

**CONVENZIONE TRA L'UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE E IL COMUNE DI PIORACO (MC) PER LA "RICERCA RELATIVA ALLO STUDIO DELLA PERIMETRAZIONE DEL QUARTIERE "MADONNETTA" SITO NEL COMUNE DI PIORACO APPROVATA CON DECRETO DEL VICE COMMISSARIO PER GLI INTERVENTI DI RICOSTRUZIONE POST SISMA 2016 N.40 DEL 09.07.2018 AI SENSI DELLE ORDINANZE COMMISSARIALI NN. 25/2017, 39/2017 E 46/2018"**

OGGETTO: Relazione inerente alla ricerca scientifica relativa avente ad oggetto lo studio della perimetrazione del quartiere "Madonnetta" sito nel comune di Pioraco (MC)"

DATA: **Maggio 2021**

RESPONSABILE DELLA RICERCA: Prof. Ing. Stefano Lenci *Stefano Lenci*

COLLABORATORI:

Prof. Ing. Francesco Clementi

Prof.ssa Ing. Evelina Fratolocchi (responsabile per la parte geotecnica)

Ing. Mirko Felici (per la parte geotecnica)

Ing. Valentina Gazzani

Ing. Marina Poiani





<b>CAPITOLO 1</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE</b>	<b>7</b>
<b>1</b>	<b>Quartiere residenziale “MADONNETTA” (PIORACO)</b>	<b>7</b>
1.1	Caratteri generali	7
1.2	Sismicità storica del sito	20
1.3	Aspetti geologici e geotecnici	25
1.3.1	Caratteristiche del terreno	26
<b>CAPITOLO 2</b>	<b>STUDIO DELLE TIPOLOGIE EDILIZIE ESISTENTI</b>	<b>31</b>
<b>2</b>	<b>Premessa</b>	<b>31</b>
2.1.1	Tipologie strutturali esistenti in elevazione	31
2.1.2	Tipologia della muratura	34
2.1.3	Tipologie strutturali esistenti in fondazione	36
2.1.4	Interventi pregressi di consolidamento delle fondazioni	37
2.1.4.1	Consolidamento degli edifici in muratura	38
2.1.4.2	Consolidamento degli edifici in calcestruzzo armato	41
<b>CAPITOLO 3</b>	<b>DIAGNOSI DEL DEGRADO</b>	<b>43</b>
<b>3</b>	<b>Premessa</b>	<b>43</b>
3.1	Degrado di tipo fisico derivante dalla cristallizzazione di sali solubili e dovuto a reazioni chimiche con sostanze veicolate dall’acqua	45
3.2	Tipologie di degrado rilevate	48
<b>CAPITOLO 4</b>	<b>DIAGNOSI DEI DISSESTI</b>	<b>67</b>
<b>4</b>	<b>Premessa</b>	<b>67</b>
4.1	Diagnosi dei dissesti di murature soggette a cedimento fondale	69
4.1.1	Dissesti di traslazione verticale	73
4.1.2	Dissesti di traslazione orizzontale	75
4.1.3	Dissesti di traslazione inclinata	76
4.1.4	Rotazioni	77
4.2	Dissesti misti e manifestazioni di faticenza muraria	78
4.2.1	Schiacciamento	79



4.2.2	Manifestazioni alternative di faticenza: variazioni termiche e igrometriche	80
4.2.3	Influenza della qualità muraria	81
<b>4.3</b>	<b>Diagnosi dei dissesti di strutture in c.a. soggette a cedimento fondale</b>	<b>82</b>
4.3.1	Traslazione verticale	82
4.3.2	Rotazione	82
<b>4.4</b>	<b>Lesioni e dissesti rilevati</b>	<b>83</b>
<b>CAPITOLO 5 STIMA DEI CEDIMENTI</b>		<b>103</b>
<b>5</b>	<b>Premessa</b>	<b>103</b>
<b>5.1</b>	<b>Documentazione di riferimento</b>	<b>103</b>
<b>5.2</b>	<b>Quadro generale</b>	<b>105</b>
5.2.1	Idrogeologia, stratigrafia e caratteristiche dei terreni	105
5.2.2	Cedimenti e livelli piezometrici	110
<b>5.3</b>	<b>CAMPAGNA DI INDAGINI 2021</b>	<b>113</b>
<b>5.4</b>	<b>ANALISI DEI RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE 2021</b>	<b>117</b>
5.4.1	Rilievi piezometrici	117
5.4.2	Prove di laboratorio	120
5.4.2.1	Prove di classificazione e caratterizzazione fisica	120
5.4.2.2	Prove edometriche	124
5.4.2.3	Prove triassiali	132
5.4.2.4	Prove CPTU	136
5.4.2.5	Prove di dissipazione	142
<b>5.5</b>	<b>ANALISI DELLO STATO DI CONSOLIDAZIONE DEL DEPOSITO ARGILLOSO</b>	<b>149</b>
5.5.1	Verticale S3(21)	149
5.5.2	Verticale S8(21)-CPTU.7	154
5.5.3	Verticale CPTU.1	155
<b>5.6</b>	<b>STIMA DEI CEDIMENTI</b>	<b>155</b>
5.6.1	Sezioni	155
5.6.2	Modellazione	157
5.6.3	Risultati	163
<b>5.7</b>	<b>Considerazioni conclusive</b>	<b>180</b>



<b>CAPITOLO 6</b>	<b>ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)</b>	<b>183</b>
<b>6</b>	<b>Introduzione</b>	<b>183</b>
6.1	Riferimenti normativi	185
6.2	Sezione di riferimento per le analisi	189
6.3	Codice di calcolo e tipologia di analisi eseguite	190
6.4	Modello geotecnico di riferimento	191
6.5	Curve di decadimento dei parametri dinamici	195
6.6	Definizione della mesh	197
6.7	Selezione delle storie temporali di input	198
6.8	Risultati	203
<b>CAPITOLO 7</b>	<b>Il progetto di nuovi edifici</b>	<b>208</b>
<b>7</b>	<b>Premessa</b>	<b>208</b>
7.1	Progettazione delle unità abitative	209
7.1.1	Descrizione delle strutture in elevazione di due (quattro unità immobiliari) e tre piani (sei unità immobiliari)	210
7.1.2	Descrizione delle strutture di fondazione	212
7.1.3	Proprietà dei materiali	226
7.1.4	Azioni sulle costruzioni	226
7.1.4.1	Analisi dei carichi	230
7.1.4.2	Determinazione dell'azione sismica	232
7.1.4.3	Determinazione dell'azione del vento	234
7.1.4.4	Determinazione dell'azione della neve	235
7.1.5	Modelli analizzati	235
7.1.6	Costante di Winkler	244
7.1.7	Progettazione e metodi di analisi	246
7.2	Effetto del cedimento fondale sulle tipologie strutturali	247
7.2.1	Edificio con Platea di Fondazione	251
7.2.1.1	Edificio a due piani	251
7.2.1.2	Edificio a tre piani	258

Università Politecnica delle Marche



**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

7.2.2	Edificio con Trave rovescia	265
7.2.2.1	Edificio a due piani	265
7.2.2.2	Edificio a tre piani	272
7.2.3	Riepilogo	279
<b>CAPITOLO 8 CONCLUSIONI</b>		<b>281</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>		<b>285</b>

# CAPITOLO 1 INQUADRAMENTO GENERALE

## 1 Quartiere residenziale “MADONNETTA” (PIORACO)

### 1.1 Caratteri generali

Il quartiere “Madonnetta” (Figura 1.1) è situato nella zona nord-ovest del comune di Pioraco ed è individuato dal PRG come zona residenziale di completamento B1 (Figura 1.2) con vincoli derivanti dalla presenza del fiume Potenza in prossimità del centro abitato (Figure 1.3 – 1.4).





Figura 1.1: Inquadramento territoriale quartiere residenziale “Madonna” (Pioraco).

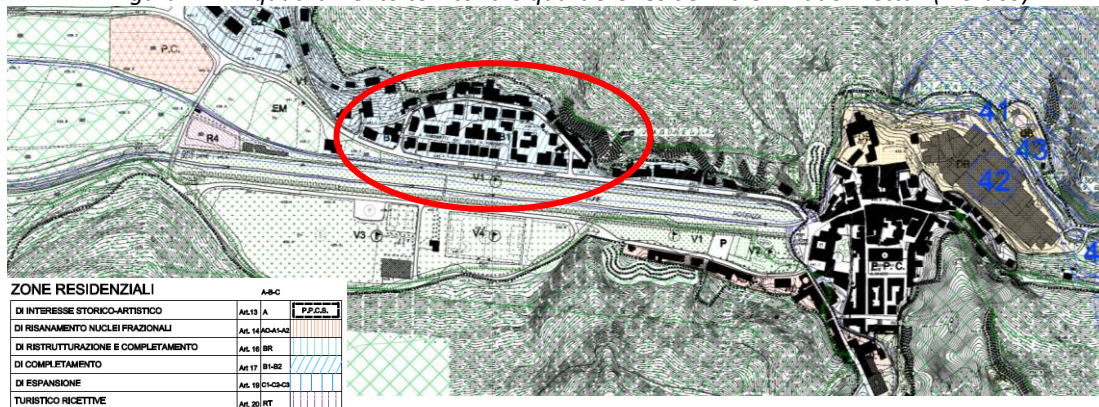


Figura 1.2: P.R.G. Comune di Pioraco: Assetto del territorio comunale.

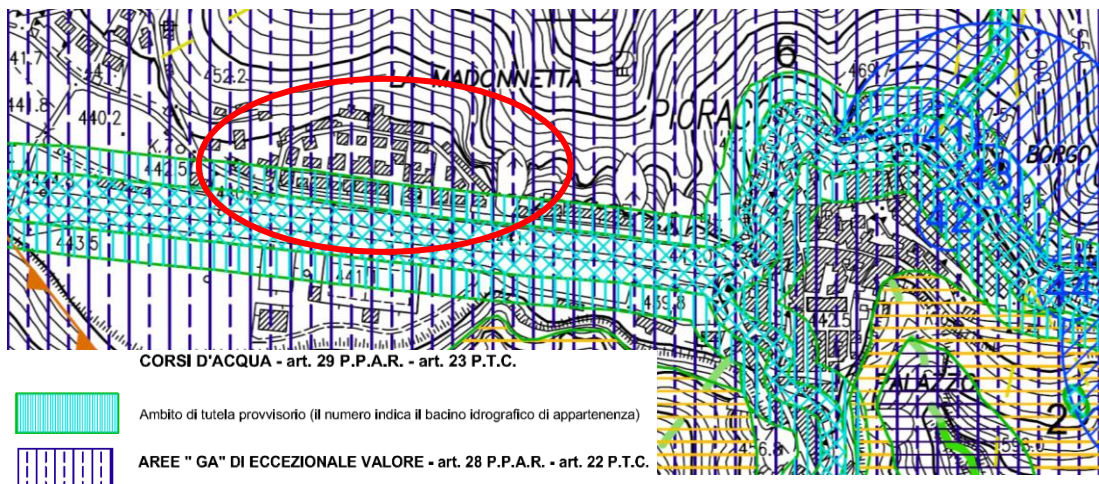


Figura 1.3: Variante generale al P.R.G. – Trasposizione passiva dei vincoli del P.P.A.R.: sottosistema Geologico - Geomorfologico.

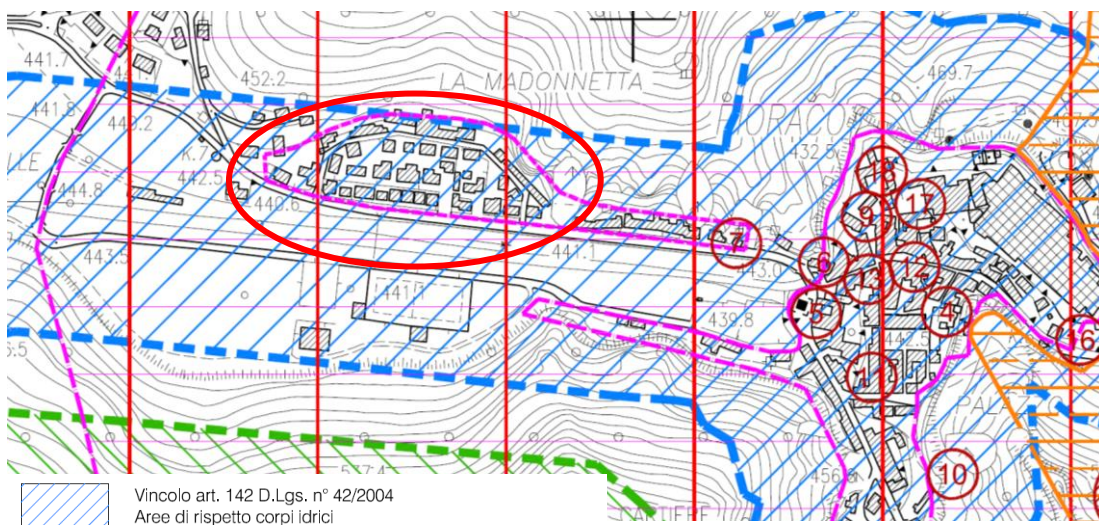






Figura 1.4: Variante generale al P.R.G. – Assetto del territorio comunale: vincoli paesistico - ambientali.

