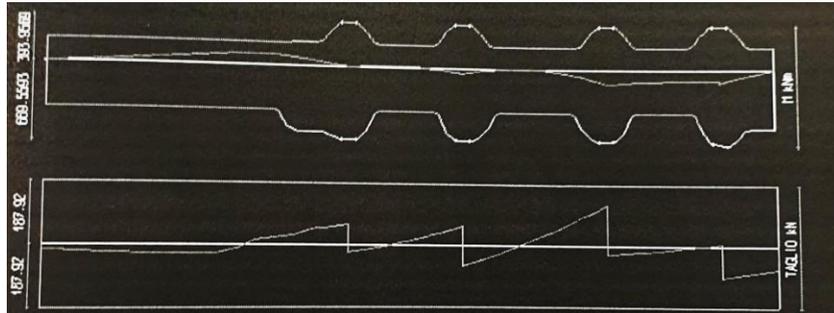
Per quanto riguarda le travi in spessore di solaio e i pilastri, le sollecitazioni agenti, derivanti dalla combinazione di carico che comprende solamente le azioni permanenti, risultano inferiori a quelle individuate nella relazione di calcolo [22] e pertanto le verifiche risulterebbero ampiamente soddisfatte. Pertanto, il fenomeno deformativo sembrerebbe essere solamente dovuto ad un problema di natura geotecnica.

### 6.1.5.1 Confronto con gli studi pregressi

Il modello agli elementi finiti sviluppato nell'ambito della Tesi di Laurea [24] è stato tarato sulla base delle rilevazioni del 23/03/2015 e perciò i valori dei coefficienti di sottofondo individuati presentano dei valori maggiori in quanto i cedimenti di riferimento sono minori.

La computazione ha evidenziato uno stato di sollecitazione che fornisce come massimo momento flettente per la Travata T03 il valore al negativo di 200 KNm. In presenza di queste azioni, come

mostrato in Figura 87, la trave di fondazione risulta verificata sfruttando solamente una bassa quota parte della resistenza a disposizione.

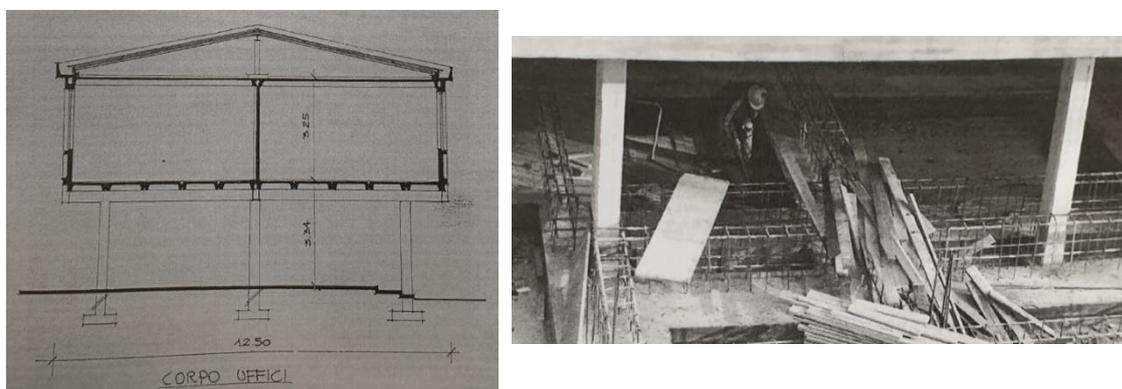


**Figura 87:** Verifica travata più sollecitata con indicazione dei momenti resistenti in kNm [24].

Confrontando questi risultati con quelli del paragrafo 6.1.5, si denota come l'incremento dei cedimenti differenziali abbia provocato una redistribuzione delle azioni con una concentrazione dei momenti flettenti nelle travi di fondazione in corrispondenza del blocco A, in cui gli spostamenti verticali sono inferiori.

### 6.1.5.2 Simulazione sezione di appoggio

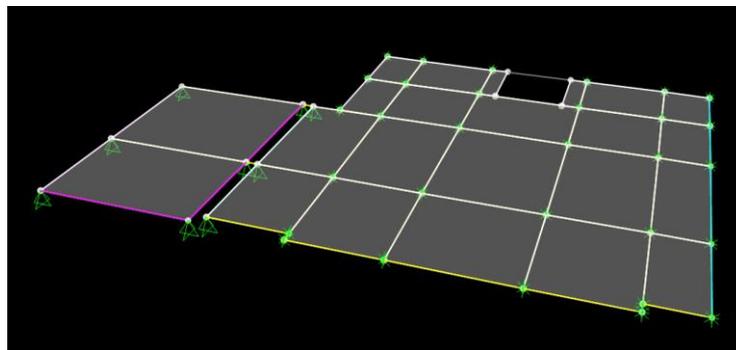
Sulla base dei risultati evidenziati nel paragrafo precedente, si è scelto di indagare la distribuzione delle azioni risultante dall'ipotesi di formazione di una sezione di appoggio in corrispondenza dei plinti del Blocco A. Riprendendo quanto esposto nel capitolo 4, in Figura 88 si riporta il prospetto di tale edificio. Si nota che il plinto di fondazione, circondato dal graticcio della manica di collegamento, non risulta essere caratterizzato dalla linea di interruzione tipica del disegno tecnico. Non avendo informazioni certe in merito alla reale quota di approfondimento, è stato ipotizzato che il plinto presenti una quota di imposta pari -1.5 m rispetto al piano campagna tale da essere disposto alla stessa quota della fondazione del piano interrato dell'edificio stesso.



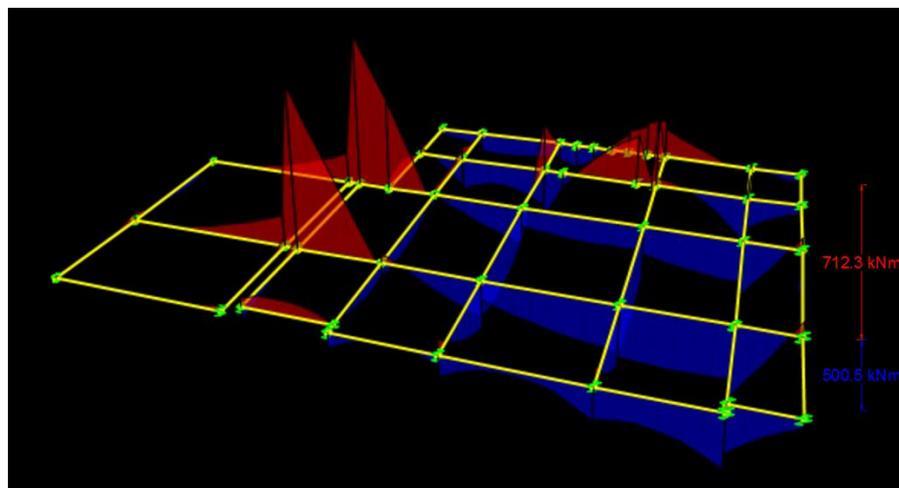
**Figura 88:** Ubicazione dei plinti del Blocco A al di sotto del graticcio della manica di collegamento.

Si è scelto di introdurre dei vincoli di appoggio (Figura 89) in corrispondenza dei nodi in cui convergono gli elementi *frame* del graticcio di fondazione disposto al di sotto del Blocco A per considerare anche la maggiore rigidezza del sottosuolo, in seguito all'azione di compattazione dovuta al peso dell'edificio sovrastante e presumendo la rimozione dello strato di terreno di riporto per la realizzazione del piano interrato.

L'analisi fornisce una nuova ridistribuzione delle azioni con un incremento dei momenti flettenti lungo le travi ordite in direzione x e con valori massimi localizzati in corrispondenza degli appoggi (Figura 90). I momenti massimi risultano pari al doppio di quelli forniti nel paragrafo 6.1.5 e pertanto il diagramma del momento agente non è più contenuto nel diagramma del momento resistente.



**Figura 89:** Applicazione degli appoggi alle travi rovesce al di sopra della fondazione del Blocco A.



**Figura 90:** Diagramma di momento flettente delle travi di fondazione in seguito all'applicazione degli appoggi, amplificato di un fattore pari a 5.

In conclusione, l'analisi del modello FEM attraverso il *software* SAP2000 ha evidenziato che il quadro deformativo attuale dell'edificio è frutto di una variabilità spaziale delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione. Insieme a questo fattore, la formazione di una sezione di

appoggio in corrispondenza dei plinti del Blocco A contribuirebbe ad una redistribuzione delle azioni con conseguente plasticizzazione di alcune sezioni, amplificando così il movimento di rotazione della manica di collegamento.

## 6.2 Modellazione FEM mediante RS3

Il modello tridimensionale agli elementi finiti, costruito mediante il *software* RS3 di *Rocscience*, permette di indagare in modo dettagliato il comportamento del sottosuolo di fondazione; in questo modo sarà possibile comprendere se le ipotesi fatte circa le cause del fenomeno sono plausibili e se sarà possibile prevedere l'evoluzione futura del fenomeno.

Nei paragrafi seguenti si andrà a descrivere passo a passo la costruzione del modello, proponendo infine l'analisi dei risultati.

### 6.2.1 Costruzione del modello

La creazione del modello è avvenuta nelle seguenti fasi:

- definizione del dominio esterno e costruzione della geometria;
- discretizzazione;
- definizione delle condizioni al contorno;
- assegnazione delle proprietà del materiale;
- definizione delle condizioni iniziali;
- individuazione dei diversi *stage* computazionali.
- applicazione dei carichi;

Il dominio fisico è stato riprodotto attraverso la definizione dell'*external geometry* [27], fissando così i confini esterni del volume significativo di terreno che il *software* andrà ad analizzare; la dimensione del dominio deve essere tale da non influenzare la computazione.

L'unità elementare del modello è costituita dagli elementi finiti che, nei modelli tridimensionali, consistono in tetraedri a 4 nodi oppure a 10 nodi, avendo un nodo nel punto medio di ogni lato. La scelta di un'appropriata discretizzazione del dominio risulta di fondamentale importanza poichè parametri come forze e spostamenti sono riferiti ai nodi dell'elemento e, pertanto, una discretizzazione più fine comporta un'analisi più accurata ma anche un incremento del tempo computazionale. Al fine di ottenere un buon compromesso, sono state svolte delle analisi preliminari di tentativo variando tipologia di elemento e *mesh*. Inoltre per ottimizzare ulteriormente la discretizzazione, si impiega una *mesh* più densa in corrispondenza delle zone di

interesse, come al contatto delle fondazioni dell'edificio, incrementando gradualmente il numero e la dimensione degli elementi finiti allontanandosi da questa area.

Le condizioni al contorno possono essere applicate in termini di forze o in termini di spostamento; in questo specifico caso si andranno ad inserire degli *zero displacement* vincolando lo spostamento nelle relative direzioni. La definizione delle condizioni iniziali può essere svolta calcolando manualmente le tensioni geostatiche ed assegnandole al modello oppure applicando il carico gravitazionale e performando un'analisi che determina lo stato tensionale in-situ. Al termine dell'analisi, gli spostamenti vengono azzerati e la conseguente geometria viene impiegata come modello iniziale. Per riprodurre in modo fedele il problema in esame e per seguire in maniera precisa lo *stress-path* delle zone di terreno coinvolte nella realizzazione del nuovo edificio, sono stati utilizzati diversi *stage* computazionali.

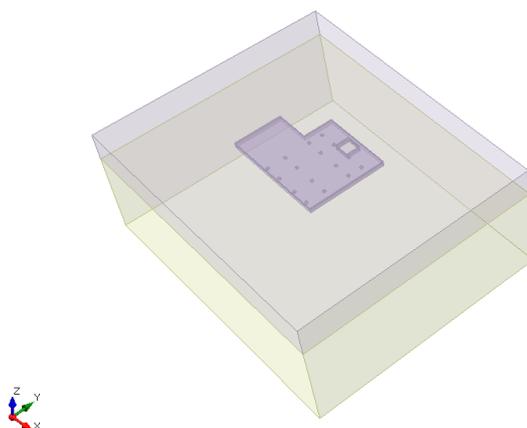
### 6.2.1.1 Geometria del modello

Il dominio esterno è stato creato nella sezione *Geometry*, attraverso il comando *external geometry*. Dopo una serie di tentativi si è scelta una dimensione del dominio pari a 50 m in direzione x, 40 m in direzione y e 20 m lungo l'asse z (Figura 91).

La stratificazione semplificata del sottosuolo è stata rappresentata mediante l'ausilio dei tre gruppi di elementi: *Ghiaia*, *Terreno di riporto* e *Misto granulare* (Tabella 32).

**Tabella 32:** Stratificazione del sottosuolo.

Profondità [m]	Spessore dello strato [m]	Materiale
0.4-0.9	0.5	Misto granulare
0.9-5.0	4.1	Terreno di riporto
5.0-20.0	15.0	Ghiaia



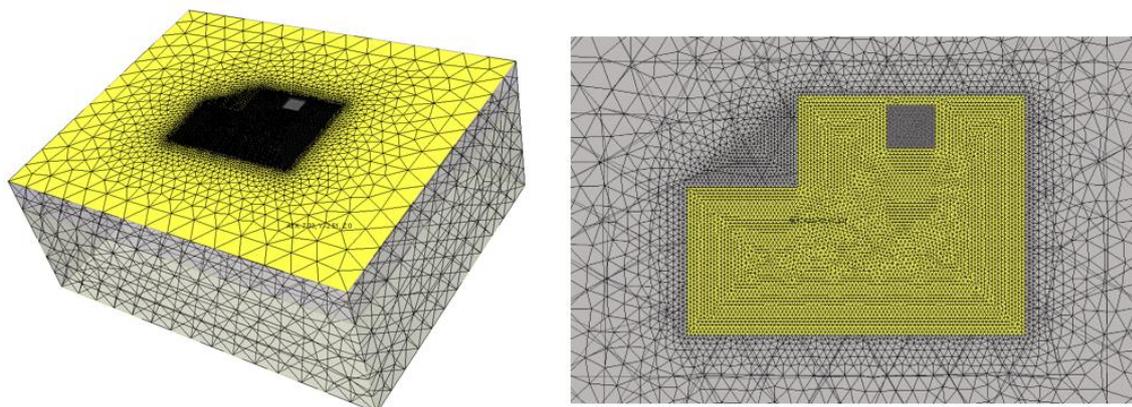
**Figura 91:** Dominio esterno del modello.

Per la rappresentazione delle fondazioni, si è fatto uso degli elementi:

- *Piastra*: rappresenta la piastra di sottofondazione con spessore di 20 cm disposta al di sotto del graticcio ad una profondità di 40 cm dal piano campagna.
- *Ascensore*: rappresentato mediante una geometria semplificata con una piastra di fondazione di spessore pari a 30 cm disposta ad una quota di imposta di 0.90 m. Per la simulazione dei setti, fino alla quota del piano campagna, sono stati impiegati degli elementi *lining*.

### 6.2.1.2 Discretizzazione

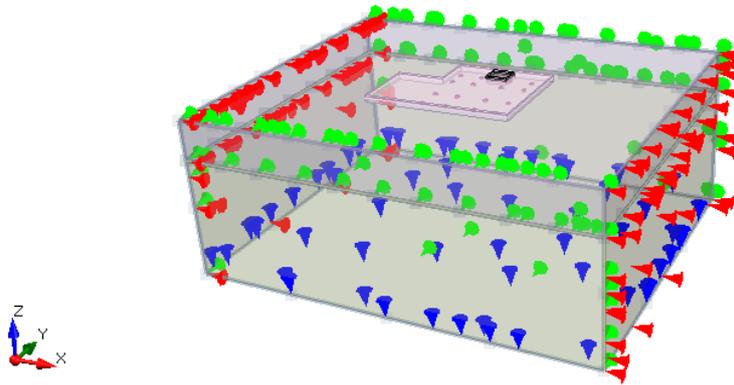
La discretizzazione è stata effettuata nella sezione *Mesh*, utilizzando il *tool di RS3 Graded* che determina la densità degli elementi finiti in base alla complessità della geometria; in questo modo è stato possibile ottimizzare la *mesh* ottenendo un modello dettagliato nelle zone di interesse senza appesantire l'onere computazionale (Figura 92). Sono stati utilizzati degli elementi *4 noded tetrahedron*.



**Figura 92:** Discretizzazione del modello incrementando la densità degli elementi finiti nell'area di interesse.

### 6.2.1.3 Condizioni al contorno

Il comando *Add Restraint* permette l'assegnazione delle condizioni al contorno. Nel caso in esame si è scelto di fissare lo spostamento verticale degli elementi posti alla base del volume esterno e di fissare la traslazione orizzontale ai lati del dominio permettendo quindi al terreno di manifestare cedimenti verticali; per gli spostamenti orizzontali si assume di essere ad una distanza tale da non risentire degli effetti del carico applicato alla fondazione. In corrispondenza dei vertici laterali, per simulare la doppia condizione di vincolo, sono stati bloccati gli spostamenti in direzione *x* ed *y*. Infine il bordo superiore rappresenta il piano campagna (Figura 93).



**Figura 93:** Definizione delle condizioni al contorno.

#### 6.2.1.4 Proprietà dei materiali

Per le proprietà del terreno sono stati impiegati i valori individuati nella caratterizzazione geologica e geotecnica di cui si è trattato nel paragrafo 4.2 [23]. Per quanto riguarda il legame costitutivo, si è optato per un legame elastico-perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb. Nello specifico, nei primi tre stage è stato impiegato un legame elastico poiché, in seguito allo sbancamento, l'analisi mostrava dei problemi di convergenza. Negli Stage 4 e 5 è stato impiegato il legame elasto-plastico. Si riportano in Tabella 33 i valori dei parametri del terreno settati nella sezione *Materials* di RS3.