In prima analisi, il quartiere si compone principalmente di edifici isolati in muratura di pianta rettangolare ed intonacati composti da almeno due/tre livelli.

L'area urbanizzata è classificabile come un quartiere popolare residenziale, essa è stata costruita principalmente negli anni '60, grazie a Piani di Edilizia Economica Popolare (PEEP), ed ampliata negli anni '70. I fabbricati oggetto di valutazione sono fondati principalmente su terreni di depositi fluvio-lacustri (di spessore che può superare i 50 - 60 m) del fiume Potenza e composti in prevalenza da limi argillosi con caratteristiche meccaniche molto scadenti attualmente ancora "sottoconsolidati". Il substrato è invece costituito da Calcere massiccio e Corniola (Figura 1.5).

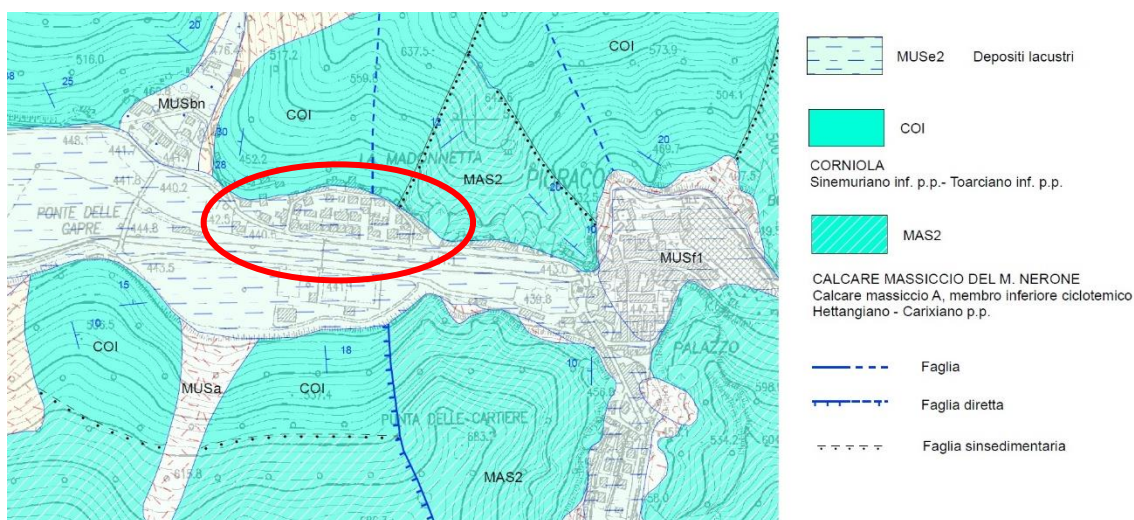


Figura 1.5: Stralcio Carta Geologica Regionale - Pioraco - Sezione 312040.

La morfologia del territorio è stata variata nel corso dei secoli dall'erosione del fiume Potenza e del Torrente Scarsito e due laghi dalle forme strette e allungate, derivanti dallo sbarramento dei due corsi d'acqua, occupavano le valli. A seguito delle frequenti alluvioni, delle quali si ha riscontro dal 1594 (ripetutesi anche in tempi più recenti, seppur in forma più limitata, come testimoniato da foto d'epoca), i laghi hanno subito un graduale interrimento fino alla loro scomparsa risalente al 1600.



DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

Di seguito si riportano alcune elaborazioni estratte dalla “Microzonazione sismica di Livello 3 del Comune di Pioraco” datata al mese di Dicembre 2017 relative alla composizione del suolo e alla formazione di esso (Figure 1.6 – 1.7) e delle viste fotografiche precedenti e successive alla costruzione del quartiere “Madonna” di Pioraco (Figura 1.8).

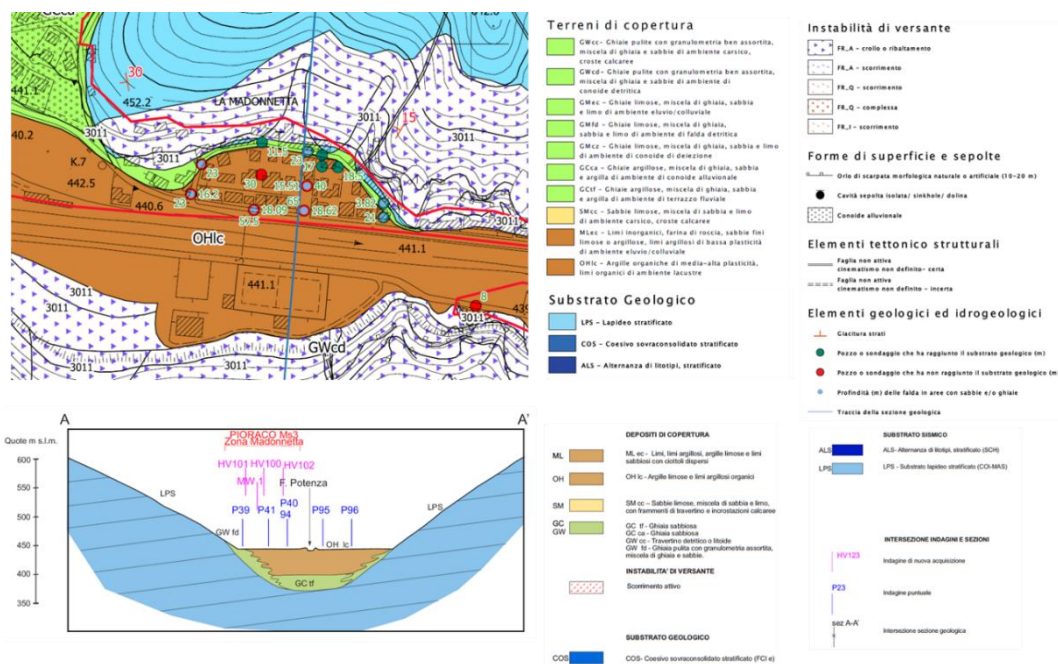


Figura 1.6: Stralcio della carta geologico-tecnica e sezione geologica (zona “Madonna”).



DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

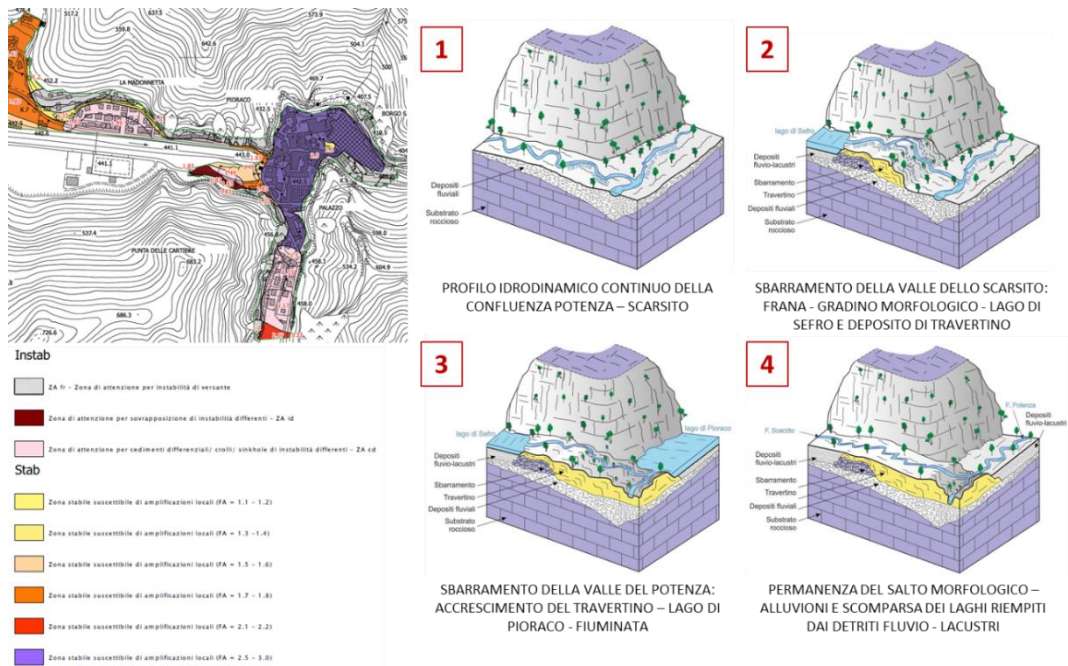


Figura 1.7: Carta di microzonazione sismica e formazione dell'attuale assetto geomorfologico.

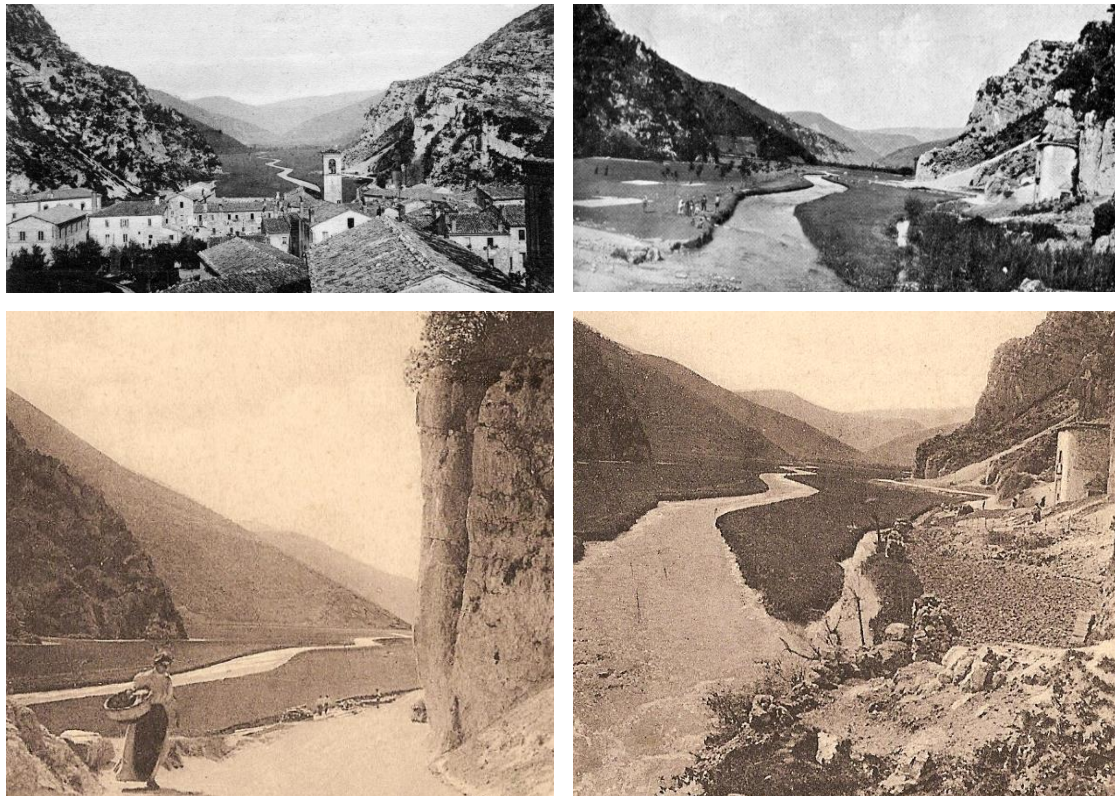




Figura 1.8: Foto d'epoca antecedenti agli Anni '60

Dati di sottosuolo (sondaggi geognostici, indagini geofisiche) e l'esecuzione di sezioni geologiche (derivanti dallo studio di MS di livello 3) hanno permesso di accertare che le valli a V del torrente Scarsito e del fiume Potenza sono riempite di 70-80 m di detriti e depositi fluvio-lacustri. Prima che i sedimenti colmassero le due valli, queste avevano una morfologia stretta e profonda, con versanti ripidi o talora verticali. In queste condizioni, in analogia a quanto avviene attualmente sulle pareti rocciose a ridosso dell'abitato di Pioraco, plausibilmente in passato si verificarono crolli di masse rocciose anche di notevoli dimensioni, soprattutto in occasione di forti terremoti. Attualmente tra il torrente Scarsito ed il fiume Potenza alla confluenza vi è un dislivello di circa 20 m. È stato anche effettuato un rilievo delle coperture tramite drone con fotocamera (Figura 1.9 in basso) al fine di acquisire ulteriori informazioni riguardanti gli edifici ricadenti nell'area in oggetto.



*Figura 1.9: Viste della configurazione attuale del quartiere “Madonnetta” e rilievo tramite drone.* Tale quartiere è perciò interessato da cedimenti differenziali riscontrabili nei fabbricati con evidenti fuori piombo presenti in modo particolare nella parte centrale della zona (gli edifici disposti ai bordi del quartiere sono fondati su calcare massiccio e non mostrano abbassamenti).

Per questo motivo, a partire dagli eventi sismici Marche-Umbria del 1997 fino ai giorni nostri, sono stati condotti diversi studi di carattere geotecnico sull’area: un riassunto di tali analisi è riportato nella relazione tecnico illustrativa “MANUTENZIONE QUARTIERE IN LOC. “LA MADONNETTA” IN COMUNE DI PIORACO VALUTAZIONE NESSO CAUSALITÀ DANNO/SISMA AGOSTO-OTTOBRE 2016” redatta dallo studio tecnico associato geologia-ingegneria “geoequipe”.

Si riporta una breve descrizione dei principali interventi riguardanti l’area di interesse. La perimetrazione racchiude una zona caratterizzata da fenomeni di instabilità dei terreni in condizioni dinamiche e fenomeni di subsidenza di fondazione di fabbricati ed infrastrutture. Ciò è stato appurato a seguito di numerosi monitoraggi in proposito.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Prima tra tutti, dal 1998 al 2002 è stata eseguita un'intensiva attività di monitoraggio topografico e geotecnico dell'intero quartiere a seguito di un aggravamento dei dissesti successivamente al sisma Marche - Umbria del 1997: si era difatti verificata un'accelerazione dei cedimenti primari nei terreni di fondazione connessa con l'abbassamento del livello minimo della falda idrica sotterranea. In tale occasione sono stati effettuati: il rilievo degli edifici, delle livellazioni topografiche di alta precisione, una campagna geognostica, delle misure piezometriche e misure inclinometriche e assestometriche). Nel biennio 2000 – 2001 sono stati compiuti dei lavori di regimazione idraulica tra cui il rifacimento delle reti acquedottistica e fognaria. Successivamente, nel 2003, è stato condotto uno studio di fattibilità con la proposta di tre tipologie di intervento sulla base della diagnosi dei dissesti e tra il 2003 e il 2006 sono state eseguite ulteriori indagini geognostiche con l'integrazione della rete di monitoraggio, la realizzazione di un pozzo disperdente di prova e alcune prove di immissione per innalzare i livelli di falda.

Al fine di ridurre l'entità dei cedimenti del terreno in atto, a partire dal 2008 - 2009 nell'area è stato realizzato un sistema di alimentazione artificiale a gravità della falda idrica sotterranea per mantenerla ai suoi massimi livelli: il funzionamento seguiva il principio dei vasi comunicanti ed era costituito da un'opera di presa in corrispondenza del canale artificiale, una condotta idrica ed un pozzo di immissione. Negli anni successivi si è verificata un'attenuazione dei cedimenti e nel 2012 sono state sospese le misure piezometriche sulla rete di monitoraggio. A seguito di un aggravamento dei dissesti successivamente agli eventi sismici del Centro Italia del 2016-2017, tra i mesi di settembre 2016 e febbraio 2017 sono state eseguite nuove campagne di livellazione topografica e di misura piezometrica (Figura 1.10), oltre alla perimetrazione di parte del quartiere "Madonnetta" individuato come nucleo di particolare interesse risultando fortemente colpito dagli eventi sismici ragionevolmente per fenomeni amplificativi dovuti al terreno. Attualmente il sistema di alimentazione artificiale della falda non è più in funzione dal mese di Marzo 2019 e in sede di sopralluogo si è rilevato anche un

Università Politecnica delle Marche



---

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

abbassamento della sede stradale in prossimità della cabina di controllo e della camera di manovra delle pompe (Figura 1.11).

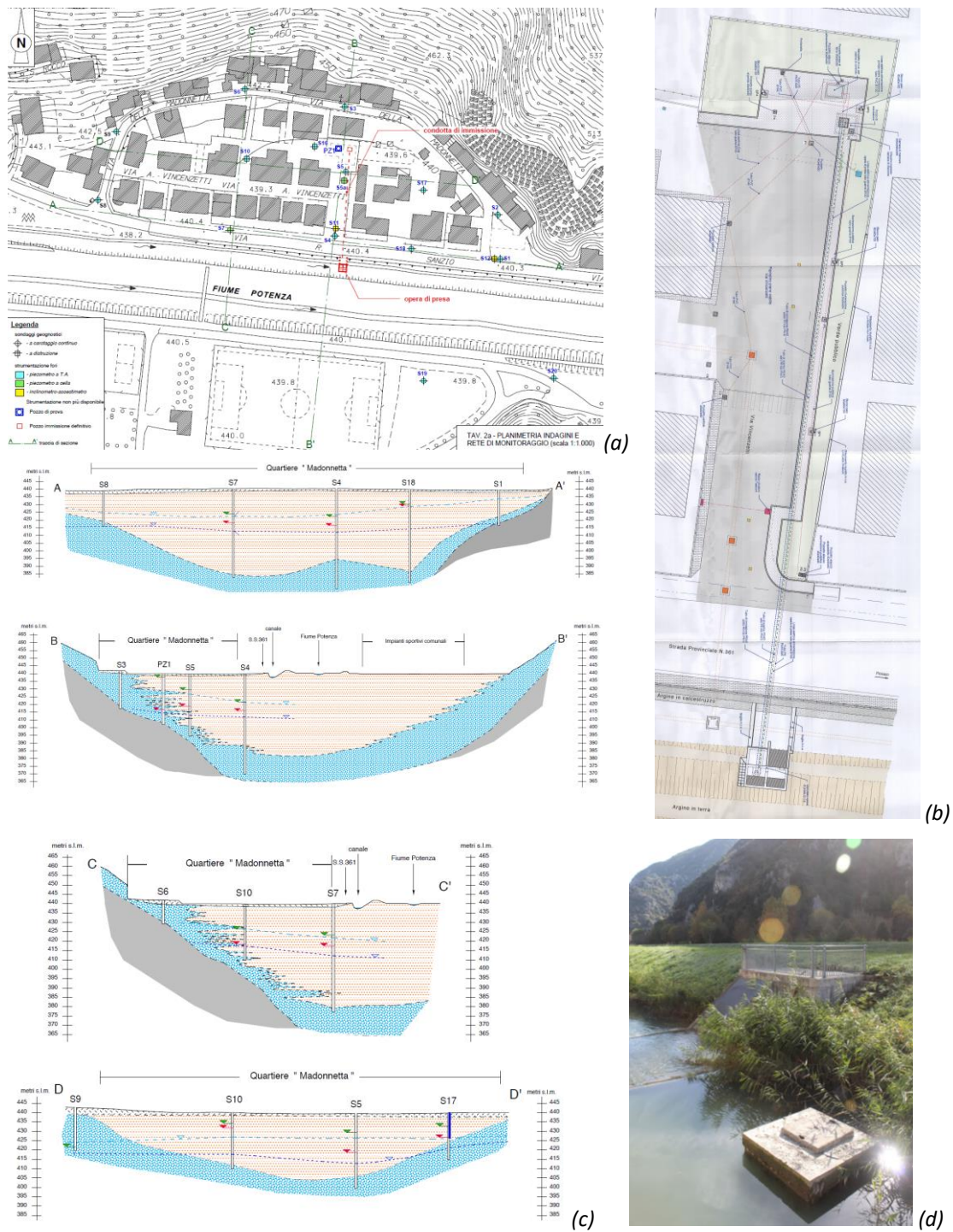


Figura 1.10: Planimetria indagini e rete di monitoraggio (a), sistema di alimentazione artificiale della falda (b), sezioni stratigrafiche (c) e opera di presa (d).





*Figura 1.11: Manufatti del sistema di alimentazione della falda e abbassamento della sede stradale.*

In Figura 1.12 si evidenzia la perimetrazione del quartiere in rosso con riportati i punti di vista fotografici nelle vie principali del quartiere e in Figura 1.13 le corrispondenti viste fotografiche.



Figura 1.12: Punti di vista fotografici con indicazione della perimetrazione indicata come zona rossa.





**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**



5



6



7



8



9



10



11



12



Figura 1.13: Rilievo fotografico del quartiere "Madonna" (Pioraco).

## 1.2 Sismicità storica del sito

Il Comune di Pioraco si sviluppa interamente nell'Appennino umbro-marchigiano, in parte nella dorsale marchigiana interna ed in parte nella depressione intrappenninica, confinando con i Comuni di Fiuminata (MC), Sefro (MC), Camerino (MC) e Castelraimondo (MC).

L'abitato di Pioraco sorge in una stretta morfologica alla confluenza del Torrente Scarsito e del Fiume Potenza, originando un gradino morfologico che separa la parte superiore,



a fondo pianeggiante, da un tratto stretto e acclive scavato entro le compatte rocce calcaree.

Il territorio di Pioraco rientra nella zona 918, al confine con la più occidentale zona 919 (Figura 1.14) della zonazione sismogenetica ZS9 proposta dal Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (OPCM n.3274 del 20.03.2003 – INGV a cura di C. Meletti e G. Valensise, 2004). Tale zona 918, piuttosto vasta, è caratterizzata da un elevato numero di terremoti molti dei quali con magnitudo maggiore o uguale a 4.2 e la zona 919 confinante è contraddistinta da un elevato numero di terremoti con magnitudo maggiore o uguale a 5.