**Tabella 33:** Parametri del terreno.

Parametri		Terreno di riporto	Ghiaia e misto granulare
Peso di volume $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18	20
Coesione $c$	MPa	0	0
Resistenza a trazione $\sigma_t$	MPa	0	0
Dilatanza	°	0	0
Angolo di resistenza al taglio a volume costante $\varphi_{cv}$	°	28	34
Modulo di deformazione $E$	MPa	25	61
Coefficiente di Poisson $\nu$	-	0.35	0.30

Lo spazio contenuto all'interno del graticcio di fondazione è stato riempito con argilla espansa addensata di cui è stata ipotizzata una densità pari a 8000 kg/m<sup>3</sup>, in ordine con quelle disponibili in commercio dato che contribuisce solamente ai fini del peso applicato.

Per il calcestruzzo è stato assunto un legame elastico con caratteristiche definite dalla classe C25/30 come riportato nel progetto esecutivo (Tabella 34).

**Tabella 34:** Caratteristiche del calcestruzzo C25/30.

Calcestruzzo						
Classe C25/30	Densità	$f_{ck}$	$R_{ck}$	$E_{cm}$	$\nu$	$f_{ctm}$
	[kg/cm <sup>3</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
	2500	25	30	31500	0.15	2.6

### 6.2.1.5 Condizioni iniziali

Le condizioni iniziali sono state prese in considerazione nello Stage 1. Nella sezione *Loading*, tramite l'utilizzo del *tool Gravity field stress*, è stato possibile definire lo stato tensionale precedentemente la costruzione dell'edificio; applicando il vettore gravità al modello viene calcolato lo stato tensionale in situ sulla base della stratigrafia sopra definita. Non avendo a disposizione informazioni a riguardo, è stato utilizzato un valore unitario dello *stress ratio*  $K_0$ .

### 6.2.1.6 Definizione degli stage

Il problema deformativo è stato investigato attraverso la scomposizione in cinque *stage*:

- Stage 1: definizione delle condizioni iniziali, con individuazione delle tensioni in-situ. In questa fase sono attivati solamente gli elementi *ghiaia* e *terreno di riporto*.
- Stage 2: individuazione dello stato tenso-deformativo in seguito allo scavo. Ai fini operativi si procede a disattivare i gruppi *scavo\_travi* e *scavo\_asc* tramite l'assegnazione della proprietà *no material*.
- Stage 3: attivazione dell'elemento *misto granulare* e realizzazione della piastra di sottofondazione e della piastra del vano ascensore simulata attraverso l'attivazione degli elementi *ascensore* e *piastra*.
- Stage 4: realizzazione del graticcio di fondazione. La costruzione delle travi rovesce è stata simulata tramite l'applicazione di un carico uniformemente distribuito calcolato in base al peso del graticcio e dell'argilla espansa disposta nello spazio lasciato vuoto. Si è scelto di non utilizzare elementi *beam* per la riproduzione delle travi per non appesantire il modello; infatti la ripartizione dei carichi derivanti dalla sovrastruttura al terreno avviene mediante la platea di sottofondazione e la rigidità del graticcio è stata già considerata nel modello di SAP2000.

- Stage 5: applicazione del carico dovuto alla realizzazione della struttura attraverso l'introduzione delle azioni calcolate alla base di ciascun pilastro.

Nella realtà, le fasi costruttive dell'edificio implicano un'applicazione graduale del carico; non conoscendo esattamente lo stato di avanzamento dei lavori, si è ipotizzata l'applicazione contemporanea di tutto il carico in quanto non si ritiene questo lasso di tempo significativo ai fini del cedimento.

### 6.2.1.7 Applicazione dei carichi

Le azioni della sovrastruttura sono state applicate attraverso i corrispondenti valori tensionali. Per quanto riguarda il graticcio di fondazione, è stato applicato un carico per unità di area pari a 24.16 kPa dovuto al peso della soletta del piano rialzato, considerando anche i tramezzi e la pavimentazione, e al peso delle travi rovesce e dell'argilla espansa (Figura 94). La fondazione del vano ascensore è stata caricata attraverso una tensione di 159 kPa ottenuta dal modello analizzato con il *software* SAP2000.

Infine, sono stati considerati i carichi derivanti dai pilastri, calcolati nel paragrafo precedente (Tabella 35); si è scelto di applicare solamente le azioni dovute agli sforzi assiali poiché le altre sollecitazioni presentano dei valori trascurabili. Anche queste azioni sono state introdotte nel modello come carichi per unità di area  $s_{zz}$ , ottenuti dividendo gli sforzi assiali per l'area dell'anima della trave rovescia, pari a 0.4 x 0.4 m.

Il particolare di Figura 95 mostra i carichi applicati nello *Stage* 5 con la relativa denominazione dei pilastri.

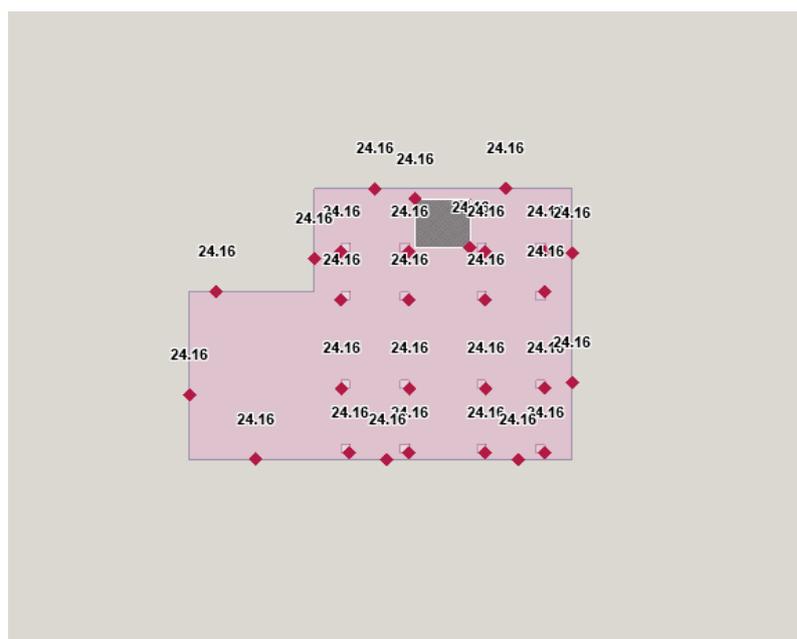
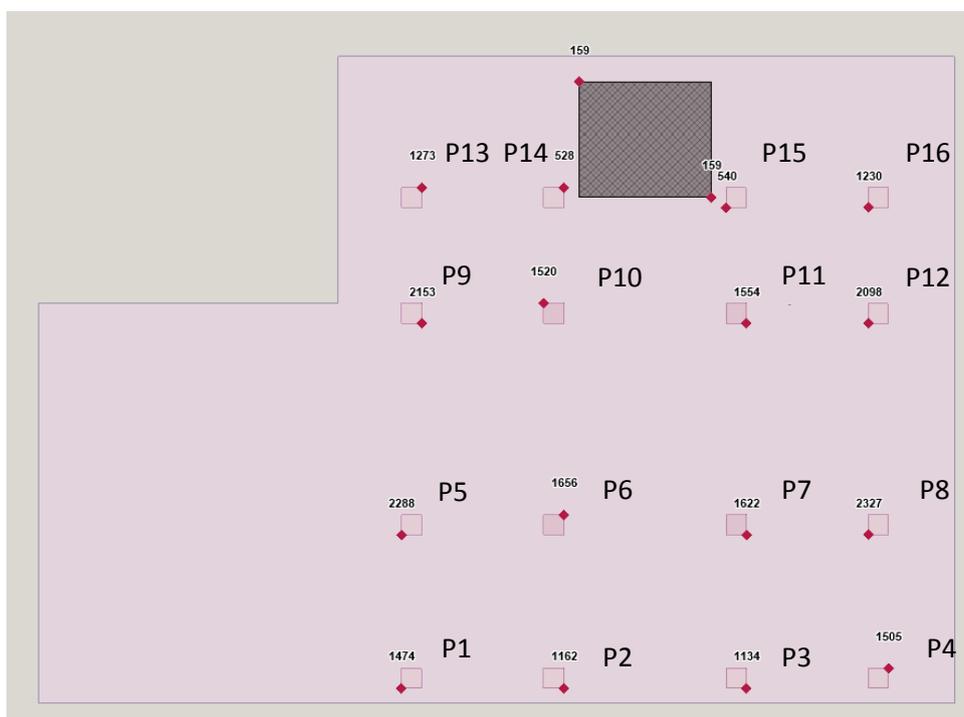


Figura 94: Carico uniformemente distribuito applicato nello Stage 4.

**Tabella 35:** Sollecitazioni alla base dei pilastri forniti da SAP2000.

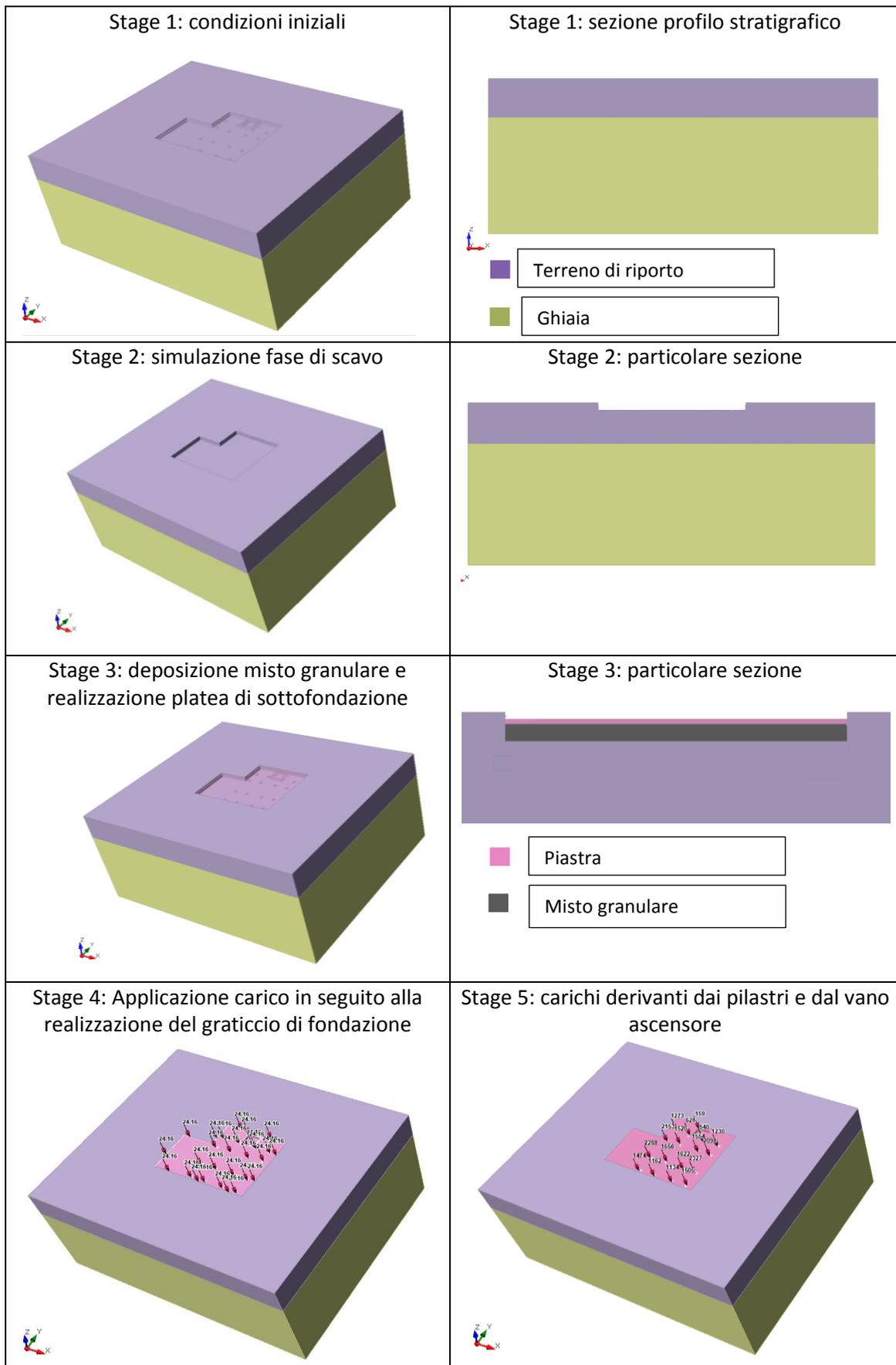
Numero pilastri	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	S <sub>zz</sub> [kPa]
P1	-235.85	-7.23	1.18	-13.86	-2.39	-1474.07
P2	-186.04	-4.33	-3.66	-11.33	-6.16	-1162.78
P3	-181.52	-4.36	2.05	-11.16	3.36	-1134.52
P4	-240.92	-7.13	-2.40	-13.14	0.59	-1505.77
P5	-366.13	-5.80	3.65	-14.05	-2.26	-2288.3
P6	-264.97	-4.45	-5.90	-12.56	-10.57	-1656.06
P7	-259.61	-4.32	3.80	-11.87	6.68	-1622.58
P8	-372.47	-5.66	-4.47	-13.00	1.79	-2327.93
P9	-344.52	-1.02	2.98	-3.96	-4.65	-2153.28
P10	-243.15	0.08	8.04	-0.37	-11.56	-1519.68
P11	-248.74	0.92	3.65	1.66	4.13	-1554.64
P12	-335.54	0.14	-6.67	-1.29	-1.67	-2097.14
P13	-203.64	-0.43	3.49	-2.96	0.83	-1272.74
P14	-84.44	0.93	0.18	1.47	-0.66	-527.75
P15	-83.20	2.02	-5.28	4.02	-6.99	-520.12
P16	-196.81	1.41	-8.17	1.19	-9.03	-1230.09



**Figura 95:** Applicazione dei carichi in kPa agenti sull'area di base dei pilastri e sulla piastra del vano ascensore.

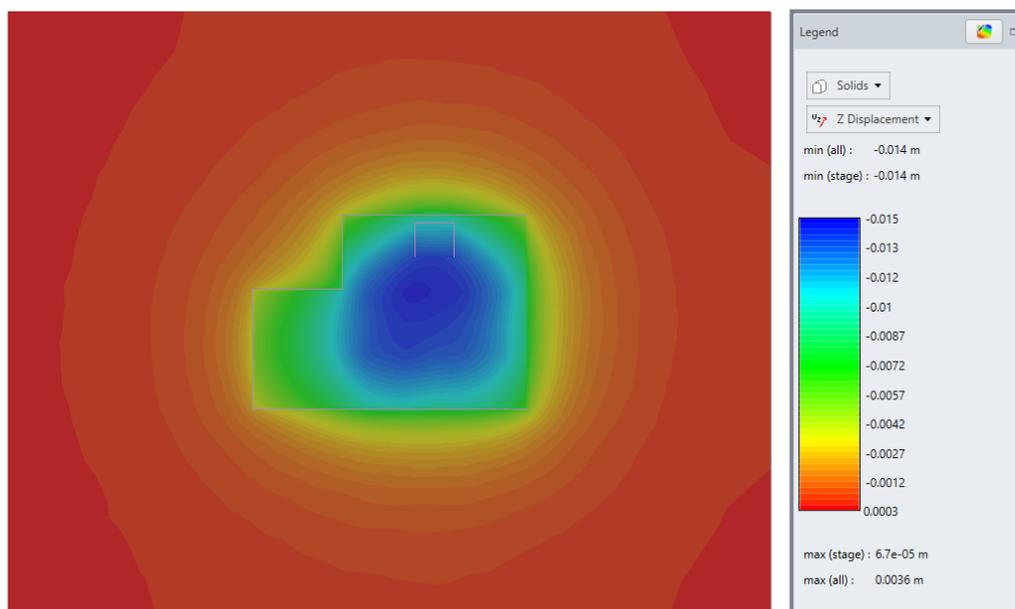
Si riportano in figura 96 le visualizzazioni del modello nei vari stage computazionali.

Figura 96: Evoluzione del modello nei vari stage computazionali.



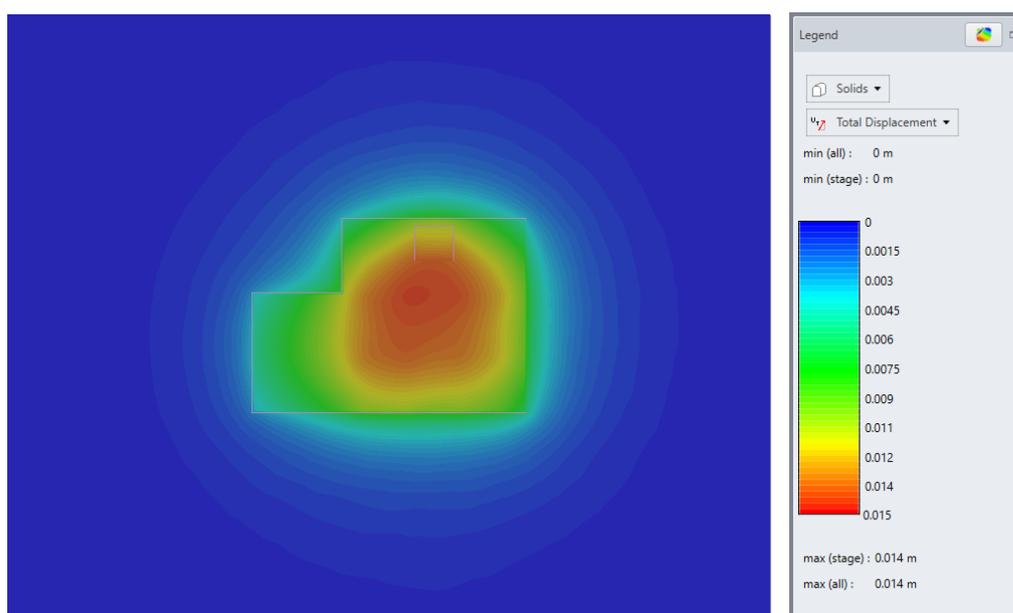
## 6.2.2 Analisi dei risultati

L'analisi fornisce, per lo Stage 5, il campo di spostamenti verticali riportato in Figura 97. I cedimenti massimi si attestano intorno ai 14 mm e sono localizzati nella zona centrale a seguito della disposizione di carico pressochè simmetrica individuata in Tabella 35. Inoltre, si constata una decentrazione verso il vano ascensore degli spostamenti massimi poiché la platea di sottofondazione, su cui l'edificio scarica il proprio peso, si appoggia alla fondazione del nucleo ascensore provocando un'intensificazione delle tensioni.



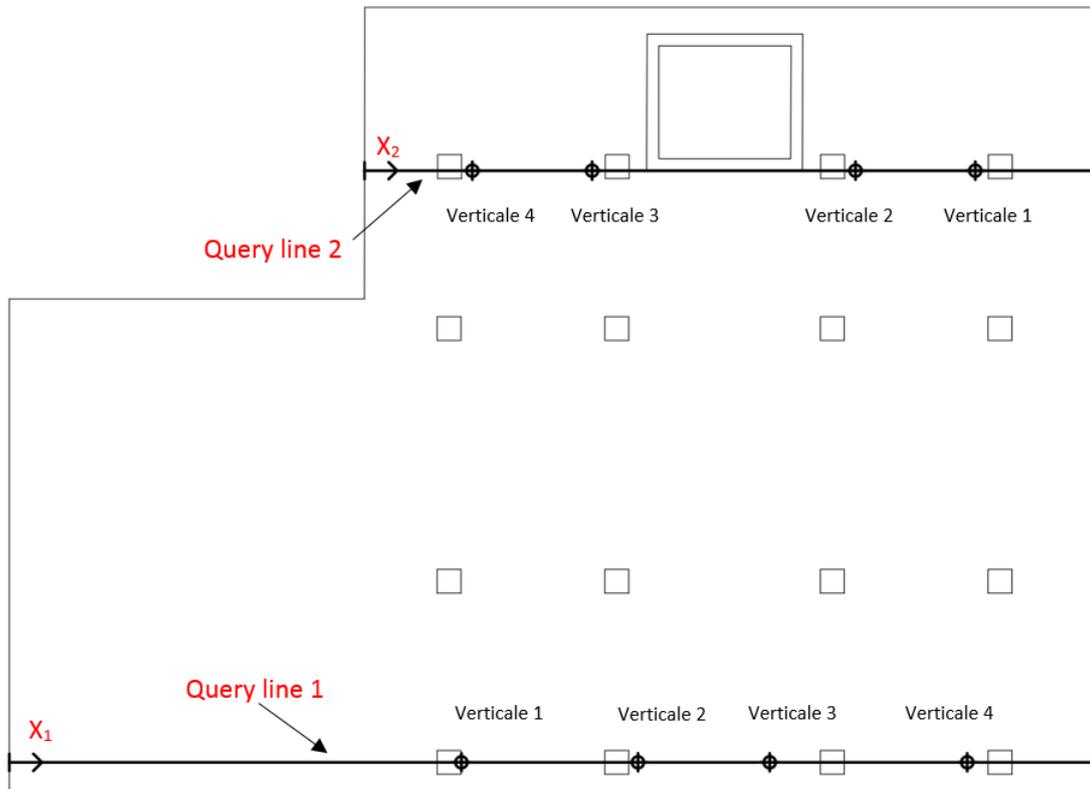
**Figura 97:** Spostamenti verticali nello Stage 5.

La scelta del dominio esterno risulta appropriata in quanto gli spostamenti totali esibiti nelle zone di confine sono trascurabili e quindi non si risente del carico applicato (Figura 98).



**Figura 98:** Spostamenti totali nello Stage 5.

Mediante il comando *Query line* si possono estrapolare i valori di spostamento verticale lungo un asse predefinito. Al fine di confrontare i cedimenti forniti dal modello numerico con quelli rilevati nella campagna di monitoraggio, si definiscono due *query line*, alla profondità di 20 cm dal piano campagna, in corrispondenza della prima e ultima fila di pilastri (Figura 99).

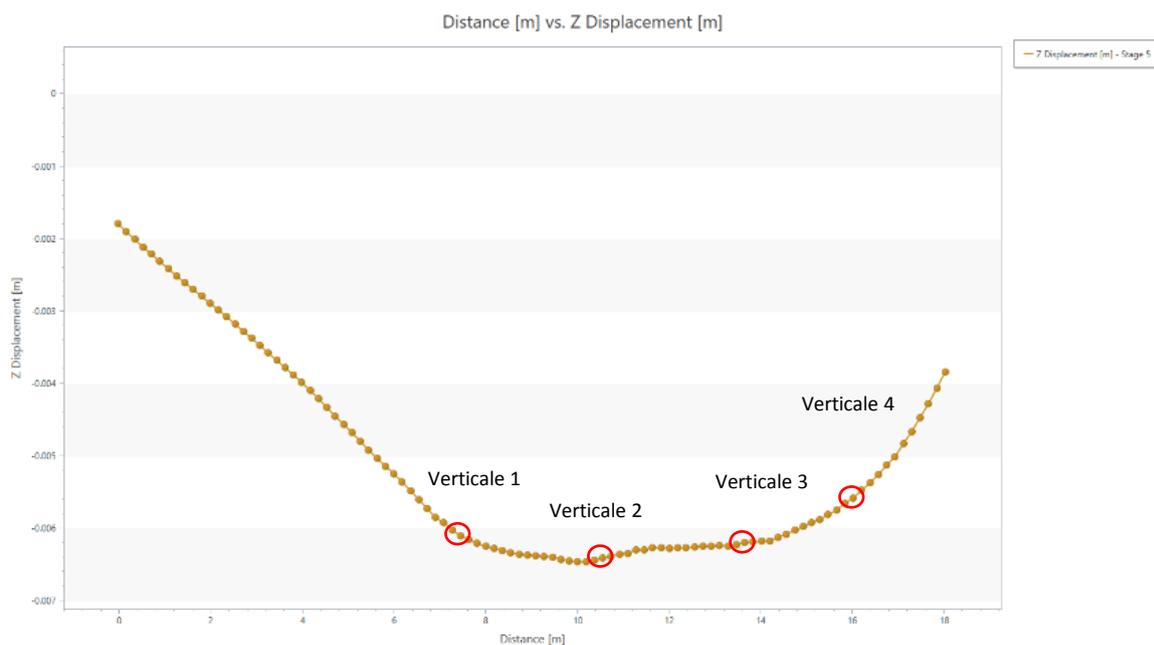


**Figura 99:** Disposizione delle query line e posizione delle verticali di riferimento del monitoraggio topografico.

Per quanto riguarda le mire disposte nella facciata di via Frattini, si confrontano i valori medi individuati dalle verticali di Tabella 25 con gli spostamenti corrispondenti individuati lungo la *Query line 1* (Figura 100 e Figura 101). La posizione dei punti di controllo lungo l'asse  $x_1$  e  $x_2$  è fornita in Tabella 36.

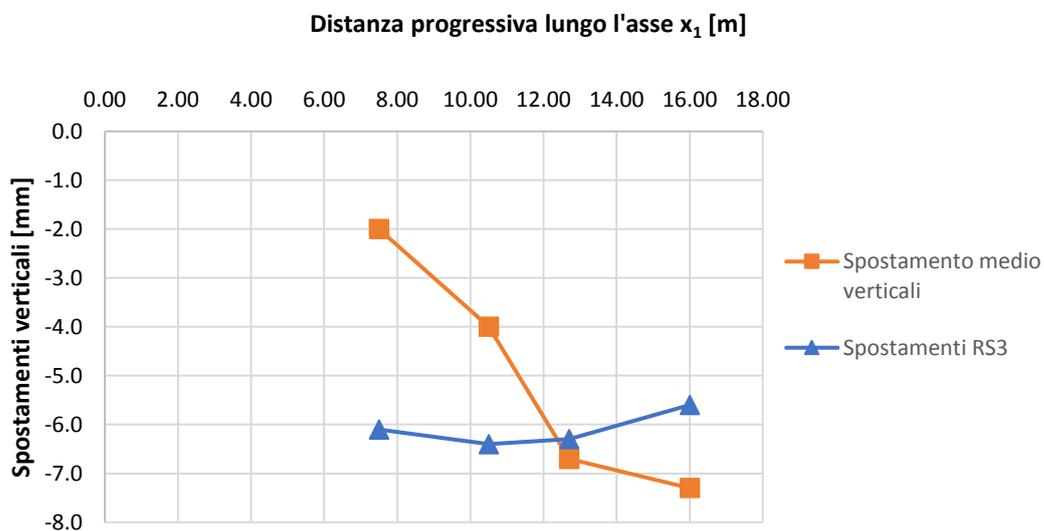
**Tabella 36:** Coordinate delle verticali di riferimento lungo gli assi  $x_1$  e  $x_2$ .

Allineamenti mire	Coordinate $x_1$ <i>Query line 1</i> [m]	Coordinate $x_2$ <i>Query line 2</i> [m]
Verticale 1	7.50	1.80
Verticale 2	10.50	3.80
Verticale 3	12.70	8.20
Verticale 4	16.00	10.20



**Figura 100:** *Spostamenti verticali al variare della distanza in corrispondenza della Query line 1 forniti dal software RS3.*

La configurazione deformata ricavata mediante il modello numerico, sia qualitativamente (Figura 101) che quantitativamente (Tabella 37), non risulta coerente con la configurazione individuata dalle misure topografiche.



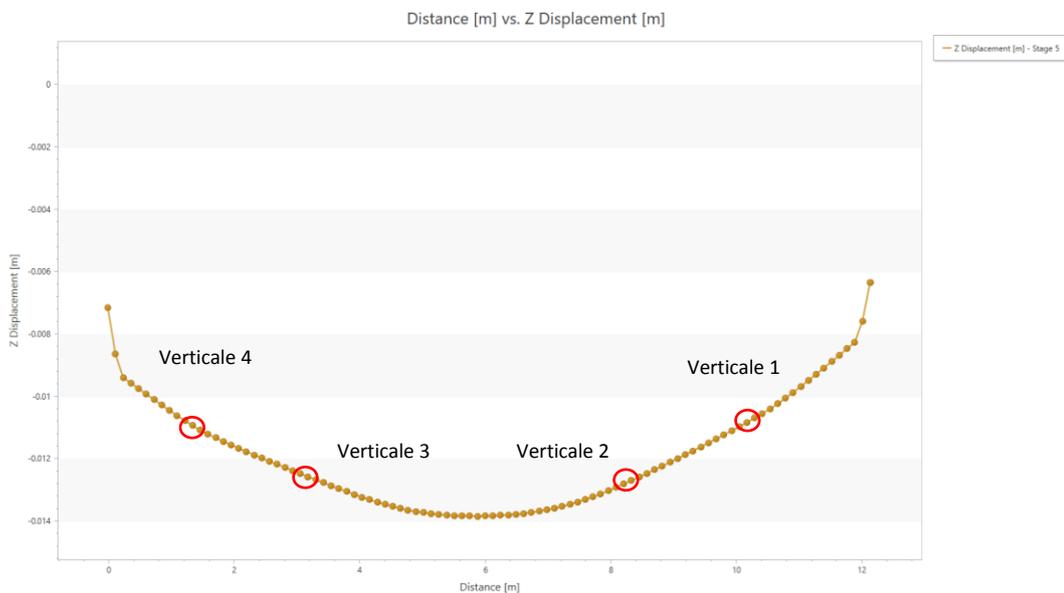
**Figura 101:** *Confronto tra gli spostamenti verticali misurati per gli allineamenti della facciata lato via Frattini e gli spostamenti forniti dal modello numerico.*

**Tabella 37:** Comparazione tra gli spostamenti verticali per gli allineamenti della facciata lato via Frattini e i corrispondenti valori forniti da RS3.

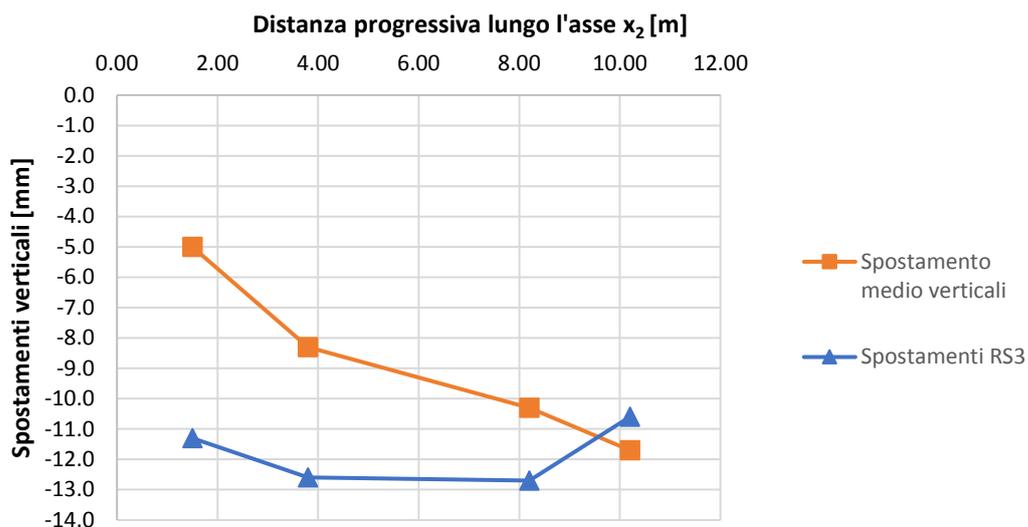
	Valore medio rilevazione 18/10/2018 [mm]	Valore modello RS3 [mm]
Verticale 1	-2.0	-6.2
Verticale 2	-4.0	-6.4
Verticale 3	-6.7	-6.3
Verticale 4	-7.3	-5.6

Anche l'andamento degli spostamenti verticali stimato lungo la *Query line 2* in corrispondenza dell'ultima fila di pilastri, di cui la Figura 102, non è coerente con il quadro deformativo risultante dal monitoraggio topografico per le verticali di indagine della facciata est del 18/10/2018 (Figura 103 e Tabella 38).

È possibile quindi stabilire che il modello utilizzato non simula in maniera adeguata, né in termini quantitativi né qualitativi, il caso studio in esame.



**Figura 102:** Spostamenti verticali al variare della distanza in corrispondenza della Query line2.



**Figura 103:** Confronto tra gli spostamenti verticali misurati per gli allineamenti della facciata lato cortile e gli spostamenti forniti dal modello numerico.

**Tabella 38:** Comparazione tra gli spostamenti verticali medi per gli allineamenti della facciata lato cortile e i corrispondenti valori forniti da RS3.

	Valore medio rilevazione 18/10/2018 [mm]	Valore modello RS3 [mm]
Verticale 1	-11.7	-10.6
Verticale 2	-10.3	-12.7
Verticale 3	-8.3	-12.6
Verticale 4	-5.0	-11.3

### 6.2.3 Simulazione della sezione di appoggio e del materiale di riempimento

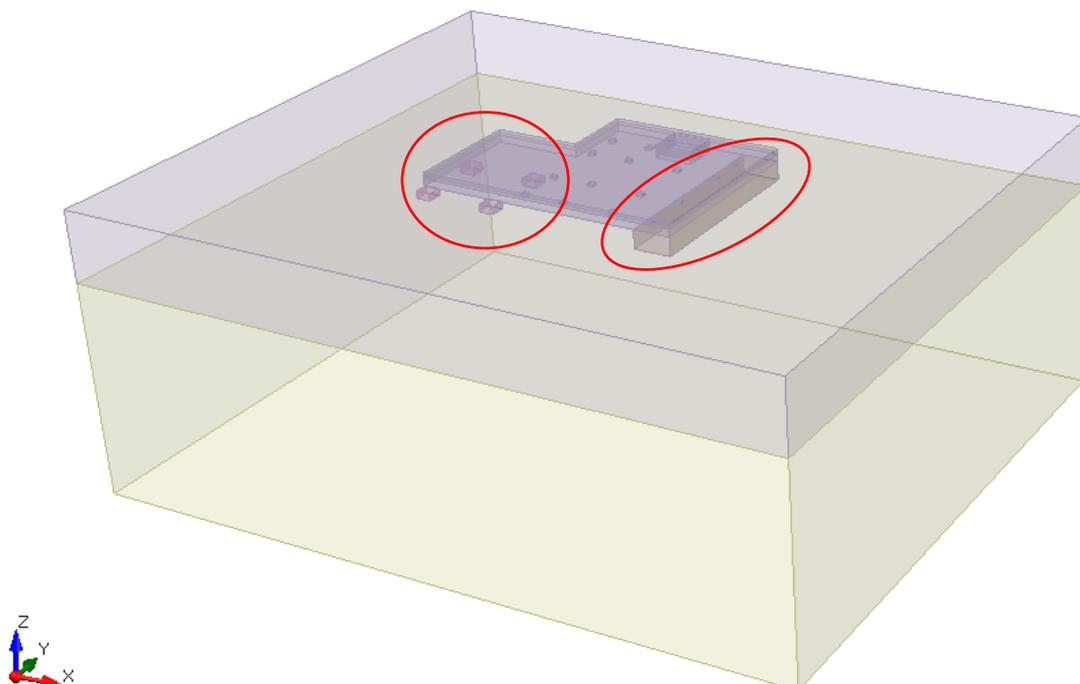
A seguito dei risultati evidenziati nel paragrafo precedente, al fine di riprodurre il quadro deformativo odierno, è stata indagata l'ipotesi trattata nel paragrafo 4.2 riguardo la demolizione della scala che conduceva al locale spazzatura e il successivo riempimento con del materiale di scadenti caratteristiche meccaniche. Nel modello è stato introdotto uno strato di spessore pari a 2 metri e di dimensione in pianta 2.5 x 13 m disposto nella zona a contatto con il Blocco B. Si è scelto di prolungare questo strato di materiale supponendo che anche lo spazio lasciato libero dalla demolizione della scala sopraelevata sia stato riempito con terreno scadente e, difatti, i cedimenti massimi corrispondono proprio a tale area. Le caratteristiche del materiale sono state

individuare tenendo in considerazione i valori del coefficiente di sottofondo ottenuti nel paragrafo 6.1.2.1 per le travi di fondazione disposte in prossimità del Blocco B; nello specifico, valori di  $k_s$  compresi tra  $4000 \text{ kN/m}^3$  e  $2000 \text{ kN/m}^3$  sono tipici di una torba e pertanto è stato impiegato un materiale con le relative caratteristiche descritte in letteratura di Tabella 39.