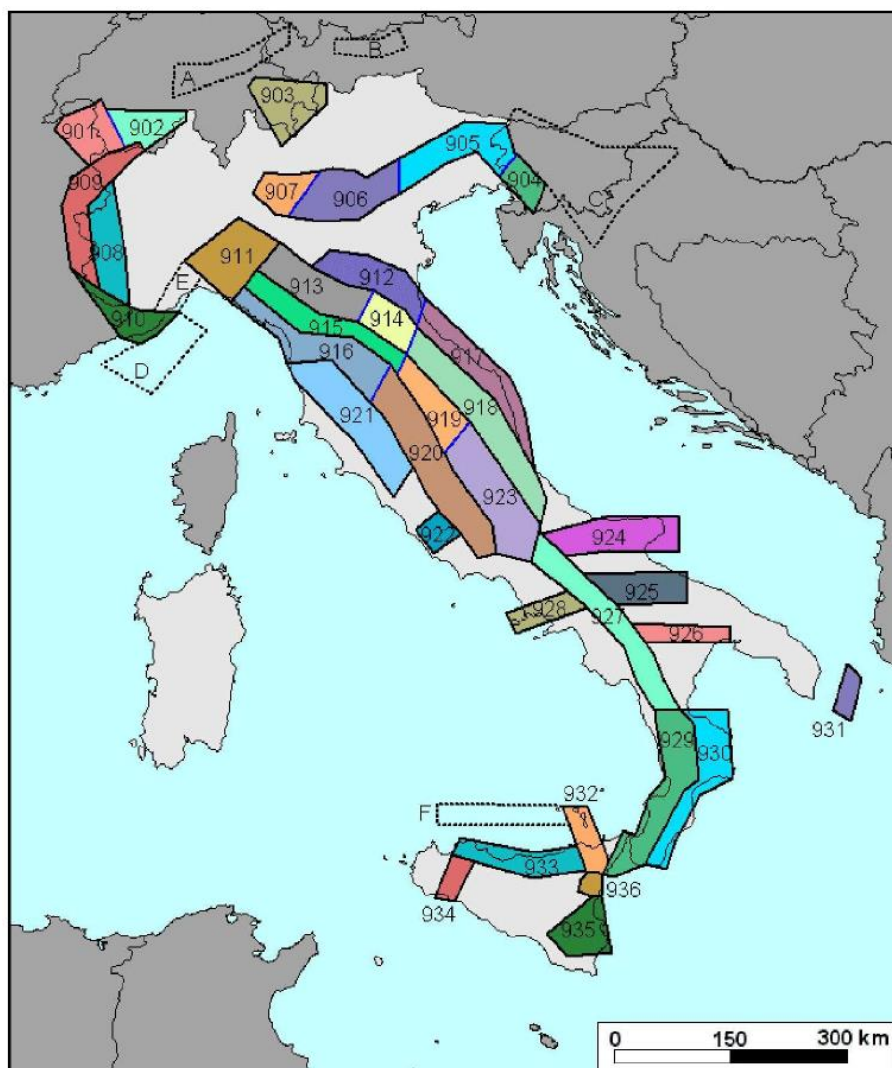
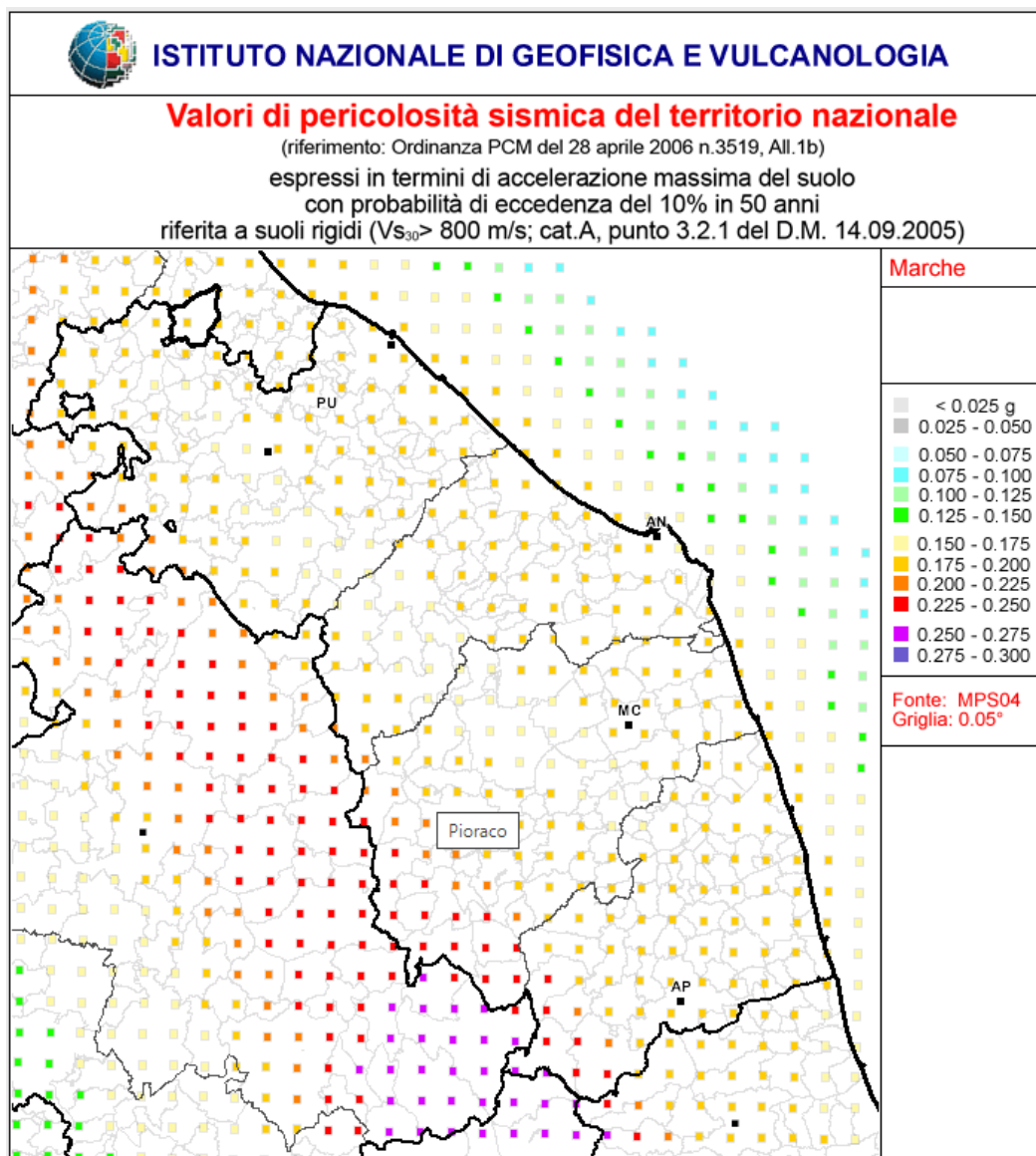




Figura 1.14: Zona sismogenetica ZS9

La massima intensità sismica osservata nell'area umbro-marchigiana è pari al X grado della scala Mercalli e la massima magnitudo mai registrata espressa secondo la scala Richter è circa 6.5. Per di più, l'attività sismica è concentrata prevalentemente nella crosta terrestre a profondità inferiore a 15 Km.

L'intero territorio comunale di Pioraco è stato classificato come sismico a partire dal 1983 ed è stimata un'accelerazione massima del suolo (per suoli di tipo A) con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni per un periodo di ritorno di 475 anni compresa tra 0.175 - 0.225 g (Figura 1.15).



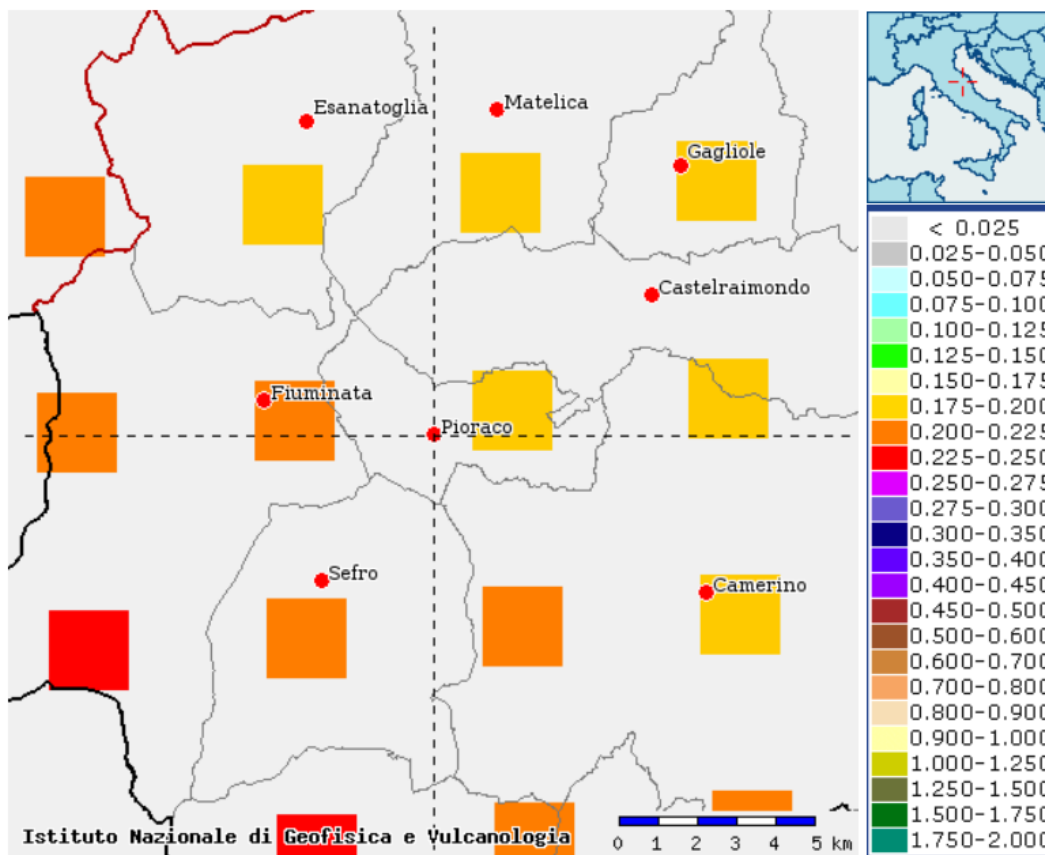


Figura 1.15: Mappa di Pericolosità Sismica della Regione Marche ed aree confinanti.

Dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPT15 (I.N.G.V.) è stato estratto l’elenco dei principali eventi sismici a cui è stato sottoposto il comune di Pioraco ed è riportato in Tabella 1.1 e Figura 1.16.

Intensità	Anno Mese Giorno Ora Minuti Secondi	Aerea epicentrale	NMDP	Io	Mw
6-7	1781 06 03	Cagliese	157	10	6.51
8	1799 07 28 22 05	Appennino marchigiano	70	9	6.18
7	1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5.85
5	1897 09 21	Marche settentrionali	44	7	5.4
2	1898 06 27 23 38	Reatino	186	8	5.5
4-5	1898 11 27 01	San Ginesio	35	5-6	4.39
F	1943 10 03 08 28 29.00	Ascolano	170	8	5.67
NF	1958 06 24 06 07	Aquilano	222	7	5.04

Università Politecnica delle Marche

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

NF	1964 08 02 10 40	Valnerina	25	6	4.53
3	1969 09 26 23 40 39.00	Teramano	97	5	4.39
5	1970 09 07 14 02 21.00	Appennino umbro-marchigiano	56	5	4.35
5	1971 02 11 18 49 21.00	Valle del Chiascio	71	6	4.61
5	1971 10 04 16 43 32.60	Valnerina	43	5-6	4.51
6	1979 09 19 21 35 37.00	Valnerina	694	8-9	5.83
5	1980 02 28 21 04 40.00	Valnerina	146	6	4.97
5	1982 10 17 10 56 47.00	Perugino	13	6-7	4.62
4	1982 10 18 02 45 10.00	Perugino	12	5-6	4.31
3	1982 10 19 01 22 54.00	Perugino	10	5	4.26
4-5	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5.62
3	1986 10 13 05 10 00.31	Monti Sibillini	322	5-6	4.46
4	1987 07 03 10 21 57.64	Costa Marchigiana	359	7	5.06
3	1989 12 22 06 48 13.91	Valle Umbra	114	5	4.44
4-5	1993 06 04 21 36 50.60	Valle del Topino	90	5-6	4.39
4-5	1993 06 05 19 16 17.02	Valle del Topino	326	6	4.72
4-5	1997 09 03 22 07 29.70	Appennino umbro-marchigiano	62	6	4.54
4	1997 09 07 23 28 05.79	Appennino umbro-marchigiano	57	5-6	4.19
2	1997 09 09 16 54 47.50	Appennino umbro-marchigiano	39	5-6	3.78
4	1997 09 10 06 46 50.78	Appennino umbro-marchigiano	47	5	3.85
6-7	1997 09 26 00 33 12.88	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
6	1997 09 26 09 40 26.60	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
6	1997 10 03 08 55 22.07	Appennino umbro-marchigiano	490		5.22
6-7	1997 10 06 23 24 53.29	Appennino umbro-marchigiano	437		5.47
5-6	1997 10 14 15 23 10.64	Valnerina	786		5.62
4-5	1997 10 23 08 58 43.96	Appennino umbro-marchigiano	56		3.86
4-5	1997 11 09 19 07 33.27	Valnerina	180		4.87
4	1998 02 07 00 59 44.54	Appennino umbro-marchigiano	62		4.41
5	1998 03 21 16 45 09.21	Appennino umbro-marchigiano	141	5	
5	1998 03 26 16 26 17.03	Appennino umbro-marchigiano	409		5.26
5	1998 04 05 15 52 21.01	Appennino umbro-marchigiano	395		4.78
3-4	1998 06 01 13 57 10.41	Appennino umbro-marchigiano	23		4.02
3	1998 06 02 23 11 23.00	Appennino umbro-marchigiano	83		4.25
3	1998 08 11 05 22 59.64	Appennino umbro-marchigiano	24		3.26





4-5	2000 06 22 12 16 35.58	Bacino di Gubbio	107	5	4.47
4-5	2000 08 11 04 33 48.84	Appennino umbro-marchigiano	21	4-5	3.58
4	2000 09 02 05 17 02.41	Appennino umbro-marchigiano	115	5	4.4
3-4	2000 10 24 07 52 23.70	Monti Sibillini	65	5	4.11
3-4	2001 04 16 08 51 53.56	Appennino umbro-marchigiano	31	4-5	3.57
NF	2005 04 12 00 31 51.61	Maceratese	131	4	3.74
2-3	2005 12 15 13 28 39.59	Val Nerina	350	5	4.14
3	2006 04 10 19 03 36.67	Maceratese	211	5	4.06
3-4	2006 10 21 07 04 10.01	Anconetano	287	5	4.21
6	2016 10 30 06 40 17.32	Valnerina	379		6.61

Tabella 1.1: Eventi sismici che hanno interessato il comune di Pioraco dal 1781 ad oggi.