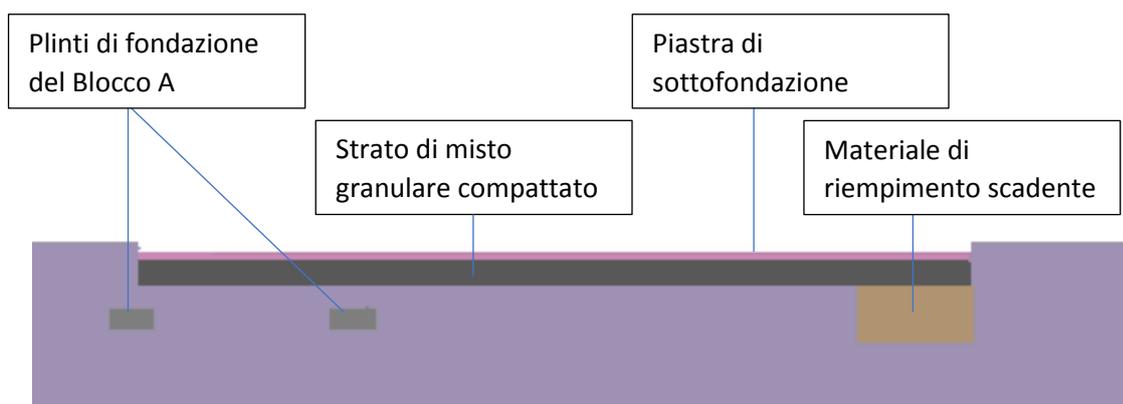
**Tabella 39:** Parametri di resistenza e deformabilità del materiale utilizzato per il riempimento dello spazio derivante dalla demolizione della scala.

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$c$ [kPa]	Dilatanza [°]	$\sigma_t$ [kPa]	$E$ [MPa]	$\nu$ [-]
18	20	0	0	0	5	0.35

Si è scelto, inoltre, di prendere in considerazione i plinti di fondazione del Blocco A, nell'ipotesi della formazione di una sezione di appoggio; all'interno del modello sono stati disposti quattro plinti a base quadrata con lato pari ad un metro e altezza pari a 50 cm disposti ad una quota di imposta di 1.5 metri dal piano campagna, come ipotizzato precedentemente. A tali elementi sono stati assegnati dei vincoli che impediscono la traslazione in direzione verticale per simulare la maggiore rigidità del sottosuolo al di sotto del Blocco A. Il modello finale che si ottiene viene rappresentato in Figura 104 e Figura 105.



**Figura 104:** Inserimento dei plinti di fondazione del Blocco A e del terreno di riempimento a contatto con il Blocco B.

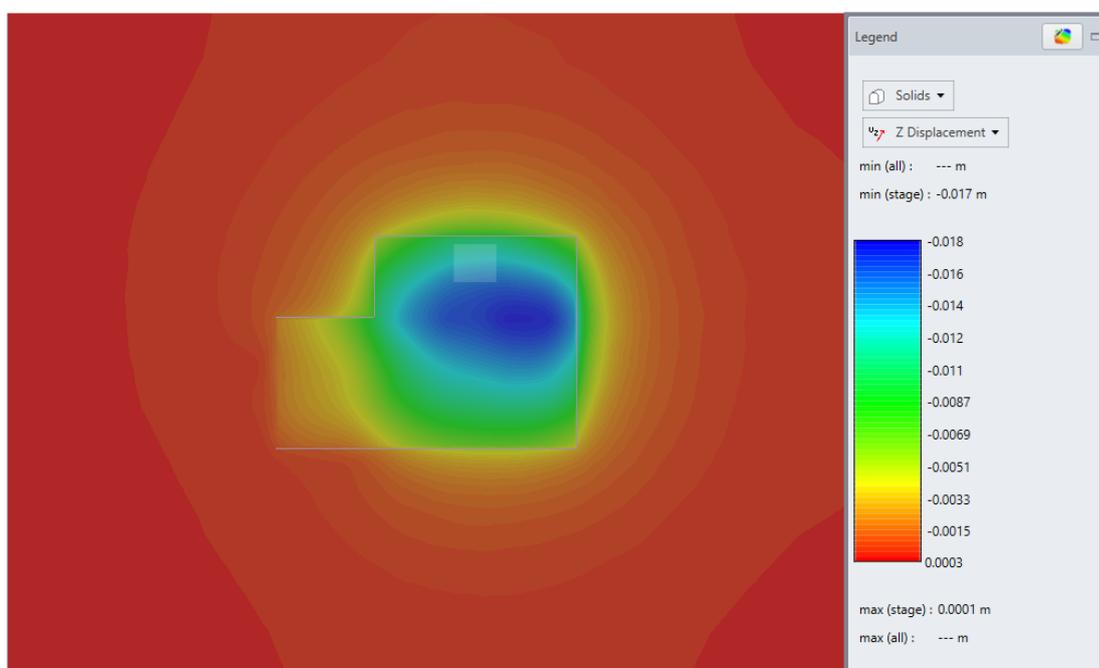


**Figura 105:** Dettaglio della sezione verticale in corrispondenza dei plinti di fondazione.

### 6.2.3.1 Analisi dei risultati

Dalla computazione è emerso che l'introduzione nel modello dei due fattori sopra citati abbia comportato una concentrazione degli spostamenti massimi verso il Blocco B; i risultati sono raffigurati in Figura 106, espressi in termini di spostamento verticale. Considerando l'area interna al riquadro in cui sorge la manica di collegamento, qualitativamente si denota una configurazione tale da confermare il movimento subito dall'edificio in esame; i cedimenti crescono andando verso il Blocco B, sia nella zona lato ovest che lato est, e andando nella zona lato cortile.

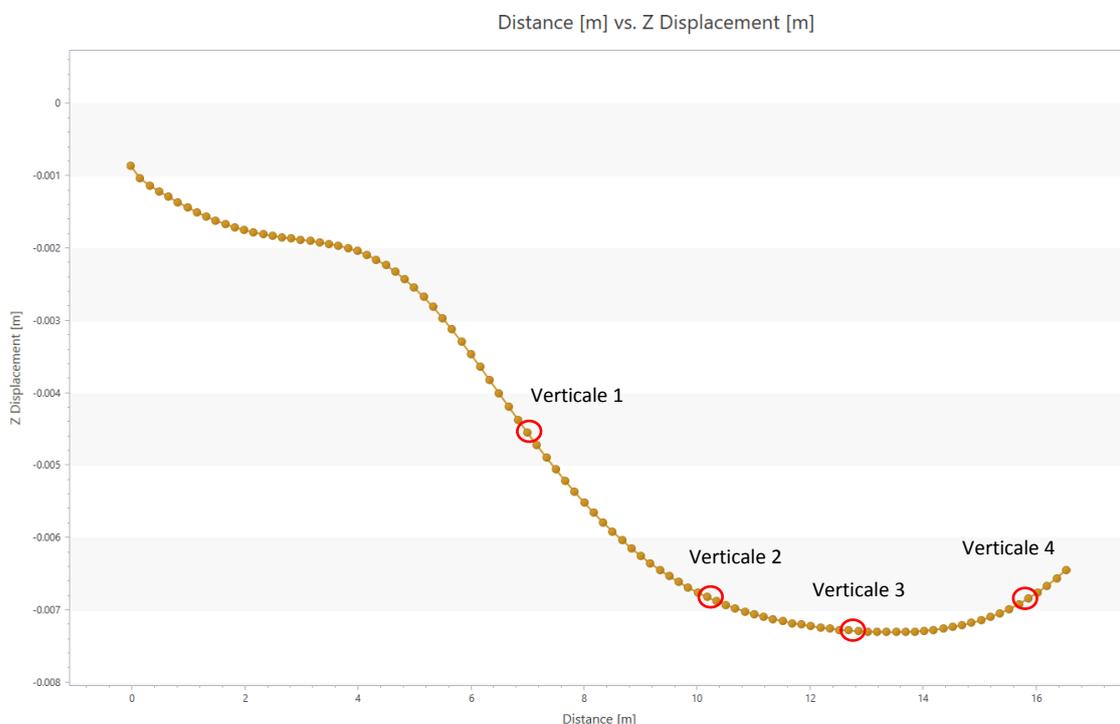
Anche in questo caso la definizione del volume significativo risulta appropriata in quanto lo spostamento esibito nei bordi esterni del dominio è trascurabile.



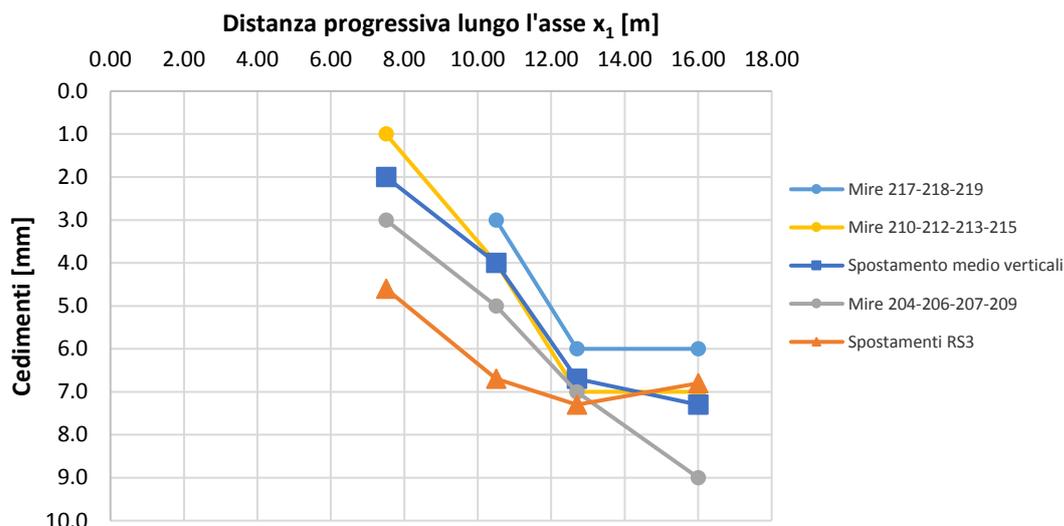
**Figura 106:** Spostamenti verticali nello Stage 5.

Al fine di verificare la corrispondenza con il quadro deformativo reale, come nel paragrafo precedente, si estrapola l'andamento degli spostamenti verticali (Figura 107) in corrispondenza della *Query line 1* precedentemente definita. La comparazione, in termini qualitativi, è esposta in Figura 108, in cui è stato rappresentato l'andamento degli spostamenti verticali esibiti dalle mire ottiche disposte sulla facciata ovest. Sono stati considerati gli allineamenti orizzontali ottenuti collegando le mire disposte alla stessa quota in modo da visualizzare le deformate per tali punti di controllo. L'andamento delineato dalle mire 217, 218 e 219, ubicate ad una quota inferiore rispetto alle altre, rispecchia con buona approssimazione la configurazione descritta dai valori ricavati dal modello numerico.

Si sottolinea che gli spostamenti misurati tramite la stazione totale variano lungo ciascun allineamento verticale fino ad un massimo di 2 mm. Questa variabilità potrebbe essere imputabile alla diversa deformabilità delle pareti di tamponamento ed, inoltre, tali valori non tengono in considerazione dell'influenza delle condizioni climatiche. Gli spostamenti forniti da RS3 costituiscono i cedimenti terminali conseguenti alla fase di stabilizzazione e sono stati ricavati in corrispondenza della piastra di fondazione. Invece le mire ottiche, riferite a punti di controllo ubicati nelle pareti di tamponamento esterne, sono disposte a quote diverse. Pertanto tali limiti non permettono una corrispondenza esatta delle configurazioni deformate.



**Figura 107:** Spostamenti verticali al variare della distanza progressiva in corrispondenza della *Query line 1*.



**Figura 108:** Confronto tra gli spostamenti verticali delle mire ottiche e gli spostamenti forniti dal modello numerico (lato via Frattini).

Comparando quantitativamente i cedimenti rilevati tramite la campagna di monitoraggio topografico con i valori ottenuti mediante RS3 (Tabella 40), si evidenzia una ridotta discrepanza in termini numerici che potrebbe derivare da cedimenti non ancora scontati o già sviluppati nel periodo 2004-2010, per cui non si hanno informazioni in merito.

**Tabella 40:** Comparazione tra gli spostamenti verticali medi per gli allineamenti della facciata lato via Frattini e i corrispondenti valori forniti da RS3.

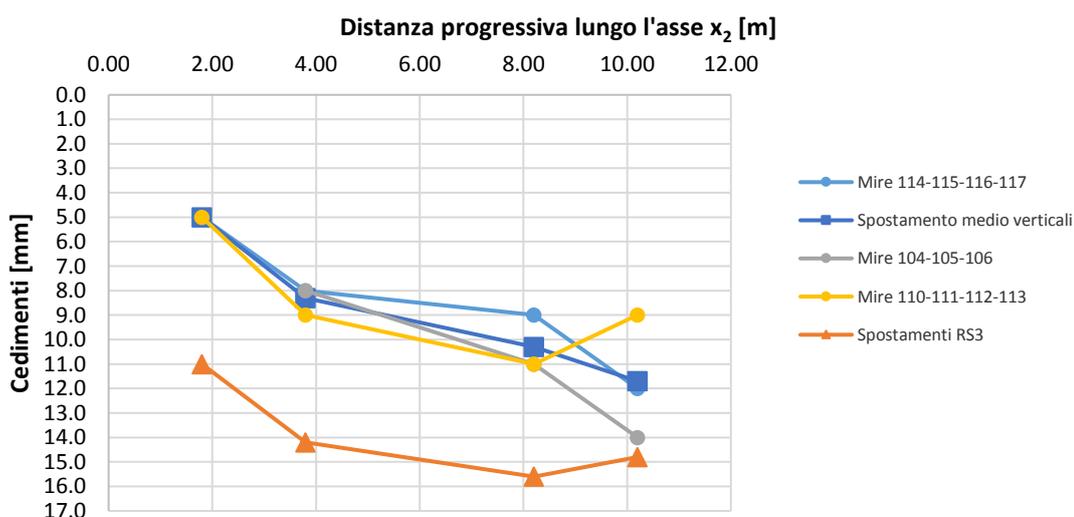
	Valore medio rilevazione 18/10/2018 [mm]	Valore modello RS3 [mm]
Verticale 1	-2.0	-4.6
Verticale 2	-4.0	-6.7
Verticale 3	-6.7	-7.3
Verticale 4	-7.3	-6.8

L'andamento dei cedimenti in corrispondenza della *Query line 2* è mostrato in Figura 109. La configurazione ricavata dal modello numerico approssima l'andamento reale nel caso delle Mire 110-111-112-113 (Figura 110). Per la Verticale 1, composta dalle mire 104, 110 e 114, si ha una variabilità di valori fino a 5 mm che non permette un confronto accurato delle altre configurazioni

deformate. Dunque, anche in questo caso la comparazione evidenzia dei limiti derivanti dalla diversa quota di riferimento per le misurazioni e l'influenza di parametri come deformabilità delle pareti di tamponamento e influenza delle condizioni climatiche. Il confronto quantitativo con i valori rilevati nella campagna di monitoraggio evidenzia delle discrepanze in termini numerici, non solo dovute ai limiti sopra esposti, ma probabilmente dovute a cedimenti ancora da mostrare o già scontati nel periodo 2004-2010 (Tabella 41).



**Figura 109:** *Spostamenti verticali al variare della distanza progressiva in corrispondenza della Query line 2.*

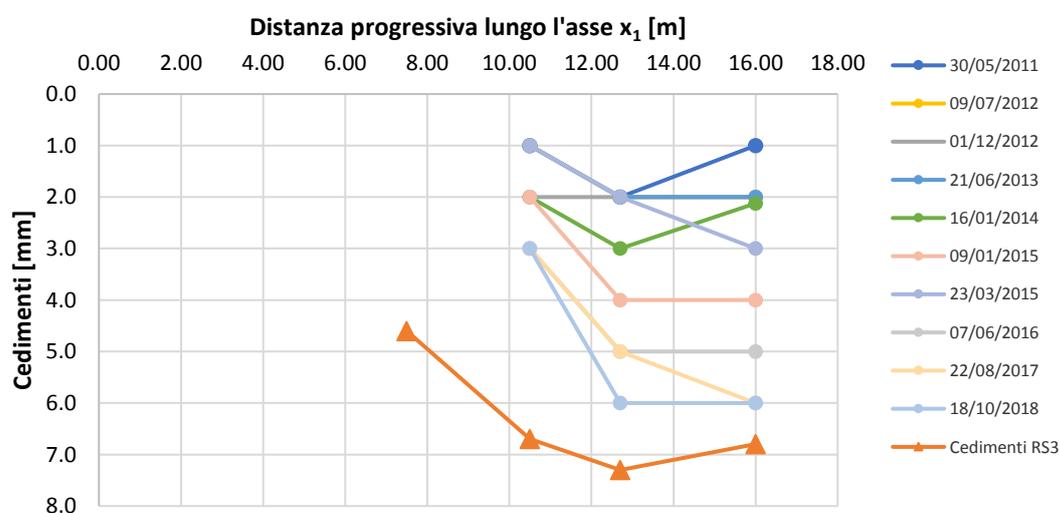


**Figura 110:** *Confronto tra gli spostamenti verticali delle mire ottiche e gli spostamenti forniti dal modello numerico (lato cortile).*

**Tabella 41:** Comparazione tra gli spostamenti verticali per gli allineamenti della facciata lato cortile e i corrispondenti valori forniti da RS3.

	Valore medio rilevazione 18/10/2018 [mm]	Valore modello RS3 [mm]
Verticale 1	-11.7	-14.8
Verticale 2	-10.3	-15.6
Verticale 3	-8.3	-14.2
Verticale 4	-5.0	-11.0

I cedimenti forniti dal modello numerico, come detto in precedenza, costituiscono gli spostamenti verticali del terreno al termine della fase di assestamento. Al fine di indagare l'evoluzione dei cedimenti nel tempo, in Figura 111 vengono mostrate le configurazioni deformate delle mire ottiche rappresentative del movimento per la facciata di via Frattini; sono state considerate come riferimento le mire 217-218-219 in quanto descrivono un andamento qualitativo coerente con la configurazione ricavata dal modello numerico. Si denota come i risultati forniti dal monitoraggio per le varie campagne di misura siano comparabili, a meno di errori di approssimazione del modello, con la configurazione deformata ottenuta mediante RS3.



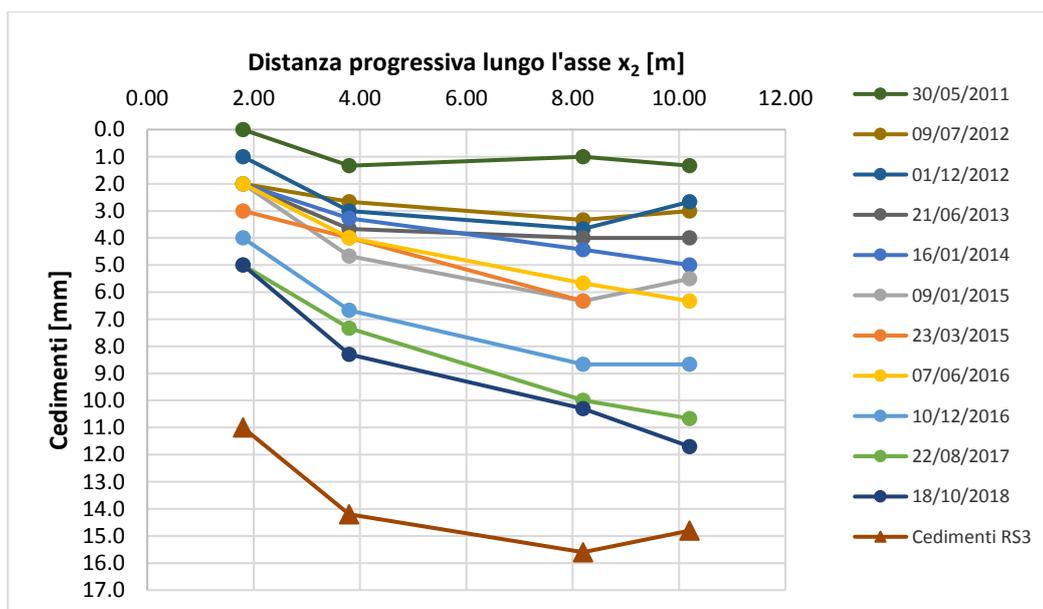
**Figura 111:** Configurazioni deformate individuate dalle mire ottiche 217, 218 e 219 per ogni campagna di misura.

Conoscendo la quota di cedimento scontata nei primi sei anni dal termine della realizzazione dell'edificio, sarebbe possibile traslare le curve di Figura 111 verso il basso e valutare il cedimento ancora da mostrare. Non avendo a disposizione il valore di cedimento scontato nel periodo 2004-2010, conseguente all'ultimazione della costruzione fino al primo rilevamento topografico, non risulta possibile stabilire se il fenomeno si arresterà. Tuttavia, si può notare l'elevata percentuale di cedimento scontato nell'arco temporale compreso tra il 2010 e 2018 (Tabella 42), che potrebbe evidenziare il raggiungimento di uno stadio terminale del fenomeno.

**Tabella 42:** Cedimento scontato nel periodo 2010-2018 per le mire di facciata ovest.

Mire di riferimento	Cedimento periodo 2010-2018	Cedimento finale	Cedimento scontato
	[mm]	[mm]	[%]
217	3	6.7	45
218	6	7.3	82
219	6	6.8	88

L'evoluzione nel tempo delle configurazioni deformate per le mire della facciata lato cortile (Figura 112) denota un'ottima corrispondenza qualitativa con la configurazione definita dai cedimenti finali. La discrepanza in termini numerici, come in precedenza, è dovuta a cedimenti non ancora mostrati o a deformazioni già esibite nel periodo 2004-2010. Anche in questo caso è possibile stimare solamente i cedimenti scontati nel periodo per cui si hanno a disposizione le rilevazioni topografiche.



**Figura 112:** Configurazioni deformate individuate dalle Verticali di riferimento per ogni campagna di misura.

**Tabella 43:** Cedimento scontato nel periodo 2010-2018 per le mire di facciata lato est.

Mire di riferimento	Cedimento periodo 2010-2018	Cedimento finale	Cedimento scontato
	[mm]	[mm]	[%]
Verticale 1	11.7	14.8	79
Verticale 2	10.3	15.6	66
Verticale 3	8.3	14.2	58
Verticale 4	5	11	45

In conclusione il modello agli elementi finiti, costruito mediante il software RS3, a meno di approssimazioni del problema, riproduce qualitativamente il fenomeno deformativo a cui è soggetto l'edificio in esame. In termini quantitativi, le discrepanze sono imputabili a cedimenti non ancora manifestati o già scontati nel lasso temporale per cui non si hanno informazioni a disposizione.

#### **6.2.4 Effetti dei cedimenti differenziali**

La valutazione degli effetti dei cedimenti differenziali finali sulla struttura risulta di difficile determinazione in quanto nel caso in esame gioca un ruolo fondamentale l'interazione con gli edifici adiacenti. Infatti, il contatto con il Blocco A e B provoca l'insorgere di azioni di taglio negli elementi strutturali della manica di collegamento, facilmente riscontrabili nelle facciate esterne all'altezza dei solai (Figura 58).

In letteratura sono stati proposti molteplici approcci empirici, basati sull'analisi di *case histories*, al fine di valutare l'ammissibilità dei valori di cedimento al variare di parametri come tipologia strutturale e genere di fondazione, caratteristiche del sottosuolo ed altri ancora. Nello specifico, sono stati definiti dei valori limite in termini di distorsione angolare, al variare del tipo di danno che ci si aspetta (Tabella 44). Per una trattazione più dettagliata si rimanda alla letteratura scientifica [28] [29].

Nel caso in esame la distorsione angolare  $\beta$  è stata calcolata come rapporto tra il cedimento differenziale massimo, esibito nelle rilevazioni delle mire poste in facciata est, e la distanza tra i punti di controllo. Il valore ottenuto risulta ben lontano dai limiti definiti dai vari autori.

**Tabella 44:** Confronto tra i valori di distorsione individuati dai vari autori con il valore del caso in esame.

Struttura	Tipo di danno	Valori limite di distorsione angolare $\beta$				$\beta$ nel caso in esame
		Skempton e McDonald (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)	Meyerof (1974)	
Struttura intelaiata	Elementi strutturali	1/150	1/200	1/150	1/200	1/10000
	Tamponature	1/300	1/500	1/500	1/500	

Comparando le distorsioni angolari locali, comprese tra le rilevazioni delle singole mire, si ottengono i valori riportati in Tabella 45 e 46. Le distorsioni che si ottengono dagli spostamenti forniti dal modello numerico sono confrontabili con quelle derivanti dai dati di monitoraggio, eccetto le discrepanze di maggiore entità per le Verticali 2-3. Quindi si può concludere che il modello numerico, oltre a simulare globalmente il fenomeno deformativo, riesce a riprodurre anche localmente il movimento di rotazione del fabbricato.

I valori di distorsione riscontrati lasciano presagire che le zone più soggette ad eventuali fessurazioni sono quelle comprese tra le Verticali 3 e 4 per il lato est e Verticali 1 e 3 per il lato ovest; viene quindi individuata la fascia in cui sono presenti le fessure P1 e P5. Le zone a contatto con il Blocco B, che riscontrano le fessure di maggiore ampiezza, sono caratterizzate da valori di distorsione angolare ben lontani dai valori limiti. Perciò in questa area, è fondamentale l'interazione con l'edificio adiacente.

**Tabella 45:** Confronto tra le distorsioni locali ricavate dai dati di monitoraggio e dagli spostamenti forniti da RS3 per la facciata lato cortile.

Confronto Verticali lato cortile	Cedimento differenziale monitoraggio  [mm]	Cedimento differenziale RS3  [mm]	Distanza relativa  [m]	Distorsione locale $\beta$ monitoraggio  [-]	Distorsione locale $\beta$ RS3  [-]
Verticale 1-2	1.4	1.2	2.0	1/1420	1/1667
Verticale 2-3	2.0	1.4	4.4	1/2200	1/3140
Verticale 3-4	3.3	4.2	2.0	1/605	1/476

**Tabella 46:** Confronto tra le distorsioni locali ricavate dai dati di monitoraggio e dagli spostamenti forniti da RS3 per la facciata lato via Frattini.

Confronto Verticali via Frattini	Cedimento differenziale monitoraggio [mm]	Cedimento differenziale RS3 [mm]	Distanza relativa [m]	Distorsione locale B monitoraggio [-]	Distorsione locale B RS3 [-]
Verticale 1-2	2.0	2.1	3.0	1/1500	1/1428
Verticale 2-3	2.7	0.6	2.2	1/815	1/3667
Verticale 3-4	0.6	0.5	3.0	1/5500	1/6600

## CAPITOLO 7

### Conclusioni

---

Nel presente lavoro è stato affrontato lo studio del fenomeno deformativo in atto presso un edificio appartenente al complesso scolastico E. Majorana, ubicato in via Frattini 11-15 a Torino. Nello specifico l'elaborato è stato concepito come una continuazione del precedente studio risalente al 2015. Estrapolando le informazioni derivanti dal monitoraggio topografico a cura della Città Metropolitana di Torino, è stato possibile riscontrare, sulla base delle ultime rilevazioni disponibili, un incremento dei cedimenti nel tempo che, per alcune verticali di indagine, risultavano pari al doppio di quelli misurati nel 2015.

La progressione del dissesto è stata confermata dai dati rilevati mediante i fessurimetri installati dal Politecnico di Torino in corrispondenza delle fratture di maggiore entità. L'analisi in questo caso ha mostrato, dopo aver eliminato la variabilità dovuta all'influenza delle condizioni climatiche, un *trend* di spostamento crescente per tutte le fessure, specie per quelle ubicate in corrispondenza del contatto con il Blocco B. Solamente la fessura P5 ha evidenziato un andamento di richiusura nel tempo.

La campagna di monitoraggio ha permesso, inoltre, di identificare un movimento globale di rotazione del fabbricato in esame provocato dalla presenza di cedimenti differenziali.

A seguito dell'ampia ricerca d'archivio, effettuata al fine di determinare lo stato dell'arte dell'edificio e di caratterizzare il terreno di fondazione, è emerso che i cedimenti differenziali sono il risultato di un fenomeno complesso dipendente dalla variabilità delle proprietà meccaniche dello strato di terreno superficiale e dalla configurazione asimmetrica degli elementi di fondazione che interagiscono con le fondazioni dell'edificio pre-esistente.

Allo scopo di indagare tali cause, si è scelto di simulare il comportamento dell'edificio attraverso un modello numerico; nello specifico il problema è stato disgiunto andando a considerare separatamente la natura strutturale e il carattere geotecnico del problema.

La risposta strutturale è stata valutata mediante un modello agli elementi finiti tridimensionale, il quale ha riprodotto non solo il comportamento globale dell'edificio, ma anche localmente è stata riscontrata una corrispondenza qualitativa tra gli spostamenti rilevati dai fessurimetri e le deformazioni degli elementi strutturali.

L'analisi delle sollecitazioni ha evidenziato che il problema dei cedimenti non risulta di mera natura geotecnica; l'introduzione di vincoli atti a simulare la formazione di un appoggio in corrispondenza dei plinti del Blocco A, ha provocato una redistribuzione delle azioni portando a rottura le travi di fondazione nei pressi dei vincoli stessi.

Mediante il modello agli elementi finiti, costruito tramite il *software* RS3, è stato possibile indagare le ipotetiche cause in termini geotecnici: a) presenza di materiale con caratteristiche meccaniche scadenti, disposto nello spazio derivante dalla demolizione della scala che conduceva al seminterrato del Blocco B; b) formazione di una sezione di appoggio in corrispondenza delle fondazioni del Blocco A. Il risultato ottenuto riproduce qualitativamente il quadro deformativo reale rilevato nella campagna di monitoraggio. In termini numerici, è stato evidenziato un campo di spostamenti maggiore rispetto ai dati a disposizione; tale discrepanza, trascurando le approssimazioni del modello, potrebbe derivare dal fatto che gli spostamenti ricavati mediante il *software* RS3 consistono nei cedimenti finali del terreno al termine della fase di assestamento. Le cause del dissesto risulterebbero pertanto essere sia di natura geotecnica che di carattere strutturale.

Non conoscendo i cedimenti scontati nel periodo 2004-2010, antecedente all'attivazione del monitoraggio, non è stato possibile definire l'evoluzione futura del fenomeno deformativo. Tuttavia, sulla base dei dati di monitoraggio, è stato riscontrato un decremento della velocità di apertura per tutte le fessure, eccetto la fessura P7, nel periodo 2018-2019; in questo lasso temporale, inoltre, l'interpolazione dell'evoluzione degli spostamenti ha evidenziato una stabilizzazione dell'ampiezza delle fratture P2 e P3, che risultano soggette prevalentemente alla sola variabilità delle condizioni climatiche. Per le fessure P5 e P9, l'interpolazione sembrerebbe mostrare una tendenza verso un valore costante di spostamento nel periodo 2020-2021. Viceversa, l'andamento degli spostamenti della fessura P7 descrive una divergenza che non lascia presagire ad una fase di stabilizzazione.

Dunque, al fine di verificare la reale evoluzione del fenomeno deformativo, risulta indispensabile la prosecuzione della campagna di monitoraggio, sia tramite tecniche topografiche per l'individuazione del comportamento globale, sia tramite fessurimetri per un'indagine approfondita

e localizzata del quadro fessurativo; inoltre, la grande ricchezza di dati acquisiti mediante questi sensori consente una caratterizzazione continua del dissesto e, nel caso di superamento di predefinite soglie, permette la generazione di segnali di allerta.

In prospettiva futura, nell'eventualità della progressione del dissesto, si rende necessaria una caratterizzazione dettagliata del sottosuolo al fine di eliminare le incertezze sulle caratteristiche meccaniche dovute alla variabilità spaziale del materiale. Per quanto riguarda il carattere strutturale, prendendo in considerazione anche la presenza degli edifici adiacenti, si potrà studiare l'influenza nel quadro fessurativo dei cedimenti differenziali e dell'interazione con i Blocchi A e B. Infine, dopo aver ottenuto una stima delle nuove sollecitazioni, sarà possibile costruire un modello numerico dettagliato al fine di progettare l'intervento di consolidamento più adeguato.



## Bibliografia

---

- [1] H. Sohn, C. R. Farrar, F. Hemez e J. Czarnecki, «A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001,» Los Alamos Laboratory report, LA, USA, 2002.
- [2] R. Moss e S. Matthews, «In-service Structural Monitoring- a State of the Art Review,» *The Structural Engineer, Volume 73, No.2*, pp. 23-31, January 1995.
- [3] A. Del Grosso, «On the Reliability of Smart Monitored Structures,» in *14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [4] A. Del Grosso, *Structural Health Monitoring: research and practice*, 2013.
- [5] P. G. Malerba, *Monitoraggio delle Strutture dell'Ingegneria Civile*, CISM, 1995.
- [6] J. Kullaa, «Structural health monitoring under variable environmental or operational conditions,» in *CISM International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures*, 2010.
- [7] M. A. Kramers, «Nonlinear principal component analysis using autoassociative neural networks,» *American Institute of Chemical Engineers Journal*, 37, pp. 233-243, 1991.
- [8] W. Staszewski, K. Worden, R. Wardle e G. Tomlinson , «Fail-safe sensor distributions for impact detection in composite materials,» *Smart Materials and Structures*, n. 9, pp. 298-303, 2000.
- [9] A. Deraemaeker e K. Worden, «Structural Health Monitoring using Pattern Recognition,» in *New Trends in Vibration Based Structural Health Monitoring*, Vienna, Springer, 2010, vol 520.
- [10] S. W. Doebling, C. Farrar, M. Prime e D. W. Shevitz, «Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems From Changes in their Vibration Characteristics: a Literature Review,» Los Angeles, 1996.
- [11] M. Barla, *Slide del corso "Numerical Methods in Geotechnical Engineering"*, Politecnico di Torino, Anno accademico 2018-2019.
- [12] J. B. Burland e C. Viggiani, «Osservazioni sul comportamento della Torre di Pisa,» *Rivista Italiana di Geotecnica*, n. 3, 1993.
- [13] J. B. Burland, M. Jamiolkowski e C. Viggiani, «The stabilisation of the leaning tower of Pisa,» *Soils and Foundations*, vol. 43, pp. 63-80, 2003.
- [14] J. B. Burland, «Pisa tower. Studies of the history of the tilt during construction,» 1991.
- [15] E. Cresy e G. L. Taylor, «Architecture of the Middle Age in Italy,» London, 1829.