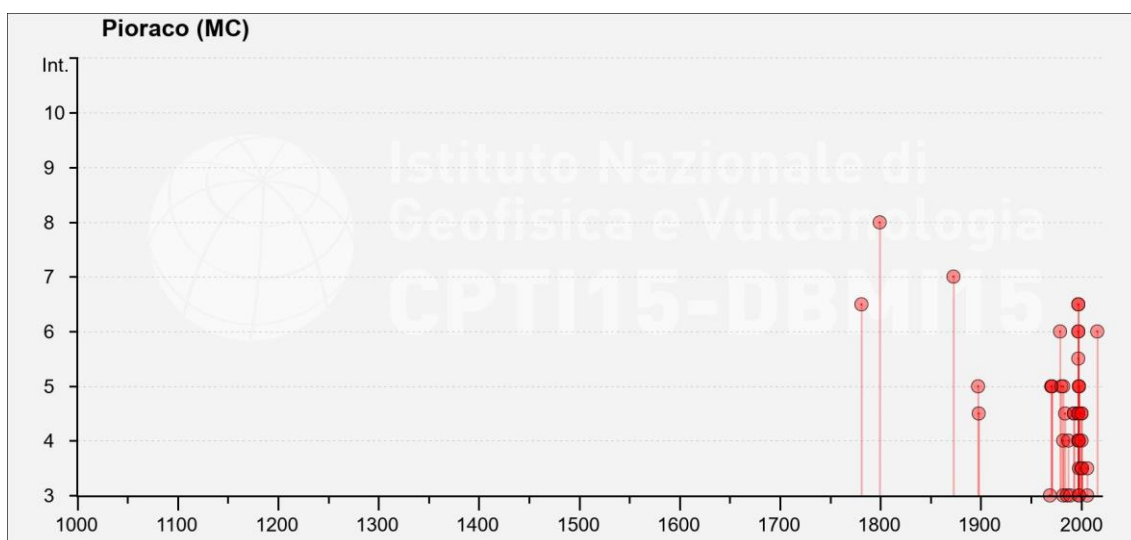


Figura 1.16: Eventi sismici che hanno interessato il comune di Pioraco dal 1781 al 2016.

La crisi sismica che ha interessato anche il comune di Pioraco a partire dal 24 agosto 2016 è stata attribuita all'attivazione dell'intero sistema di faglie del M. Vettore-M. Bove e a causa di essa tale territorio ha subito diversi danni con molte strutture inagibili.

### 1.3 Aspetti geologici e geotecnici

La caratterizzazione geologico-geotecnica del sottosuolo in relazione alle finalità da raggiungere per la progettazione di edifici è stata dedotta da relazioni conformi alla normativa sismica NTC 2008 e relativa Circolare applicativa.



Le relazioni a cui si fa riferimento sono le seguenti:

- Relazione geologica e consulenza geotecnica redatta dal Dott. Geologo Carlo Moriconi in data giugno 2017 redatta per il Progetto per ristrutturazione di un fabbricato danneggiato dagli eventi sismici del 24, 26 agosto e 30 ottobre 2016 (condominio viale Raffaello Sanzio n° 58, delegato Luca Gagliardi) e comprensiva di elaborato grafico allegato riguardante la modellazione geologica e geotecnica;
- Relazione illustrativa (e relativi allegati) nell'ambito dello Studio di Microzonazione Sismica di livello 3 del Comune di Pioraco, in esecuzione dell'Ordinanza del Commissario Straordinario n. 24 del 12/05/2017 e della Determina di Settore Tecnico n. 30 del 14/06/2017 realizzata da: ATP Geol. Silvia Paggi, Geol. Eugenio Pistolesi, Geol. Dimitri Mazza, Geol. Angelo Curatolo, Ing. Roberto Di Girolamo;
- Relazione tecnico – illustrativa a seguito del Monitoraggio quartiere in località "La Madonnetta" Comune di Pioraco: valutazione nesso di causalità danno/sisma agosto – ottobre 2016 a cura dello studio "Goequipe" risalente al mese di dicembre 2017.

Il territorio di Pioraco è stato anche oggetto (nell'anno 2015) dello studio di microzonazione sismica (MS) di livello 1, livello propedeutico ai veri e propri studi di MS e finalizzato all'individuazione di microzone omogenee in prospettiva sismica.

### **1.3.1 Caratteristiche del terreno**

Innanzitutto, è bene ribadire che lo sviluppo fisico e l'aspetto geomorfologico del territorio di Pioraco sono fortemente condizionati dai corsi d'acqua e dai mutamenti idrografici che hanno interessato nel corso dei secoli questo tratto dell'alta valle del Potenza. L'area in esame è attraversata anche da diversi corsi d'acqua secondari, caratterizzati da portate stagionali e irregolari, oltre dai due collettori idrici principali.

Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, i depositi riscontrati sono a prevalenza argillosa e quindi caratterizzati da una bassa permeabilità primaria in grado di determinare possibili ristagni idrici superficiali.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Dai dati idrogeologici generali acquisiti e dalla ricostruzione idrodinamica dell'area è stata individuata la presenza della falda idrica superficiale posta mediamente ad una quota di -2.50 m dal piano di campagna.

Nell'ambito della relazione geologica menzionata, al fine di ottenere un modello geologico del sottosuolo e una caratterizzazione geotecnica delle varie unità individuate sono state eseguite: un rilevamento geologico, un'indagine penetrometrica dinamica super-pesante DPSH, tre indagini penetrometriche statiche CPT e, infine, uno stendimento sismico MASW e uno stendimento sismico a rifrazione in modo da ricostruire un modello di sottosuolo basato sull'individuazione di orizzonti sismostratigrafici correlabili con le altre informazioni geologiche e stratigrafiche note e/o acquisite, oltre che per definire il comportamento del sottosuolo ai fini sismici. Dalle indagini condotte, è stato quindi possibile dedurre il quadro stratigrafico del sito progettuale: rimosso lo spessore di suolo riportato, l'abitato insiste sui depositi lacustri variamente consistenti prevalentemente argillosi, avente uno spessore massimo di 16.40 m (riscontrato con la prova penetrometrica statica CPT). Nonostante le prove penetrometriche si siano spinte a notevole profondità, fino -17.40 m dal p.c., il substrato litoide non è stato riscontrato.

L'analisi dei dati ottenuti attraverso la prospezione sismica MASW ha permesso di ottenere i profili verticali di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) nei primi metri del terreno. Tale procedura è stata utilizzata nel calcolo delle  $V_{s30}$ , secondo le indicazioni riportate nelle NTC-08 e successive modifiche ed integrazioni.

Lo studio di MS di livello 3 era finalizzato a "quantificare" la pericolosità sismica locale delle microzone, con riferimento alle aree stabili ed alle aree stabili suscettibili di amplificazione, e alla redazione delle Carte di microzonazione sismica di livello 3 alla scala 1:5000. In particolare, sono state effettuate indagini geologiche e geomorfologiche dell'area di interesse, con rilievi di dettaglio di campagna e con controllo e revisione della cartografia ufficiale esistente, al fine di ricostruire un modello geologico del sottosuolo in prospettiva sismica ed individuare contrasti di impedenza sismica potenzialmente responsabili di fenomeni di amplificazione locale del moto sismico,

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

all'identificazione del substrato di riferimento e delle aree soggette a potenziali fenomeni di instabilità e di deformazione permanente indotti dallo scuotimento. Sono state eseguite anche indagini geofisiche di superficie (HVSr e MASW) finalizzate da una parte a individuare e caratterizzare i fenomeni di risonanza sismica potenzialmente rappresentativi di fenomeni di amplificazione del moto sismico con contemporaneo controllo del modello geologico ipotizzato e dall'altra a ricostruire il profilo di velocità delle onde S all'interno delle diverse MOPS, cioè definire i valori di  $V_s$  da attribuire ai diversi corpi geologici presenti. Inoltre, è stato anche realizzato un sondaggio nel mese di settembre 2017 nel capoluogo Pioraco, a carotaggio continuo, con prelievo di campioni, esecuzione di prove SPT e condizionamento del foro di sondaggio per l'esecuzione di prove sismiche Down Hole. Tale studio di MS di livello 3 è stato realizzato mediante analisi di risposta sismica locale monodimensionale (1D) e bidimensionale (2D), effettuate su verticali e sezioni rappresentative, in numero adeguato a caratterizzare le tipologie di microzona individuate nella carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica.

Dallo studio MS di livello 3 è stato valutato l'assetto stratigrafico della zona oggetto di studio.

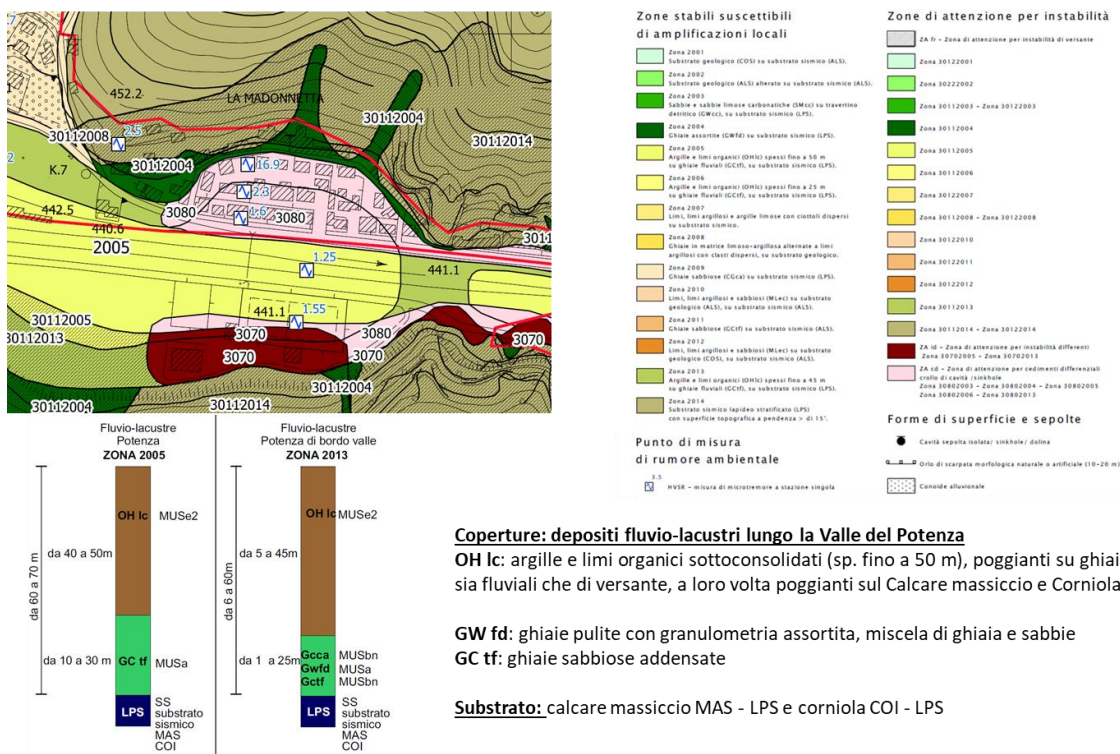
I litotipi affioranti nell'area di interesse, ubicata sulla piana fluvio-lacustre del fiume Potenza i cui margini si raccordano con il versante roccioso, sono composti in superficie da depositi di argille e limi organici, con spessore fino a 45 m, poggianti su ghiaie sia fluviali che di versante (con spessore da 1 a 25 m), a loro volta poggianti sul Calcere massiccio e Corniola (Figura 1.17). Lo spessore totale della copertura, o meglio la profondità del substrato sismico, varia da 6 a 60 m. La zona è pertanto caratterizzata da estrema variabilità.

Nella zona "Madonnetta" il modello geologico indica spessori di argille e limi organici di circa 5-10 m e ghiaie di versante fino a profondità di circa 40 m fino al contatto con il substrato sismico.

Nell'area centrale del fiume, sono presenti argille e limi organici, con spessore fino a 50 m, poggianti su ghiaie sia fluviali che di versante (con spessore da 10 a 30 m), a loro volta



gravanti sul Calcare massiccio e Corniola. Lo spessore totale della copertura, o meglio la profondità del substrato sismico, varia da 60 a 70 m.



**Coperture: depositi fluvio-lacustri lungo la Valle del Potenza**  
 OH Ic: argille e limi organici sottoconsolidati (sp. fino a 50 m), poggianti su ghiaie sia fluviali che di versante, a loro volta poggianti sul Calcare massiccio e Corniola

GW fd: ghiaie pulite con granulometria assortita, miscela di ghiaia e sabbie  
 GC tf: ghiaie sabbiose addensate

**Substrato:** calcare massiccio MAS - LPS e corniola COI - LPS

Figura 1.17: Stralcio di carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica e colonne stratigrafiche rappresentative della microzona di riferimento (quartiere “Madonna”).

Per la valutazione della pericolosità sismica nell’area d’interesse sono stati considerati i seguenti elementi geologici e geomorfologici. Innanzitutto, il quartiere in oggetto è localizzato nell’area nord-occidentale del territorio comunale di Pioraco ed è caratterizzato dalla presenza di depositi lacustri prevalentemente argillosi a diverso grado di consistenza presenti fino a -17.40 m di profondità dal piano campagna, in una zona morfologicamente sub-pianeggiante, alla quota di circa 442 m s.l.m. (altitudine della zona presa come riferimento in cui è ubicato il condominio di viale Raffaello Sanzio N° 58), debolmente acclive verso W e con inclinazione media  $\alpha < 10^\circ$ . Nella relazione geologica, gli effetti locali sono stati valutati tramite approccio semplificato (sufficiente ai fini progettuali), senza uno studio di “Risposta Sismica



**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Locale” (R.S.L.) di dettaglio, effettuando la valutazione della velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo ( $V_{s,30}$ ) con metodo MASW.

Il terreno di fondazione è risultato ricadere nella categoria di suolo di fondazione "D", in quanto le  $V_{s,30}$  stimate sono risultate inferiori a 180 m/s.

Essendo il sito sub-pianeggiante, è associabile alla categoria topografica T1 ( $S_T = 1$ ).

Considerate le precedenti indicazioni, per gli scopi di cui al Par. §7.1.4.2 possono essere scelti i coefficienti di amplificazione stratigrafica (cap. § 3.2.2 NTC 2018) corrispondenti ad un sottosuolo di categoria "D" (Tabella 1.2) ed un coefficiente di amplificazione topografica corrispondente ad una categoria topografica "T1" (Tabella 1.3).

**Tab. 3.2.II –** *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

**Tabella 1.2: Tabella 3.2.II delle NTC18.**

**Tab. 3.2.III –** *Categorie topografiche*

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

**Tabella 1.3: Tabella 3.2.III delle NTC18.**



# **CAPITOLO 2                    STUDIO DELLE TIPOLOGIE EDILIZIE ESISTENTI**

---

## **2   Premessa**

È stata effettuata un'analisi di maggior dettaglio all'interno dell'area evidenziata di rosso (Figura 1.12) del quartiere "Madonnetta", confrontando i dati rilevati mediante le schede Aedes a seguito degli eventi sismici iniziati il 24/08/2016 con le informazioni estrapolate dalle pratiche edilizie di tali edifici gentilmente fornite da alcuni tecnici operanti nella zona.

### **2.1.1   Tipologie strutturali esistenti in elevazione**

La tipologia edilizia più diffusa in tale area è la costruzione in muratura isolata, di forma pressoché rettangolare, costituita mediamente da quattro piani con una porzione interrata o seminterrata. L'area è di costruzione relativamente recente con assenza di aggregati edilizi tipici dei centri storici. Tali fabbricati non presentano impalcati rigidi o presidi atti a favorire il comportamento scatolare degli edifici (catene o cordoli perimetrali a spessore murario); diversamente si riscontrano caratteristiche peggiorative della risposta strutturale quali coperture pesanti in laterocemento (solitamente a padiglione di tipo spingente). Le aperture risultano generalmente ben allineate e distribuite con regolarità nella maggior parte delle facciate esaminate e non si osservano bucatore in prossimità degli spigoli murari che possano indebolire i maschi murari (dall'analisi delle facciate si ipotizza principalmente una distribuzione degli ambienti con scala principale centrale interna – Figura 2.1).

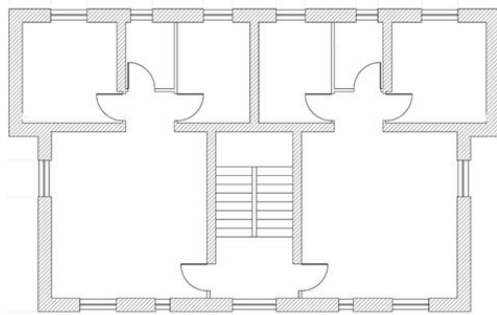


Figura 2.1: Configurazione tipica della tipologia strutturale esistente

Si presuppone la presenza di muri di spina all'interno di tali edifici, in quanto non si individuano meccanismi locali di ribaltamento semplice e composto potenzialmente attivabili o pregressi a seguito di eventi sismici.

L'unico edificio all'interno del quartiere che non presenta lesioni evidenti da sisma o da cedimenti fondali è identificato dai dati catastali Foglio 6 Particella 39 e risulta interessato da interventi preesistenti di micropali in fondazione (Figura 2.2).





*Figura 2.2: Unico edificio non lesionato incluso nella perimetrazione.*

Si può inoltre notare, dagli evidenti fuoripiombo, che gli edifici più lesionati a livello di cedimenti fondali risultano essere quelli senza interrato localizzati nella via centrale del quartiere.

Nell'area di interesse è ubicato un solo edificio intelaiato in c.a., costituito da cinque elevazioni, e si presenta visibilmente lesionato dal sisma specialmente sui pilastri. Infine, dalle schede AeDES è possibile individuare un edificio a struttura portante mista in muratura e telai in c.a.. Nella Figura 2.3 si riassumono le differenti tipologie costruttive e materiche riscontrate e le demolizioni effettuate.

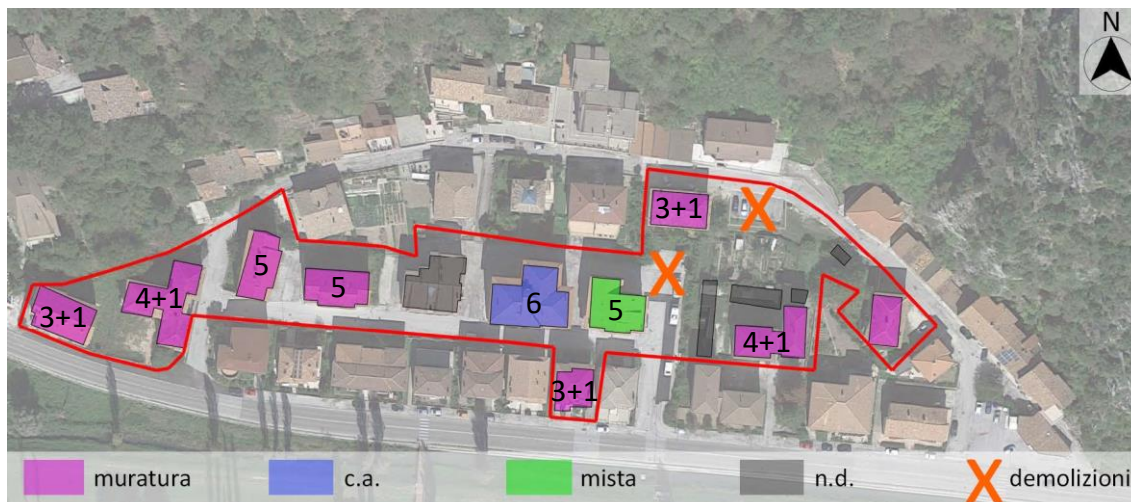


Figura 2.3: Caratteristiche principali degli edifici inclusi nella perimetrazione (la cifra indica il numero delle elevazioni fuori terra più un eventuale interrato) e individuazione delle demolizioni.

### 2.1.2 Tipologia della muratura

Si procede ora all'analisi del tipo di muratura presumibilmente utilizzato per la costruzione della maggior parte dei fabbricati. Gli edifici sono stati costruiti utilizzando muratura a scaglia rossa a doppio paramento, un calcare argilloso rosso mattone molto comune nell'appennino umbro-marchigiano (roccia di tipo sedimentaria molto tenera ed in alcuni casi friabile).

La muratura "a sacco" impiegata nel quartiere è costituita da due paramenti di blocchi di pietra scaglia rossa squadrata e caratterizzati da una buona tessitura muraria con interposto un riempimento interno di detriti e scaglie della medesima pietra e malta cementizia di discreta qualità (a vista) con spessore murario di notevoli dimensioni (70 - 80 cm).

Ove la muratura non è intonacata, si osserva il rispetto dell'orizzontalità dei filari e lo sfalsamento parziale dei giunti verticali della muratura. L'assenza di diatoni interni visibili denota la mancanza di ingranamento trasversale che favorisce la suddivisione in più paramenti semplicemente giustapposti l'uno all'altro (Figura 2.4).



Figura 2.4: Composizione del paramento murario interno muratura a scaglia rossa con faccia a vista.

Generalmente, nel caso in cui la superficie si presenta intonacata, la muratura è costituita da una tessitura irregolare e caotica di conci sbozzati con assenza di filari orizzontali e di sfalsamenti dei giunti verticali; in alcuni casi si osserva la presenza di ricorsi in mattoni per regolarizzare la muratura oppure l’inserimento di laterizi in corrispondenza degli spigoli del fabbricato (Figura 2.5).



Figura 2.5: Muratura a scaglia rossa intonacata.



### **2.1.3 Tipologie strutturali esistenti in fondazione**

Le fondazioni originarie dei fabbricati sono presumibilmente di tipo superficiale; per quanto riguarda gli edifici in muratura esse sono di tipo continuo mentre si riscontrano fondazioni dirette discontinue a plinti isolati o a travi rovesce per gli edifici in c.a.. In corrispondenza dell'unico edificio non lesionato in via Vincenzetti - identificabile con i dati catastali Foglio 6 Particella 39 -, è stato ragionevolmente effettuato un intervento di consolidamento delle fondazioni, testimoniato dal rifacimento del marciapiede.

Non essendo stato possibile determinare direttamente le tipologie di fondazioni e, soprattutto, gli interventi eventualmente effettuati per mitigare gli effetti dei cedimenti fondali manifestati nel passato, nel seguito si riporta una disamina generale dei possibili interventi in fondazioni, valutandone la loro plausibilità per il sito in questione.

Nel quartiere in esame, in caso di dissesti fondali, risulta di scarsa utilità ed applicabilità la previsione di interventi di sottofondazione per gli edifici posizionati al centro della perimetrazione, in quanto il piano di imposta necessario implicherebbe il raggiungimento di una profondità tale da rendere l'intervento impraticabile sia dal punto di vista tecnico che economico.

Gli edifici posti ai margini della perimetrazione potrebbero beneficiare di un intervento di sottofondazione tramite pali in c.a. che raggiungano lo strato più consistente di calcare massiccio e corniola.

La scelta del piano di posa sul terreno di fondazione è un compito molto delicato e richiede che siano soddisfatte due condizioni:

- 1) la risultante del carico sia baricentrica;
- 2) gli sforzi unitari alla base non superino il carico massimo ammissibile sul terreno.

Ovviamente è necessario spingere l'esame del terreno di fondazione alcuni metri al di sotto del piano fondale prescelto, e non è certo che ciò sia stato fatto nel quartiere "Madonnetta" prima degli anni '90.

Nei cedimenti fondali oltre all'approfondimento della base di impianto sul terreno, è spesso imprescindibile l'ampliamento della fondazione, capace così di soddisfare le due condizioni sopra citate. Particolare attenzione va posta nell'ampliamento fondale di



murature rettilinee ma soprattutto nelle connessioni d'angolata, a T e a croce. Ciò potrebbe essere avvenuto in alcuni casi nel sito in oggetto, anche se non è stato possibile avere conferma diretta.