- [16] G. Calabresi, C. Cestelli Guidi, A. Croce , G. Polvani, E. Shultze, A. W. Skempton e C. Viggiani, «Caratteristiche del sottosuolo della Torre,» *Ricerche e studi sulla torre di Pisa*, vol. 1, Rapporto n.6, pp. 179-200, 1971.
- [17] G. Price e I. Wardle, «BRE electro-level System, leaning tower of Pisa,» BRE interim report, 1991.
- [18] R. Noccioli, G. Polvani e G. Salvioni, «I movimenti della torre dal giugno 1911 a tutto il 1968,» *Ricerche e studi sulla Torre di Pisa Ministero L.L.P.P.*, vol. 1, Rapporto n.3, pp. 97-150, 1971.
- [19] S. Caprili, F. Mangini e W. Salvatore, «Numerical modelling, analysis and retrofit of the historical masonry building La Sapienza,» in *COMPADYN 2015, 5<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Creta, 2015.
- [20] W. Salvatore e P. Iannelli, «Verifica della sicurezza statica ed analisi della vulnerabilità sismica dell'edificio La Sapienza di Pisa,» Ministero dei Beni e delle attività culturali e del turismo, Università di Pisa, 2015.
- [21] S. Caprili , F. Mangini, W. Salvatore, G. Scarpelli e N. Squeglia, «Influence of soil-foundation-structure interaction on overall behaviour and diseases of a medieval building in Pisa,» in *STREMAH 2015, 14<sup>th</sup> International Conference on Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture*, La Coruna, Spain, 2015.
- [22] *L.S. Majorana. Trasferimento presso via Frattini. Lavori di ristrutturazione 2001-2002 Impresa Brancaccio, Rep. 8066 e atto aggiuntivo Rep. 8701, 2001-2004.*
- [23] R. Rizzo, «Indagine geologica e geotecnica in ottemperanza al D.M. 11/03/88 rilasciata al Dipartimento Edilizia Scolastica della Provincia di Torino nell'ambito del progetto di ampliamento del complesso scolastico di via Frattini 11-15 a Torino,» 2001.
- [24] M. Fanelli, «Modellazione numerica del fenomeno deformativo in atto presso un edificio scolastico e proposte di intervento,» Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Facoltà di Ingegneria, Italia, 2015.
- [25] CSI Inc. COMPUTER & STRUCTURES, «SAP2000 20 Analysis Reference Manual.,» Berkeley, USA.
- [26] P. Pozzati, *Metodi per il calcolo delle fondazioni*, Zanichelli, Bologna, 1952-1953.
- [27] Rocscience Inc., «RS3 Online Help,». Available: [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).
- [28] G. Ricceri e M. Soranzo , «An analysis of allowable settlements of structures,» *Rivista Italiana Geotecnica*, n. 4, pp. 177-188, 1985.
- [29] J. B. Burland e C. P. Wroth, *Settlement of Buildings and Associated Damage*, England: Building Research Establishment, 1975.

## Allegati

**Tabella 47:** Rilevazioni tramite stazione totale Leica 1205 delle mire della facciata lato cortile.

Sistema di riferimento 04/04/2010									
Nome mira ottica	07/04/2010			30/05/2011			12/01/2012		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
<b>101</b>	<b>-51.659</b>	<b>-31.778</b>	<b>-0.061</b>	-	-	-	<b>4.726</b>	<b>-32.198</b>	-
<b>102</b>	<b>36.699</b>	<b>-33.498</b>	<b>0.054</b>	-	-	-	<b>4.726</b>	<b>-32.198</b>	-
<b>103</b>	<b>2.528</b>	<b>0.001</b>	<b>2.841</b>	<b>2.529</b>	<b>0.001</b>	<b>2.840</b>	<b>2.530</b>	<b>0.000</b>	<b>2.837</b>
104	0.008	-0.001	2.807	0.009	0.001	2.805	0.011	0.000	2.804
105	6.428	0.005	2.765	6.428	0.004	2.763	6.428	0.004	2.762
106	8.871	-0.001	2.742	8.871	0.000	2.742	8.871	-0.002	2.740
107	8.682	-0.008	5.677	8.682	-0.008	5.676	8.682	-0.008	5.675
108	6.702	-0.007	5.661	6.703	-0.006	5.660	6.703	-0.007	5.659
109	2.340	-0.001	5.663	2.340	0.000	5.662	2.342	-0.002	5.659
110	0.327	-0.004	5.697	0.327	-0.005	5.696	0.327	-0.006	5.695
111	0.313	-0.011	9.275	0.313	-0.010	9.274	0.316	-0.012	9.272
112	2.270	-0.007	9.272	2.271	-0.008	9.271	2.273	-0.008	9.269
113	6.706	-0.008	9.255	6.706	-0.008	9.254	6.706	-0.008	9.251
114	8.686	-0.011	9.235	8.686	-0.012	9.235	8.687	-0.011	9.234
115	-1.735	0.004	4.521	-1.734	0.005	4.521	-1.733	0.004	4.520
116	10.178	0.000	4.635	10.178	0.002	4.634	10.178	0.000	4.633

Sistema di riferimento 07/04/2010			
Nome mira ottica	07/09/2012		
	x	y	z
	[m]	[m]	[m]
<b>101</b>	-	-	-
<b>102</b>	-	-	-
<b>103</b>	<b>2.528</b>	<b>0.002</b>	<b>2.838</b>
104	0.009	0.001	2.803
105	6.427	0.004	2.762
106	8.870	0.000	2.741
107	8.680	-0.008	5.675
108	6.700	-0.006	5.659
109	2.340	0.000	5.659
110	0.327	-0.005	5.695
111	0.312	-0.011	9.272
112	2.272	-0.009	9.269
113	6.706	-0.009	9.252
114	8.687	-0.012	9.233
115	-1.734	0.005	4.520
116	10.176	0.002	4.634

**Tabella 48:** Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato cortile nel periodo 2012-2014.

		Sistema di riferimento 07/09/2012								
Mire primo sistema	Nome mira ottica	07/09/2012			21/06/2013			16/01/2014		
		x	y	z	x	y	z	x	y	z
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
-	<b>101</b>	<b>48.823</b>	<b>1.952</b>	<b>1.352</b>	<b>48.823</b>	<b>1.951</b>	<b>1.351</b>	<b>48.822</b>	<b>1.952</b>	<b>1.352</b>
-	<b>102</b>	<b>0.100</b>	<b>31.175</b>	<b>0.311</b>	<b>0.100</b>	<b>31.175</b>	<b>0.310</b>	<b>0.099</b>	<b>31.176</b>	<b>0.310</b>
-	<b>103</b>	<b>37.025</b>	<b>2.214</b>	<b>1.000</b>	<b>37.025</b>	<b>2.214</b>	<b>1.000</b>	<b>37.026</b>	<b>2.214</b>	<b>1.001</b>
104	104	24.658	33.000	2.234	24.657	33.000	2.232	24.657	32.998	2.232
103	105	27.201	33.001	2.196	27.202	33.002	2.195	27.200	32.999	2.195
105	106	31.038	33.005	1.224	31.038	33.004	1.223	31.038	33.003	1.224
106	107	33.493	33.002	1.205				-	-	-
115	108	22.990	33.000	2.819	22.990	32.998	2.818	22.990	32.997	2.818
116	109	34.617	33.000	2.875	34.618	33.001	2.875	34.616	32.999	2.875
110	110	24.972	32.990	4.214	24.974	32.989	4.213	24.972	32.987	4.212
109	111	26.962	32.995	4.177	26.962	32.995	4.176	26.961	32.993	4.175
108	112	31.334	32.993	4.175	31.335	32.993	4.174	31.333	32.991	4.174
107	113	33.317	32.993	4.215	33.317	32.992	4.214	33.315	32.991	4.216
111	114	24.962	32.982	7.813				24.960	32.979	7.811
112	115	26.916	32.986	7.827	26.916	32.986	7.827	26.915	32.984	7.826
113	116	31.354	32.992	7.793	31.356	32.992	7.792	31.353	32.989	7.792
114	117	33.357	32.989	7.799	33.359	32.988	7.799	33.355	32.986	7.799

**Tabella 49:** Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato cortile nel periodo 2015-2016.

		Sistema di riferimento 07/09/2012								
Nome mira ottica		23/03/2015			04/09/2015			06/07/2016		
		x	y	z	x	y	z	x	y	z
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
<b>101</b>		<b>48.824</b>	<b>1.955</b>	<b>1.353</b>	<b>48.824</b>	<b>1.953</b>	<b>1.353</b>	<b>48.824</b>	<b>1.952</b>	<b>1.352</b>
<b>102</b>		<b>0.105</b>	<b>31.174</b>	<b>0.310</b>	<b>0.097</b>	<b>31.178</b>	<b>0.310</b>	-	-	-
<b>103</b>		<b>37.024</b>	<b>2.213</b>	<b>1.001</b>	<b>37.025</b>	<b>2.213</b>	<b>1.001</b>	<b>37.024</b>	<b>2.214</b>	<b>1.001</b>
104		24.658	32.996	2.230	24.657	33.000	2.230	24.655	33.000	2.228
105		27.194	32.996	2.193	27.202	33.000	2.193	27.199	33.000	2.192
106		31.044	33.000	1.223	31.038	33.004	1.223	31.037	33.004	1.223
107		-	-	-	-	-	-	-	-	-
108		22.994	32.995	2.816	22.989	32.998	2.816	22.987	32.998	2.814
109		34.617	32.996	2.874	34.617	33.000	2.874	34.615	33.000	2.873
110		24.966	32.984	4.211	24.971	32.989	4.211	24.970	32.989	4.210
111		26.954	32.989	4.174	26.961	32.995	4.174	26.961	32.993	4.173
112		31.324	32.988	4.173	31.332	32.993	4.173	31.333	32.992	4.173
113		33.306	32.988	4.215	33.315	32.993	4.214	33.316	32.992	4.215
114		24.963	32.978	7.810	24.959	32.981	7.810	24.959	32.980	7.810
115		26.907	32.982	7.824	26.915	32.985	7.826	26.913	32.985	7.824
116		31.348	32.987	7.792	31.352	32.990	7.792	31.352	32.989	7.791
117		33.349	32.983	7.798	33.356	32.988	7.799	33.356	32.987	7.798

**Tabella 50:** Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato cortile nel periodo 2016-2018.

Sistema di riferimento 07/09/2012									
Nome mira ottica	12/10/2016			22/08/2017			18/10/2018		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
<b>101</b>	<b>48.823</b>	<b>1.952</b>	<b>1.352</b>	<b>48.824</b>	<b>1.952</b>	<b>1.352</b>	<b>48.824</b>	<b>1.952</b>	<b>1.352</b>
<b>102</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>103</b>	<b>37.025</b>	<b>2.214</b>	<b>1.000</b>	<b>37.025</b>	<b>2.214</b>	<b>1</b>	<b>37.024</b>	<b>2.214</b>	<b>1.001</b>
104	24.662	33.000	2.228	24.661	33.001	2.225	24.664	33.001	2.224
105	27.205	33.001	2.191	27.201	33.001	2.189	27.206	33.001	2.188
106	31.042	33.003	1.221	31.039	33.004	1.22	31.046	33.004	1.219
107	-	-	-	-	-	-	-	-	-
108	22.993	32.999	2.815	22.991	32.999	2.813	22.994	33.000	2.814
109	34.622	32.999	2.873	34.618	33.001	2.871	34.625	32.999	2.872
110	24.976	32.988	4.209	24.971	32.988	4.207	24.978	32.990	4.207
111	26.966	32.994	4.171	26.96	32.994	4.17	26.968	32.995	4.170
112	31.337	32.991	4.170	31.332	32.993	4.169	31.340	32.993	4.168
113	33.320	32.991	4.212	33.315	32.992	4.212	33.321	32.992	4.212
114	24.963	32.980	7.807	24.96	32.981	7.806	24.967	32.981	7.804
115	26.918	32.984	7.822	26.914	32.985	7.821	26.921	32.986	7.821
116	31.357	32.989	7.789	31.352	32.99	7.789	31.358	32.988	7.788
117	33.358	32.986	7.797	33.357	32.988	7.796	33.361	32.987	7.796

**Tabella 51:** Rilevazioni mediante Leica 1205 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2010-2012.

Sistema di riferimento 07/04/2010									
Nome mira ottica	07/04/2010			30/05/2011			12/01/2012		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
<b>101</b>	<b>63.949</b>	<b>-28.418</b>	<b>-0.006</b>	<b>63.957</b>	<b>-28.423</b>	<b>-0.008</b>	<b>63.950</b>	<b>-28.419</b>	<b>-0.009</b>
<b>102</b>	<b>-47.768</b>	<b>-28.131</b>	<b>0.066</b>	<b>-47.785</b>	<b>-28.123</b>	<b>0.064</b>	<b>6.052</b>	<b>-28.100</b>	-
<b>103</b>	<b>8.667</b>	<b>0.001</b>	<b>9.159</b>	<b>8.666</b>	<b>0.001</b>	<b>9.157</b>	<b>8.668</b>	<b>0.000</b>	<b>9.156</b>
104	5.387	0.002	9.152	5.386	0.003	9.151	5.387	0.003	9.150
105	3.226	-0.005	9.153	3.226	-0.003	9.152	3.228	-0.005	9.151
106	0.054	-0.005	9.180	0.053	-0.004	9.18	0.057	-0.004	9.178
107	8.761	0.001	5.617	8.762	0.002	5.616	8.761	0.000	5.615
108	5.468	0.000	5.554	5.468	0.001	5.554	5.470	0.000	5.553
109	3.130	0.000	5.596	3.131	-0.001	5.595	3.133	-0.004	5.594
110	0.012	-0.010	5.664	0.011	-0.009	5.664	0.014	-0.010	5.664
111	0.000	-0.003	1.877	0.002	-0.003	1.877	0.004	-0.004	1.877
112	5.394	-0.002	1.955	5.395	-0.001	1.954	5.396	0.000	1.953
113	8.746	-0.002	1.882	8.745	-0.005	1.881	8.746	-0.004	1.880
114	3.212	0.002	2.191	3.213	0.001	2.189	3.214	0.000	2.189

**Tabella 52:**Rilevazioni mediante Leica 1205 delle mire della facciata via Frattini nel giorno 07/09/2012.

Sistema di riferimento 07/04/2010			
Nome mira ottica	07/09/2012		
	x	y	z
	[m]	[m]	[m]
<b>101</b>	<b>63.950</b>	<b>-28.419</b>	<b>-0.009</b>
<b>102</b>	-	-	-
<b>103</b>	<b>8.666</b>	<b>0.000</b>	<b>9.156</b>
104	5.385	0.003	9.150
105	3.225	-0.004	9.151
106	0.053	-0.005	9.179
107	8.761	0.002	5.615
108	5.468	0.001	5.552
109	3.130	0.000	5.595
110	0.010	-0.010	5.665
111	0.000	-0.006	1.877
112	5.394	-0.004	1.953
113	8.744	-0.007	1.880
114	3.210	-0.003	2.190

**Tabella 53:**Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2012-2014.

Mire primo sistema	Nome mira ottica	Sistema di riferimento 07/09/2012								
		07/09/2012			21/06/2013			16/01/2014		
		x	y	z	x	y	z	x	y	z
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
-	<b>201</b>	<b>0.566</b>	<b>28.057</b>	<b>2.784</b>	<b>0.566</b>	<b>28.061</b>	<b>2.784</b>	<b>0.567</b>	<b>28.053</b>	<b>2.783</b>
-	<b>202</b>	<b>13.669</b>	<b>25.660</b>	<b>3.000</b>	<b>13.669</b>	<b>25.660</b>	<b>3.000</b>	<b>13.669</b>	<b>25.660</b>	<b>3.000</b>
-	<b>203</b>	<b>39.075</b>	<b>27.988</b>	<b>2.508</b>	<b>39.078</b>	<b>27.988</b>	<b>2.507</b>	<b>39.074</b>	<b>27.987</b>	<b>2.508</b>
106	204	21.024	30.000	9.504	21.025	30.002	9.503	21.025	30.000	9.503
-	205	22.923	30.000	9.513	22.924	30.001	9.512	22.922	30.000	9.511
105	206	24.291	30.000	9.570	24.293	30.000	9.569	24.290	29.999	9.568
104	207	26.363	30.004	9.471	26.365	30.006	9.470	26.362	30.005	9.470
-	208	27.662	30.002	9.466	27.663	30.003	9.465	27.661	30.002	9.464
103	209	29.603	30.000	9.474	29.605	30.001	9.472	29.603	30.000	9.470
110	210	20.969	29.994	6.021	20.970	29.994	6.020	20.968	29.993	6.021
-	211	23.089	30.001	5.937	23.090	30.002	5.936	23.088	30.001	5.936
109	212	24.143	30.003	5.884	24.144	30.004	5.883	24.143	30.003	5.883
108	213	26.343	30.002	5.892	26.345	30.004	5.890	26.342	30.002	5.889
-	214	27.654	30.001	6.038	27.655	30.001	6.037	27.654	30.000	6.035
107	215	29.530	30.002	5.917	29.532	30.003	5.916	29.530	30.001	5.915
111	216	21.162	30.002	2.469	21.163	30.003	2.467	-	-	-
114	217	24.186	30.005	2.604	24.187	30.005	2.603	24.185	30.003	2.603
112	218	26.363	30.000	2.469	26.365	30.001	2.468	26.362	29.999	2.468
113	219	29.785	29.998	2.496	-	-	-	29.784	29.997	2.494

**Tabella 54:** Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2015-2016.

Sistema di riferimento 07/09/2012									
Nome mira ottica	23/03/2015			04/09/2015			06/07/2016		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
<b>201</b>	<b>0.569</b>	<b>28.056</b>	<b>2.784</b>	<b>0.569</b>	<b>28.054</b>	<b>2.784</b>	<b>0.570</b>	<b>28.056</b>	<b>2.785</b>
<b>202</b>	<b>13.668</b>	<b>25.660</b>	<b>3.000</b>	<b>13.668</b>	<b>25.661</b>	<b>3.000</b>	<b>13.667</b>	<b>25.660</b>	<b>3.000</b>
<b>203</b>	<b>39.076</b>	<b>27.988</b>	<b>2.507</b>	<b>39.075</b>	<b>27.987</b>	<b>2.508</b>	<b>39.077</b>	<b>27.988</b>	<b>2.508</b>
204	21.026	30.001	9.502	21.023	30.001	9.503	21.024	30.002	9.504
205	22.923	30.000	9.512	22.922	30.000	9.513	22.922	30.001	9.512
206	24.291	30.001	9.568	24.290	30.000	9.569	24.291	30.002	9.568
207	26.361	30.005	9.469	26.363	30.004	9.470	26.364	30.006	9.469
208	27.660	30.004	9.463	27.662	30.002	9.464	27.662	30.004	9.463
209	29.601	30.001	9.471	29.603	30.000	9.472	29.602	30.002	9.470
210	20.966	29.993	6.020	20.969	29.992	6.020	20.969	29.992	6.020
211	23.086	30.001	5.935	23.089	30.002	5.935	23.089	30.003	5.935
212	24.140	30.002	5.882	24.143	30.002	5.883	24.144	30.004	5.883
213	26.339	30.003	5.890	26.344	30.002	5.890	26.345	30.004	5.889
214	27.652	30.000	6.036	27.654	30.000	6.037	27.654	30.001	6.036
215	29.526	30.002	5.915	29.530	30.001	5.915	29.531	30.003	5.915
217	24.181	30.004	2.603	24.186	30.003	2.603	24.187	30.005	2.603
218	26.359	30.000	2.467	26.364	30.000	2.467	26.365	30.002	2.467
219	29.781	29.998	2.494	29.784	29.996	2.494	29.786	29.999	2.493

**Tabella 55:** Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2016-2018.

Sistema di riferimento 07/09/2012									
Nome mira ottica	12/10/2016			22/08/2017			18/10/2018		
	x	y	z	x	y	z	x	y	z
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
<b>201</b>	<b>0.567</b>	<b>28.055</b>	<b>2.784</b>	<b>0.569</b>	<b>28.055</b>	<b>2.784</b>	<b>0.567</b>	<b>28.056</b>	<b>2.785</b>
<b>202</b>	<b>13.668</b>	<b>25.661</b>	<b>3.000</b>	<b>13.668</b>	<b>25.661</b>	<b>3.001</b>	<b>13.667</b>	<b>25.662</b>	<b>3.000</b>
<b>203</b>	<b>39.076</b>	<b>27.987</b>	<b>2.507</b>	<b>39.077</b>	<b>27.987</b>	<b>2.507</b>	<b>39.076</b>	<b>27.987</b>	<b>2.508</b>
204	21.024	30.002	9.502	21.025	30.003	9.503	21.024	30.003	9.502
205	22.922	30.000	9.510	22.920	30.001	9.511	22.921	30.001	9.510
206	24.291	30.001	9.566	24.288	30.002	9.568	24.290	30.002	9.567
207	26.363	30.005	9.467	26.361	30.007	9.468	26.362	30.007	9.466
208	27.661	30.003	9.461	27.658	30.005	9.462	27.660	30.005	9.461
209	29.603	30.001	9.469	29.601	30.004	9.469	29.602	30.003	9.468
210	20.969	29.992	6.019	20.966	29.992	6.020	20.969	29.992	6.019
211	23.089	30.003	5.934	23.086	30.003	5.935	23.089	30.003	5.934
212	24.144	30.004	5.881	24.145	30.004	5.883	24.143	30.003	5.881
213	26.344	30.003	5.888	26.342	30.004	5.888	26.343	30.004	5.887
214	27.655	30.001	6.034	27.653	30.001	6.034	27.654	30.002	6.034
215	29.530	30.002	5.913	29.529	30.003	5.913	29.529	30.002	5.912
217	24.187	30.003	2.602	24.189	30.004	2.602	24.186	30.005	2.602
218	26.364	30.001	2.466	26.362	30.000	2.466	26.363	30.002	2.465
219	29.784	29.998	2.492	29.783	29.998	2.492	29.784	29.997	2.492

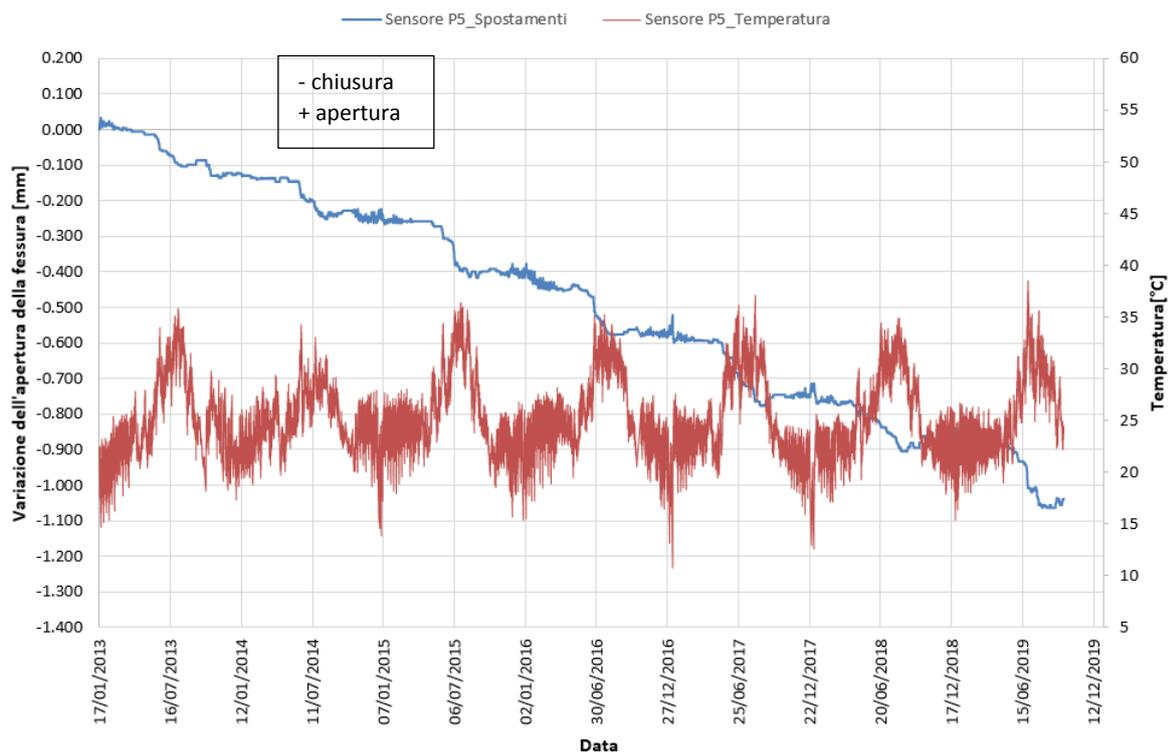


Figura 113: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P5.

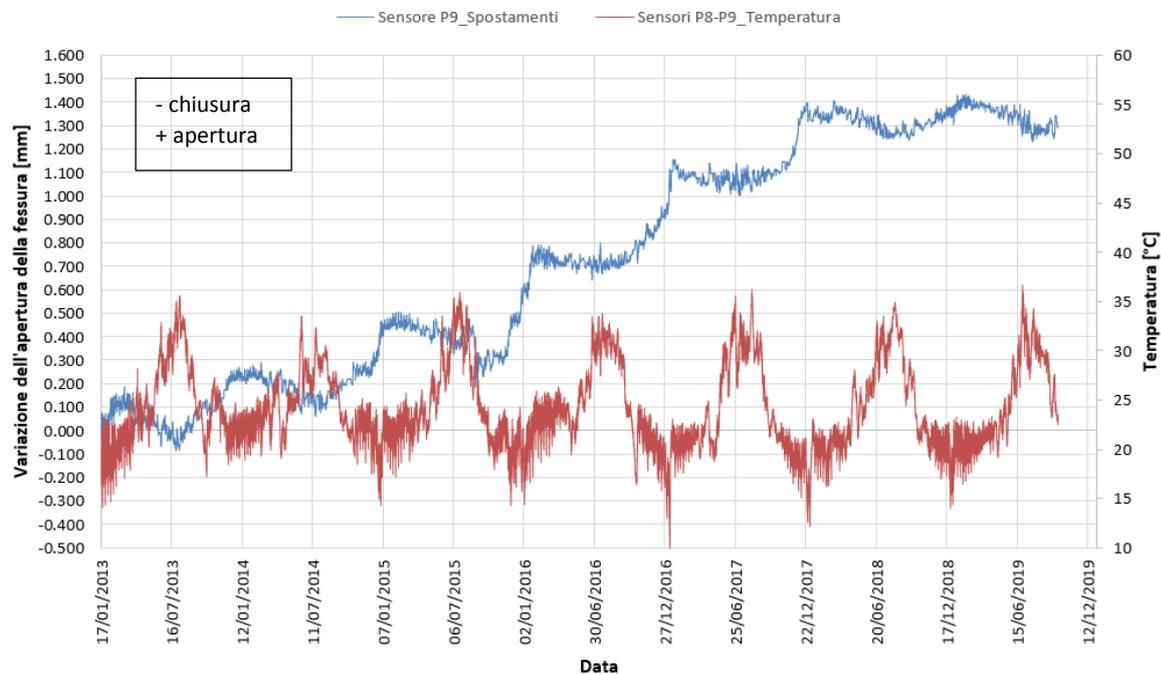
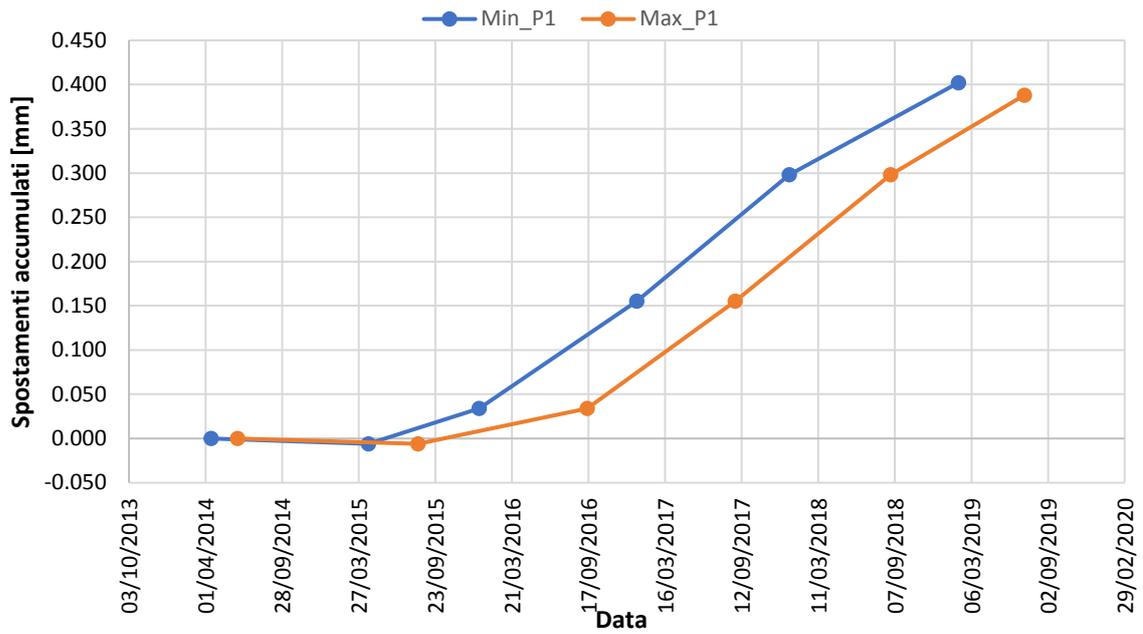
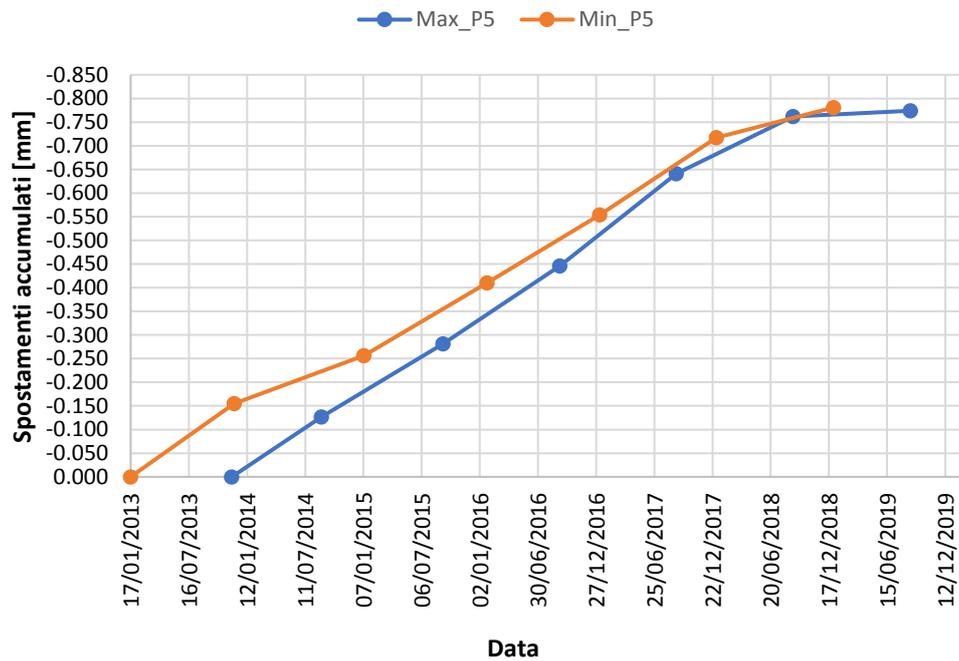


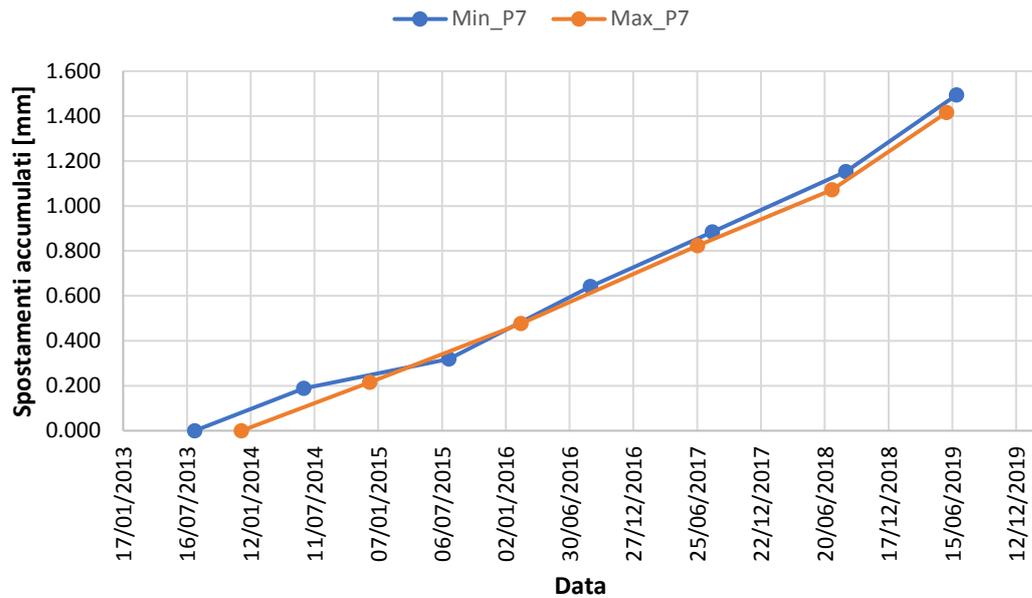
Figura 114: Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P9.



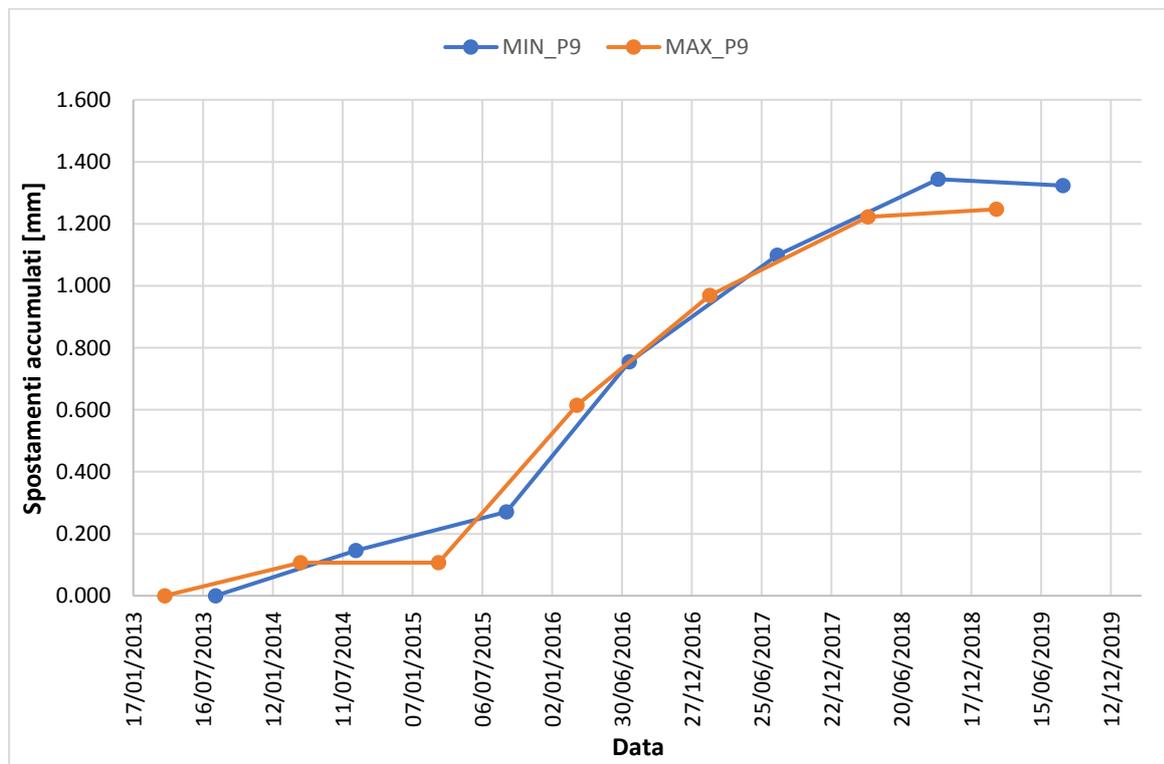
**Figura 115:** Spostamenti accumulati dalla fessura P1 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014.