#### **2.1.4 Interventi pregressi di consolidamento delle fondazioni**

In generale, le fondazioni degli edifici inclusi nella perimetrazione risultano insufficienti per la trasmissione del carico al terreno, come testimoniano i numerosi cedimenti fondali a cui sono soggetti tali fabbricati. Nel corso degli anni è molto probabile (e come già detto in alcuni casi ve ne è certezza) che in alcuni edifici siano stati effettuati degli interventi di consolidamento delle fondazioni al fine di tentare di risolvere le problematiche connesse ai dissesti.

Le opere di consolidamento della fondazione possono basarsi su due diversi criteri: su tecniche di intervento indirette, con interventi che non agiscono direttamente sulle fondazioni dell'opera ma che modificando le condizioni al contorno conducono ad una diminuzione dei cedimenti differenziali e su tecniche di intervento dirette, con interventi che comportano un rinforzo ed un irrigidimento della struttura fondale dell'edificio (rinforzo della fondazione esistente e/o costruzione di nuove fondazioni profonde poste al di sotto di quelle superficiali esistenti).

Nella pratica ingegneristica si riscontrano tecniche indirette di consolidamento del terreno di fondazione (costipamento mediante infissione di pali - le palificate battute sono state sicuramente escluse a causa delle sollecitazioni provocate nell'infissione dannose per le strutture fatiscenti da consolidare, consolidamento chimico del terreno, consolidamento del terreno con dreni verticali, costipamento mediante metodo Jetting, prosciugamento elettrico, impermeabilizzazione per congelamento, ecc.), la realizzazione di opere ausiliare indipendenti dalla costruzione (opere di contrasto dei movimenti del suolo, opere per impedire lo scorrimento laterale del terreno, opere per generare delle sovrappressioni sul suolo, applicazione di forze esterne, ecc.) e infine la regolamentazione delle acque superficiali e profonde, cioè la tipologia di intervento scelta per il quartiere "Madonnetta".

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Come già accennato, in presenza di limo e argilla, l'acqua gioca un ruolo essenziale sul comportamento dei terreni, perché ogni escursione di livello della falda provoca delle variazioni delle tensioni efficaci e quindi delle deformazioni del suolo. Diventa quindi fondamentale la regolarizzazione della falda profonda e, in questo caso particolare, con gli interventi pregressi si è cercato di rendere stabile il livello addirittura elevandolo mediante opere di pompaggio. Tali interventi risultano sempre onerosi e difficili da applicare e sicuramente, data l'ampiezza dell'area interessata, non è stata considerata la possibile creazione di diaframmi impermeabili poiché non sarebbe stato prevedibile l'effetto che questo sbarramento avrebbe potuto produrre nella falda sotterranea.

**2.1.4.1 Consolidamento degli edifici in muratura**

Per quanto riguarda le tecniche di intervento dirette, è possibile ottenere il rinforzo delle fondazioni esistenti tramite sottofondazioni, con l'allargamento della base fondale o la creazione di platee di fondazione.

Per quanto riguarda le strutture portanti in muratura continua, le sottofondazioni dei muri possono essere continue o discontinue; le continue sono estese all'intera base fondale e trovano impiego nei terreni di fondazione profondi non più di 3 o 4 m sotto la superficie del suolo.

La sottofondazione può essere eseguita con muratura di mattoni e malta di cemento, calcestruzzo armato o martinetti meccanici a perdere.

Per realizzare una sottofondazione con muratura e malta cementizia, la struttura va adeguatamente puntellata, si divide l'intervento in sottocantieri e man mano si rimuovono porzioni di terreno sottofondali poste al di sotto della vecchia fondazione e si eseguono tutti i necessari tronchi murari sottofondali, ammassati nei fianchi per essere connessi con i tronchi contigui o successivi e con le opportune riseghe, fino a raggiungere la vecchia base fondale. Ovviamente, se il vecchio muro fondale fosse in tutto o in parte fatiscente, dovrebbero essere estesi anche ad esso i lavori di consolidamento o di sostituzione muraria. Eseguite le murature sottofondali, i vuoti degli scavi vanno colmati con terreni ben costipati.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Le sottofondazioni rappresentano una tipologia di intervento tradizionale tra più usati in passato e non ancora del tutto abbandonato. Con questa tecnica si ripristina o si migliora la funzione di trasmettere omogeneamente al terreno i carichi del sistema edilizio ed è utilizzata per interventi su piccoli manufatti, quando il nuovo strato portante non è molto in profondità, è poco compressibile e non è interessato dalla falda. Si deve considerare che l'effettiva realizzazione della sottofondazione presenta notevoli difficoltà esecutive, per la necessità di dover eseguire scavi al di sotto delle fondazioni esistenti; per di più i cantieri devono essere tenuti aperti per lunghi periodi di tempo e possono produrre diminuzione di compattezza dei terreni adiacenti.

L'esecuzione dei lavori provoca un generale rilassamento della struttura e può pertanto creare dissesti sia nella parte in elevazione dell'edificio da risanare che in quelle adiacenti per cedimenti verticali.

Un altro problema è la distribuzione delle tensioni sul terreno che, procedendo con la sottofondazione per campioni, risulta alla fine non uniforme con le prime parti su cui si è intervenuti che risulteranno più caricate delle altre.

Infine, le sottofondazioni non forniscono risultati soddisfacenti se il terreno fondale non è uniforme. Dove il terreno è meno consistente gli scavi dovrebbero essere approfonditi per raggiungere dappertutto uguali condizioni di compressibilità ma oggettivamente in alcune porzioni dell'edificato ciò non è possibile. Questo fa presupporre che, nel caso in cui siano stati effettuati interventi di sottofondazioni continui di edifici in muratura, essi potrebbero esser stati impiegati solamente al di fuori della zona rossa di perimetrazione. Le sottofondazioni discontinue di edifici in muratura, con pilastri ed archi o con pilastri ed architravi, sono estese a regioni parziali della base fondale e venivano adottate nelle fondazioni più profonde per gli edifici antichi. Data l'origine e la natura dell'insediamento abitativo, si esclude la presenza di sottofondazioni discontinue di tale tipologia.

Per ciò che concerne l'allargamento della base fondale, tale tecnica è impiegata quando si vuole ampliare la base fondale: ovviamente l'applicazione è economicamente fattibile se il piano di posa delle fondazioni non è eccessivamente profondo. Infine, l'ultima

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

tipologia di intervento diretto di rinforzo delle fondazioni esistenti prevede la creazione di una platea di fondazione resa solidale alle strutture già in opera e volta ad ottenere un'elevata diminuzione della pressione media sul terreno. La diminuzione della sollecitazione sul terreno si raggiunge con il notevole aumento della superficie di appoggio dopo che il fabbricato ha presentato cedimenti verticali.

La quota di appoggio della platea è condizionata dalla eventuale presenza di un interrato o di un seminterrato, dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno e dal tipo di ancoraggio scelto. L'intervento può essere limitato alla sola parte di fabbricato che cede o costituire un intervento unico per l'intero fabbricato.

Per quanto riguarda tali tipologie di intervento, esse non risultano efficaci per il caso studio e si presume verosimilmente non siano stati utilizzate per contrastare i cedimenti differenziali all'interno dell'area oggetto di valutazione.

Diversamente, la realizzazione di nuove sottofondazioni profonde poste al di sotto di quelle superficiali già esistenti prevede l'uso di pali in modo da scaricare in profondità il carico.

Le palificate in calcestruzzo armato trovano utilizzazione nelle profondità notevoli e quando gli scavi si presentano eccessivamente onerosi e non privi di pericoli per la presenza di terre incoerenti, di sabbie sciolte, o miste ad argilla o impregnate d'acqua o in prossimità di altri edifici.

Per quanto riguarda i pali trivellati di grosso diametro, tale soluzione è consigliabile nella pratica ingegneristica quando il cedimento della fondazione è dovuto alla poca o alla diminuita resistenza di strati profondi del terreno. Inoltre, l'impiego di pali trivellati di grosso diametro è sempre meno frequente a causa delle difficoltà di tipo operativo: non si può mettere in atto quando bisogna lavorare all'interno dell'edificio. Le trivelle da adottare sono quelle a rotazione, in quanto quelle a percussione trasmettono, attraverso il terreno, delle sollecitazioni che possono essere dannose fino a provocare crolli nelle vecchie strutture murarie.

Esistono anche tecniche meno invasive che impiegano i micropali, cioè pali trivellati di diametro ridotto gettati in sito con malta o con un impasto cementizio ed armati in vario





modo. I micropali offrono molti vantaggi rispetto a quelli tradizionali: un limitato ingombro delle attrezzature (per cui è possibile eseguire trivellazioni in scantinati o locali di modesta altezza senza eliminare gli orizzontamenti), la portata del palo è essenzialmente per attrito laterale grazie al getto di calcestruzzo all'interno del foro (che costituisce una superficie rugosa) e garantisce cedimenti molto limitati, il terreno sottostante non viene turbato dall'esecuzione dei fori e pertanto il palo non modifica la funzione originaria della vecchia fondazione ma ne aumenta le capacità, la possibilità di inserimento attraverso i muri, che comporta, oltre ad un economia di esecuzione, il vantaggio di solidarizzare le strutture esistenti con il terreno.

Negli interventi sottofondali di notevole profondità o in presenza di acque freatiche, è generalizzato l'impiego delle tecniche con pali gettati in calcestruzzo armato opportunamente distribuiti nella base di impianto; tali sistemi costruttivi trovano applicazione nella maggioranza della pratica, si ritiene possano essere stati impiegati nel caso studio e la loro efficacia dipende dallo spessore degli strati di deposito fluvio-lacustri.

#### **2.1.4.2 Consolidamento degli edifici in calcestruzzo armato**

Il consolidamento di fabbricati in c.a. caratterizzati da dissesti fondali può riguardare strutture facilmente raggiungibili quali le fondazioni superficiali (plinti isolati, travi rovesce, platea) o elementi profondi completamente interrati che non possono essere esaminati visivamente (pali). Le cause possono riguardare deficienze dimensionali o di resistenza dei materiali, eccessiva sollecitazione del terreno, non perfetta esecuzione dei pali o errata scelta della tipologia strutturale in funzione del terreno.

Gli interventi diretti si basano sempre su allargamenti della fondazione esistente o sulla costruzione di fondazioni profonde e, nello specifico, prevedono la realizzazione di travi di irrigidimento, platee, palificazioni o micropali.

Il rinforzo della fondazione esistente tramite travi di irrigidimento presume la costruzione di travi tra i vari pilastri in modo tale da ottenere che l'edificio ceda



---

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

verticalmente, anche in presenza di piccole rotazioni intorno ad assi orizzontali, senza che si creino sollecitazioni aggiuntive negli elementi in elevazione.

Sicuramente, da come si sono manifestati i cedimenti negli edifici in c.a., i pilastri appoggiano o su plinti isolati o su travi rovesce direttamente affidati al terreno.

La costruzione di una platea viene effettuata quando sia necessario diminuire le tensioni specifiche sul terreno, in modo da distribuire i carichi trasmessi dai pilastri su di un'area molto più ampia.

Riguardo alla costruzione di nuove fondazioni profonde poste al di sotto di quelle superficiali già esistenti, la palificazione viene effettuata quando si vuole ottenere un trasferimento dei carichi in terreni più profondi, o si debbano sostituire pali già costruiti perché difettosi o di insufficiente lunghezza. Infine, anche nel caso di edifici in c.a., è possibile ricorrere all'intervento con micropali.



## CAPITOLO 3                      DIAGNOSI DEL DEGRADO

### 3 Premessa

In questo paragrafo si effettua un'analisi dello stato di degrado materico dei fabbricati ubicati nel quartiere in oggetto.

Per degrado si intende la modifica di un materiale dal punto di vista strutturale, morfologico ed estetico che comporta un peggioramento delle sue caratteristiche sotto il profilo conservativo. Il degrado nasce dall'interazione tra materiale ed ambiente e può essere caratterizzato da cause intrinseche (dovute al sito, ai difetti di progettazione, al cantiere di costruzione, ai materiali, alle tecnologie costruttive e alle destinazioni d'uso) e/o estrinseche (umidità, fattori meteorologici o climatici, inquinamento, aggressione biologica e agenti geologici ed idrogeologici).