**Figura 116:** Spostamenti accumulati dalla fessura P5 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014.



**Figura 117:** Spostamenti accumulati dalla fessura P7 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014.



**Figura 118:** Spostamenti accumulati dalla fessura P9 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014.

## Figure

---

<b>Figura 1:</b> Inclinometro da parete ( <a href="http://www.agisco.it">www.agisco.it</a> ).....	9
<b>Figura 2:</b> Fessurimetro a piastra ( <a href="http://www.boviar.com">www.boviar.com</a> ).....	9
<b>Figura 3:</b> Fessurimetro meccanico a quadrante per la misura di movimenti tridimensionali in alto e per misure lineari in basso ( <a href="http://ww.sisgeo.com">ww.sisgeo.com</a> ).....	10
<b>Figura 4:</b> Fessurimetro potenziometrico ( <a href="http://www.brescianisrl.it">www.brescianisrl.it</a> ). ....	11
<b>Figura 5:</b> Fessurimetro a corda vibrante ( <a href="http://www.pizzi-instruments.it">www.pizzi-instruments.it</a> ). ....	12
<b>Figura 6:</b> Schematizzazione interferometria radar terrestre [11]. ....	13
<b>Figura 7:</b> Strumentazione GBIn-Sar [11].....	14
<b>Figura 8:</b> Sar ad apertura sintetica circolare ( <a href="http://www.widsgeoradar.com">www.widsgeoradar.com</a> ). ....	15
<b>Figura 9:</b> Torre di Pisa. ....	17
<b>Figura 10:</b> Geometria della torre [13].....	18
<b>Figura 11:</b> Fasi costruttive [14]. ....	19
<b>Figura 12:</b> Variazione dell'asse della torre [14]. ....	19
<b>Figura 13:</b> Storia dell'inclinazione [14]. ....	20
<b>Figura 14:</b> Stratificazione del terreno al di sotto della torre [16].....	21
<b>Figura 15:</b> Regime delle acque sotterranee [16]. ....	22
<b>Figura 16:</b> Pianta della piazza dei miracoli a Pisa [12]. ....	22
<b>Figura 17:</b> Andamento dell'inclinazione della torre nel piano di massima pendenza [12]. ....	23
<b>Figura 18:</b> Variazione dell'inclinazione della torre nell'arco del giorno 02/05/1961 [18]. ....	24
<b>Figura 19:</b> Variazione della pendenza della torre [18]. ....	25
<b>Figura 20:</b> Variazione dell'inclinazione della base della torre depurata da eventi accidentali [18]. .....	25
<b>Figura 21:</b> Cinematica del basamento della torre [13]. ....	26
<b>Figura 22:</b> Fluttuazione del livello di falda [13]. ....	27
<b>Figura 23:</b> Pianta piano terra [19].....	28
<b>Figura 24:</b> Modifiche strutturali del Palazzo La Sapienza durante le prime decadi del XX secolo [20]. ....	29
<b>Figura 25:</b> Disposizione planimetrica delle indagini geotecniche effettuate nel 2013 [20]. ....	30
<b>Figura 26:</b> Stratigrafia del sottosuolo [20]. ....	31
<b>Figura 27:</b> Profilo delle pressioni neutre [20]. ....	31
<b>Figura 28:</b> Ubicazione dei sondaggi sulle fondazioni [20]. ....	32
<b>Figura 29:</b> Esempio elaborazione dati del sistema di misura continuo [20]. ....	34
<b>Figura 30:</b> Anelli principali della rete di monitoraggio [20]. ....	35
<b>Figura 31:</b> Schematizzazione delle fondazioni [21]. ....	36
<b>Figura 32:</b> Curva carico-cedimento [21]. ....	37
<b>Figura 33:</b> Cedimenti in funzione dei carichi applicati [21]. ....	38
<b>Figura 34:</b> Esempio del quadro deformativo presente nelle pareti interne ed esterne. ....	39
<b>Figura 35:</b> Ortofoto dell'area in cui è ubicato l'edificio in esame (Geoportale regione Piemonte). .....	40
<b>Figura 36:</b> Facciata lato via Frattini (lato ovest). ....	41
<b>Figura 37:</b> Facciata lato cortile (lato est). ....	41
<b>Figura 38:</b> Geometria del piano di fondazione. ....	42
<b>Figura 39:</b> Geometria del graticcio di fondazione. ....	43
<b>Figura 40:</b> Fotografia scattata durante i lavori di costruzione delle fondazioni [22]. ....	43

<b>Figura 41:</b> Sezione riportante il dettaglio della fondazione del vano ascensore. ....	44
<b>Figura 42:</b> Carpenteria piano tipo. ....	45
<b>Figura 43:</b> Particolare della sezione in corrispondenza del contatto tra Blocco B e Blocco C. ....	46
<b>Figura 44:</b> Foto scattata durante i lavori di scavo in cui non sono presenti opere di supporto [22]. .....	51
<b>Figura 45:</b> Scala per l'ingresso al piano seminterrato del Blocco B [22]. ....	52
<b>Figura 46:</b> Fotografia scattata durante un sopralluogo in cui è visibile del materiale proveniente dall'ingresso dell'ex locale spazzatura [24]. ....	52
<b>Figura 47:</b> Ubicazione dei sondaggi eseguiti prima della costruzione dei Blocchi A e B. ....	53
<b>Figura 48:</b> Mire ottiche nella facciata lato via Frattini. ....	58
<b>Figura 49:</b> Mire ottiche nella facciata lato cortile. ....	58
<b>Figura 50:</b> Andamento nel tempo degli spostamenti verticali delle mire ottiche della facciata ovest. ....	61
<b>Figura 51:</b> Andamento nel tempo degli spostamenti verticali delle mire ottiche della facciata est. .....	62
<b>Figura 52:</b> Evoluzione degli spostamenti verticali per ogni allineamento della facciata ovest (interpolazione quadratica descritta dalle linee tratteggiate). ....	63
<b>Figura 53:</b> Evoluzione degli spostamenti verticali per ogni allineamento della facciata est (interpolazione quadratica descritta dalle linee tratteggiate). ....	63
<b>Figura 54:</b> Deformate delle mire ottiche presenti nelle facciate est ed ovest. ....	65
<b>Figura 55:</b> Deformate delle mire ottiche rispetto alle rilevazioni del 07/09/2012. ....	66
<b>Figura 56:</b> Rilievo delle fessure nella facciata lato via Frattini eseguito in data 30/01/2014. ....	67
<b>Figura 57:</b> Rilievo delle fessure nella facciata lato cortile eseguito in data 30/01/2014. ....	67
<b>Figura 58:</b> Stato fessurativo odierno della facciata lato via Frattini. ....	68
<b>Figura 59:</b> Stato fessurativo odierno della facciata lato cortile. ....	68
<b>Figura 60:</b> Pianta piano rialzato con ubicazione fessurimetri. ....	70
<b>Figura 61:</b> Pianta piano primo con ubicazione fessurimetri. ....	70
<b>Figura 62:</b> Pianta piano secondo con ubicazione fessurimetri. ....	71
<b>Figura 63:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P2. ....	72
<b>Figura 64:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P3 e P4. ....	72
<b>Figura 65:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P6. ....	73
<b>Figura 66:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P6 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014. ....	73
<b>Figura 67:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P2 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014. ....	74
<b>Figura 68:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P3 e P4 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2015-2016. ....	74
<b>Figura 69:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P7. ....	75
<b>Figura 70:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P1. ....	75
<b>Figura 71:</b> Interpolazione degli spostamenti accumulati dalle fessure. ....	77
<b>Figura 72:</b> Schematizzazione delle fondazioni. ....	82
<b>Figura 73:</b> Modello 3D con sezioni semplificate. ....	84
<b>Figura 74:</b> Modello 3D con sezioni estruse. ....	84
<b>Figura 75:</b> Valori di $K_s$ in $\text{kN/m}^3$ stimati tramite procedimento iterativo. ....	87
<b>Figura 76:</b> Vista tridimensionale della struttura (facciata lato via Frattini): configurazione iniziale (sinistra) e configurazione deformata (destra). ....	89
<b>Figura 77:</b> Campo di spostamenti verticali esibiti dalla struttura. ....	89
<b>Figura 78:</b> Fotografia della disposizione della fessura P1. ....	91

<b>Figura 79:</b> Spostamenti totali del telaio nel piano x-z contenente la fessura P1. ....	91
<b>Figura 80:</b> Campo di spostamenti totali del telaio nel piano x-z contenente la fessura P5 e disposizione reale. ....	92
<b>Figura 81:</b> Confronto tra disposizione reale della fessura P7 e localizzazione nel modello.....	93
<b>Figura 82:</b> Confronto tra disposizione reale della fessura P9 e localizzazione nel modello.....	94
<b>Figura 83:</b> Diagramma di momento flettente dell'intera struttura.....	95
<b>Figura 84:</b> Diagramma di momento flettente per le travi di fondazione. ....	96
<b>Figura 85:</b> Disposizione delle armature nella trave di fondazione analizzata. ....	96
<b>Figura 86:</b> Verifica travata T02. ....	97
<b>Figura 87:</b> Verifica travata più sollecitata con indicazione dei momenti resistenti in kNm [24]....	98
<b>Figura 88:</b> Ubicazione dei plinti del Blocco A al di sotto del graticcio della manica di collegamento. ....	98
<b>Figura 89:</b> Applicazione degli appoggi alle travi rovesce al di sopra della fondazione del Blocco A. ....	99
<b>Figura 90:</b> Diagramma di momento flettente delle travi di fondazione in seguito all'applicazione degli appoggi, amplificato di un fattore pari a 5. ....	99
<b>Figura 91:</b> Dominio esterno del modello.....	101
<b>Figura 92:</b> Discretizzazione del modello incrementando la densità degli elementi finiti nell'area di interesse. ....	102
<b>Figura 93:</b> Definizione delle condizioni al contorno. ....	103
<b>Figura 94:</b> Carico uniformemente distribuito applicato nello Stage 4. ....	105
<b>Figura 95:</b> Applicazione dei carichi in kPa agenti sull'area di base dei pilastri e sulla piastra del vano ascensore. ....	106
<b>Figura 96:</b> Evoluzione del modello nei vari stage computazionali. ....	107
<b>Figura 97:</b> Spostamenti verticali nello Stage 5. ....	108
<b>Figura 98:</b> Spostamenti totali nello Stage 5.....	108
<b>Figura 99:</b> Disposizione delle query line e posizione delle verticali di riferimento del monitoraggio topografico. ....	109
<b>Figura 100:</b> Spostamenti verticali al variare della distanza in corrispondenza della Query line 1 forniti dal software RS3. ....	110
<b>Figura 101:</b> Confronto tra gli spostamenti verticali misurati per gli allineamenti della facciata lato via Frattini e gli spostamenti forniti dal modello numerico. ....	110
<b>Figura 102:</b> Spostamenti verticali al variare della distanza in corrispondenza della Query line 2.....	111
<b>Figura 103:</b> Confronto tra gli spostamenti verticali misurati per gli allineamenti della facciata lato cortile e gli spostamenti forniti dal modello numerico. ....	112
<b>Figura 104:</b> Inserimento dei plinti di fondazione del Blocco A e del terreno di riempimento a contatto con il Blocco B. ....	113
<b>Figura 105:</b> Dettaglio della sezione verticale in corrispondenza dei plinti di fondazione.....	114
<b>Figura 106:</b> Spostamenti verticali nello Stage 5. ....	114
<b>Figura 107:</b> Spostamenti verticali al variare della distanza progressiva in corrispondenza della Query line 1. ....	115
<b>Figura 108:</b> Confronto tra gli spostamenti verticali delle mire ottiche e gli spostamenti forniti dal modello numerico (lato via Frattini). ....	116
<b>Figura 109:</b> Spostamenti verticali al variare della distanza progressiva in corrispondenza della Query line 2. ....	117
<b>Figura 110:</b> Confronto tra gli spostamenti verticali delle mire ottiche e gli spostamenti forniti dal modello numerico (lato cortile). ....	117

<b>Figura 111:</b> Configurazioni deformate individuate dalle mire ottiche 217, 218 e 219 per ogni campagna di misura. ....	118
<b>Figura 112:</b> Configurazioni deformate individuate dalle Verticali di riferimento per ogni campagna di misura. ....	119
<b>Figura 113:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P5. ....	134
<b>Figura 114:</b> Valori di spostamento e temperatura rilevati dal sensore P9. ....	134
<b>Figura 115:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P1 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014. ....	135
<b>Figura 116:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P5 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014. ....	135
<b>Figura 117:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P7 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014. ....	136
<b>Figura 118:</b> Spostamenti accumulati dalla fessura P9 al termine di ogni ciclo stagionale valutati rispetto ai valori massimi e minimi dell'arco temporale 2013-2014. ....	136

## Tabelle

---

<b>Tabella 1:</b> Rigidezze iniziali. ....	36
<b>Tabella 2:</b> Carico limite delle sezioni indagate calcolato attraverso la formula di Brinch-Hansen (1961). ....	37
<b>Tabella 3:</b> Carichi unitari applicati alla fondazione. ....	38
<b>Tabella 4:</b> Profilo stratigrafico rinvenuto tramite il sondaggio [23]. ....	47
<b>Tabella 5:</b> Parametri di resistenza e deformabilità [23]. ....	48
<b>Tabella 6:</b> Stima della densità relativa secondo Skempton (1986). ....	49
<b>Tabella 7:</b> Stima dell'angolo di resistenza al taglio tramite formulazioni empiriche. ....	50
<b>Tabella 8:</b> Stima del modulo elastico. ....	50
<b>Tabella 9:</b> Stratigrafia risultante dal sondaggio A. ....	53
<b>Tabella 10:</b> Stratigrafia risultante dal sondaggio B. ....	54
<b>Tabella 11:</b> Stratigrafia risultante dal pozzo di assaggio. ....	54
<b>Tabella 12:</b> Stratigrafie semplificate. ....	55
<b>Tabella 13:</b> Modello semplificato del sottosuolo. ....	56
<b>Tabella 14:</b> Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata ovest rilevati con Leica 1205. ....	59
<b>Tabella 15:</b> Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata ovest rilevati con Leica 1800 (in giallo cedimenti di maggiore entità). ....	59
<b>Tabella 16:</b> Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata est rilevati con Leica 1205. ....	60
<b>Tabella 17:</b> Spostamenti verticali delle mire ottiche di riferimento appartenenti alla facciata est rilevati con Leica 1800 (in giallo cedimenti di maggiore entità). ....	61
<b>Tabella 18:</b> Mire ottiche che compongono ciascun allineamento nella facciata ovest. ....	62
<b>Tabella 19:</b> Mire ottiche che compongono ciascun allineamento nella facciata est. ....	62
<b>Tabella 20:</b> Quota di installazione degli strumenti. ....	69
<b>Tabella 21:</b> Confronto tra i valori di apertura delle fessure all'inizio della campagna di monitoraggio e valori rilevati in data 29/09/2019. ....	76
<b>Tabella 22:</b> Confronto tra gli spostamenti verticali degli allineamenti della facciata lato cortile ..	78

<b>Tabella 23:</b> Confronto tra gli spostamenti verticali degli allineamenti della facciata lato via Frattini. ....	78
<b>Tabella 24:</b> Carichi da peso proprio e permanenti. ....	85
<b>Tabella 25:</b> Spostamenti lungo le verticali della facciata lato via Frattini. ....	86
<b>Tabella 26:</b> Spostamenti lungo le verticali della facciata lato cortile. ....	86
<b>Tabella 27:</b> Modulo di reazione verticale del terreno nel modello di Winkler al variare della tipologia di terreno [26]. ....	88
<b>Tabella 28:</b> Spostamenti dei nodi della parete contenente la fessura P1. ....	92
<b>Tabella 29:</b> Comparazione valori di apertura della fessura P5. ....	93
<b>Tabella 30:</b> Comparazione dei valori di apertura della fessura P7. ....	93
<b>Tabella 31:</b> Comparazione dei valori di apertura della fessura P9. ....	95
<b>Tabella 32:</b> Stratificazione del sottosuolo. ....	101
<b>Tabella 33:</b> Parametri del terreno. ....	103
<b>Tabella 34:</b> Caratteristiche del calcestruzzo C25/30. ....	104
<b>Tabella 35:</b> Sollecitazioni alla base dei pilastri forniti da SAP2000. ....	106
<b>Tabella 36:</b> Coordinate delle verticali di riferimento lungo gli assi $x_1$ e $x_2$ . ....	109
<b>Tabella 37:</b> Comparazione tra gli spostamenti verticali per gli allineamenti della facciata lato via Frattini e i corrispondenti valori forniti da RS3. ....	111
<b>Tabella 38:</b> Comparazione tra gli spostamenti verticali medi per gli allineamenti della facciata lato cortile e i corrispondenti valori forniti da RS3. ....	112
<b>Tabella 39:</b> Parametri di resistenza e deformabilità del materiale utilizzato per il riempimento dello spazio derivante dalla demolizione della scala. ....	113
<b>Tabella 40:</b> Comparazione tra gli spostamenti verticali medi per gli allineamenti della facciata lato via Frattini e i corrispondenti valori forniti da RS3. ....	116
<b>Tabella 41:</b> Comparazione tra gli spostamenti verticali per gli allineamenti della facciata lato cortile e i corrispondenti valori forniti da RS3. ....	118
<b>Tabella 42:</b> Cedimento scontato nel periodo 2010-2018 per le mire di facciata ovest. ....	119
<b>Tabella 43:</b> Cedimento scontato nel periodo 2010-2018 per le mire di facciata lato est. ....	120
<b>Tabella 44:</b> Confronto tra i valori di distorsione individuati dai vari autori con il valore del caso in esame. ....	121
<b>Tabella 45:</b> Confronto tra le distorsioni locali ricavate dai dati di monitoraggio e dagli spostamenti forniti da RS3 per la facciata lato cortile. ....	121
<b>Tabella 46:</b> Confronto tra le distorsioni locali ricavate dai dati di monitoraggio e dagli spostamenti forniti da RS3 per la facciata lato via Frattini. ....	122
<b>Tabella 47:</b> Rilevazioni tramite stazione totale Leica 1205 delle mire della facciata lato cortile. ....	129
<b>Tabella 48:</b> Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato cortile nel periodo 2012-2014. ....	130
<b>Tabella 49:</b> Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato cortile nel periodo 2015-2016. ....	130
<b>Tabella 50:</b> Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato cortile nel periodo 2016-2018. ....	131
<b>Tabella 51:</b> Rilevazioni mediante Leica 1205 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2010-2012. ....	131
<b>Tabella 52:</b> Rilevazioni mediante Leica 1205 delle mire della facciata via Frattini nel giorno 07/09/2012. ....	132
<b>Tabella 53:</b> Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2012-2014. ....	132

<b>Tabella 54:</b> Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2015-2016. ....	133
<b>Tabella 55:</b> Rilevazioni mediante Leica 1800 delle mire della facciata lato via Frattini nel periodo 2016-2018. ....	133