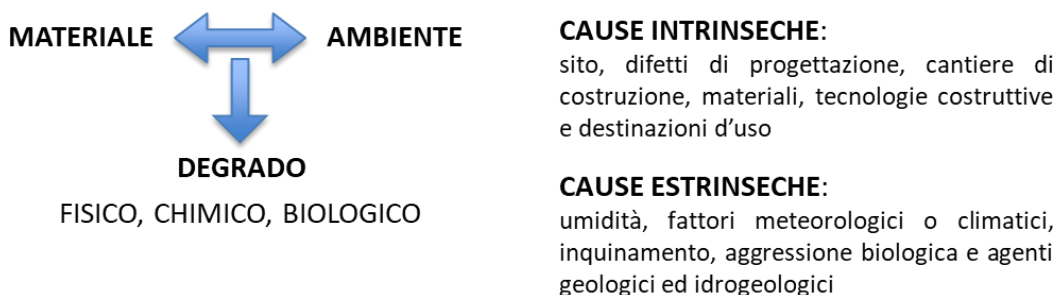


Figura 3.1: Tipologie e cause del degrado.

Ogni materiale reagisce in modo diverso con l'ambiente, in funzione della sua composizione chimica e delle sue caratteristiche fisiche e strutturali e il veicolo principale di degradazione dei materiali da costruzione è rappresentato dall'acqua, la quale può agire direttamente (nel caso del degrado fisico) o indirettamente (mezzo di trasporto degli ioni nel degrado chimico). L'azione dell'acqua può essere esercitata dalle precipitazioni meteoriche (pioggia battente, acqua di ruscellamento), dall'umidità di

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

condensa (condensazione superficiale e interstiziale), dall'umidità di risalita (acqua di scorrimento, falda freatica) e da eventuali perdite impiantistiche.

Nei materiali lapidei, sia naturali come la pietra scaglia rossa che artificiali cioè i laterizi, il degrado può derivare da cause fisiche, chimiche e biologiche. In particolare, il degrado di tipo fisico-meccanico (con fenomeni di ritiro, gelo-disgelo, urti, erosioni e abrasioni) comporta la creazione di lesioni dovute alle azioni di agenti esogeni senza alcuna interazione chimica tra essi e molecole del materiale. Elementi quali il vento, la dilatazione termica, il ciclo di gelo-disgelo, la cristallizzazione salina e l'irraggiamento, originano azioni meccaniche (fatica, tensioni interne, usura e abrasioni) o cambiamenti di stato (evaporazione, condensazione e solidificazione) che producono fratture, deformazioni, porosità e disgregazioni superficiali. Nel degrado fisico, le fratture sui materiali lapidei sono perciò causate da processi di creazione di ghiaccio, da variazioni termiche diurne e stagionali, dall'erosione del vento e dalla cristallizzazione di sali solubili, questi ultimi origine anche di efflorescenze e sub-efflorescenze.

Un'altra forma di degrado di tipo fisico è quello di origine antropica, indotta dall'uso improprio del fabbricato, derivante ad esempio da atti di vandalismo, dalla collocazione inadeguata di impianti tecnologici, da un uso improprio di materiali edili e soprattutto dall'assenza di manutenzione.

Il degrado di tipo chimico è legato alla presenza di acqua nel materiale, dovuta alla pioggia o alla risalita capillare dal terreno di fondazione, e gli effetti riscontrabili comprendono variazioni di resistenza e di volume e cristallizzazioni di sali espansivi che possono provocare (in materiali porosi) rigonfiamenti, fessurazioni, distacchi, e dilavamenti di intonaco. Naturalmente, i fenomeni di degrado chimico variano in funzione delle attività umane dell'ambiente in cui i fabbricati sono ubicati; nel caso del quartiere "Madonnetta" di Pioraco, la scarsa presenza di emissioni antropogeniche dovute ad attività industriali, agricole e ai trasporti veicolari che mescolate ad acqua formano acidi, non desta particolare preoccupazione ai fini della valutazione dello stato di fatto del centro abitato.



Il degrado può anche derivare da forme di alterazione biologica, con presenza di batteri, alghe, muschi, licheni e vegetazione, che uniti ad acqua ed irraggiamento solare possono favorire il deterioramento del substrato.

Analogamente ai materiali lapidei, i fenomeni di degrado possono colpire anche le strutture intelaiate in c.a. La durabilità del calcestruzzo, e quindi la capacità di conservare le sue prestazioni per tutta la vita utile della struttura, è dipendente dal degrado delle sue componenti, cioè del calcestruzzo e delle armature in acciaio. Le cause di degrado del calcestruzzo possono essere di natura fisico-meccanica (gelo-disgelo, incendio, erosione, urto, abrasione, fatica, carichi eccessivi), chimico-biologica (attacco di acidi, solfuri e solfati, carbonatazione, ...). La corrosione, quindi il deterioramento dell'acciaio causato da reazioni sulla superficie di tipo chimico o elettrochimico, è fortemente dipendente dallo stato di conservazione del calcestruzzo e da una sua eventuale degradazione (es. carbonatazione). Nel quartiere "Madonnetta" di Pioraco non sono state riscontrate situazioni particolarmente preoccupanti tali da necessitare interventi immediati; esternamente le strutture si presentano in un discreto stato di conservazione. I degradi visibili nelle pareti perimetrali degli edifici interessano principalmente gli strati più esterni dell'involucro edilizio; ad esempio si osservano l'ammaloramento dell'intonaco dovuto alla mancata manutenzione ordinaria dei fabbricati (per ovvie ragioni negli edifici inagibili), alcune problematiche di umidità di risalita capillare dal terreno (con distacco di intonaco) e fenomeni legati direttamente o indirettamente agli agenti atmosferici e al deflusso delle acque meteoriche, con infiltrazioni d'acqua che causano danneggiamenti a balconi e cornicioni. L'acqua piovana difatti agisce negativamente sugli elementi costitutivi dei balconi (frontali, intradossi, parapetti) causando differenti tipologie di degrado: rigonfiamenti, lesioni e distacchi che portano alla luce lo strato portante sottostante.

### **3.1 Degrado di tipo fisico derivante dalla cristallizzazione di sali solubili e dovuto a reazioni chimiche con sostanze veicolate dall'acqua**

Il degrado delle murature favorito dall'umidità con il passare degli anni può compromettere, in casi estremi, la struttura stessa dell'edificio. La struttura porosa del

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

materiale forma una rete di capillari e l'acqua viene assorbita all'interno del materiale lapideo. Il liquido solubilizza ioni presenti nella massa dei materiali e, con la variazione delle condizioni ambientali, esso evapora dalla superficie lasciando depositi di sali all'interno dei pori del materiale da costruzione dando origine a strutture cristalline che, oltre a generare pressioni e fratture nella struttura, creano all'esterno efflorescenze e sub-efflorescenze.

La posizione dei cristalli può essere variabile: nel caso in cui l'evaporazione sia particolarmente elevata (con un'alta permeabilità del substrato, una temperatura elevata e una forte ventilazione) e avvenga all'interno del materiale, si potrebbero formare sub-efflorescenze in grado di originare tensioni interne con un possibile sgretolamento del materiale. Diversamente, una bassa evaporazione (con una scarsa permeabilità del substrato, bassa temperatura e scarsa ventilazione) che avviene solo all'esterno della superficie porta alla formazione di efflorescenze visibili con un danno solamente di tipo estetico.

Anche il degrado di tipo chimico è legato alla presenza di acqua nel materiale da costruzione, la quale migra, per effetto di variazioni di umidità, da parti più bagnate a quelle più asciutte, in particolare verso le pareti esterne soggette ad evaporazione. L'acqua, in questo caso, scioglie tutti i sali idrosolubili (in particolare i solfati) e li trasporta verso altri elementi con i quali, reagendo chimicamente, sviluppa sali espansivi particolarmente pericolosi (ettringite e thaumasite) nei materiali porosi poiché essi possono provocare variazioni di volume e di pressione, con distacchi di intonaco incoerente e dilavamento da parte delle acque meteoriche.

Il degrado inizia a manifestarsi perciò con lo sfarinamento delle pitture di finitura per mostrare lo sgretolamento dell'intonaco e quindi, nei casi più gravi, può portare alla disgregazione del mattone o della pietra (soprattutto quelle tenere e poco compatte).

Un elevato numero di edifici del quartiere è caratterizzato da facciate con intonaco ammalorato, contraddistinte anche da degrado di origine antropica, perlopiù determinato dalla mancanza di manutenzione e dalla collocazione impropria di elementi tecnologici; nella maggioranza dei casi tale degrado sembrerebbe aver intaccato

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

solamente l'intonaco esterno, ad esclusione delle facciate in cui è ben visibile anche la vulnerabilità delle pareti originata dalla presenza di canne fumarie in traccia.

Oltre che dal materiale strutturale stesso (solfati) e dall'aerosol superficiale (cloruri e solfati), i sali veicolati dall'acqua possono provenire dal suolo (soprattutto nitrati e cloruri). L'umidità di risalita del terreno interessa quasi tutti gli edifici antichi e in alcuni casi anche quelli di recente costruzione privi di adeguati sistemi d'impermeabilizzazione. Il fenomeno si manifesta soprattutto con la comparsa di macchie alla base delle costruzioni con sgretolamento delle tinteggiature oppure con distacco degli intonaci o di frammenti di materiale da costruzione (pietre, mattoni, ecc.).

Nel caso si diagnostichi la presenza di umidità di risalita bisogna distinguere se l'acqua, che risale i muri per capillarità, proviene da fonti inesauribili (es. acque di falde freatiche), oppure da difetti di costruzione o da cattiva manutenzione dell'edificio e delle opere ad esso correlate quali ristagni di acqua piovana non adeguatamente drenati o da perdite di reti idriche (acque disperse di scorrimento).

La cristallizzazione di sali solubili dal terreno con visibili macchie di umidità è riscontrata in maniera evidente negli edifici in muratura (Foto 6,21,29,31 di Figura 3.2); non sono comunque visibili situazioni particolarmente allarmanti.

La presenza d'acqua sulle superfici esterne dei fabbricati può anche essere una diretta conseguenza delle precipitazioni atmosferiche. L'acqua piovana può penetrare nelle murature direttamente o indirettamente e può essere agevolata da diversi fattori: l'intonaco "difettoso" con composizione tale da renderlo impermeabile senza permettere l'evaporazione dell'acqua, l'intonaco fessurato, la malta deteriorata, l'utilizzo di materiali con diverse proprietà fisiche e chimiche che ne provocano la perdita di coesione e i difetti di connessione fra elementi di chiusura (es. infissi) e muratura.

L'infiltrazione d'acqua è prevalentemente causata da guasti alle coperture o per inadeguato funzionamento dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche. Attraverso i tetti, spesso con presenza di dissesti o degrado delle strutture portanti oppure a causa della fatiscenza del manto di copertura (tegole rotte, mancanti o



sconnesse per azioni del vento o di volatili), le infiltrazioni di acqua provocano l'imbibizione di intere sezioni murarie.

Altri punti critici di possibile infiltrazione sono le parti delle costruzioni non adeguatamente protette dalle precipitazioni meteoriche: le fessurazioni e i dissesti murari, i cornicioni, i marcapiani, le soglie e i contorni di serramenti, gli aggetti, i giunti murari e gli strati di allettamento. Nel quartiere in oggetto, il degrado veicolato dalle precipitazioni meteoriche è immediatamente visibile nei balconi e nei cornicioni esterni, i quali denotano l'assenza di dettagli costruttivi atti a prevenire l'ammaloramento di tali strutture.

### 3.2 Tipologie di degrado rilevate

In Figura 3.2 si riportano i principali fenomeni di degrado osservati all'interno del quartiere, localizzati sui singoli edifici, mediante foto ed ingrandimenti delle aree interessate dai danneggiamenti (la numerazione fotografica corrisponde ai punti di presa in pianta). Nel report fotografico è riportata un'accurata descrizione delle problematiche connesse al degrado dei materiali.



*Figura 3.2: Punti di vista fotografici con individuazione dei fenomeni di degrado nel quartiere "Madonnetta". Le immagini corrispondenti sono riportate nel seguito.*





*1) Umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco ed inadeguate disposizioni impiantistiche (degrado in corrispondenza del pluviale).*



*2) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche e scarsa manutenzione.*



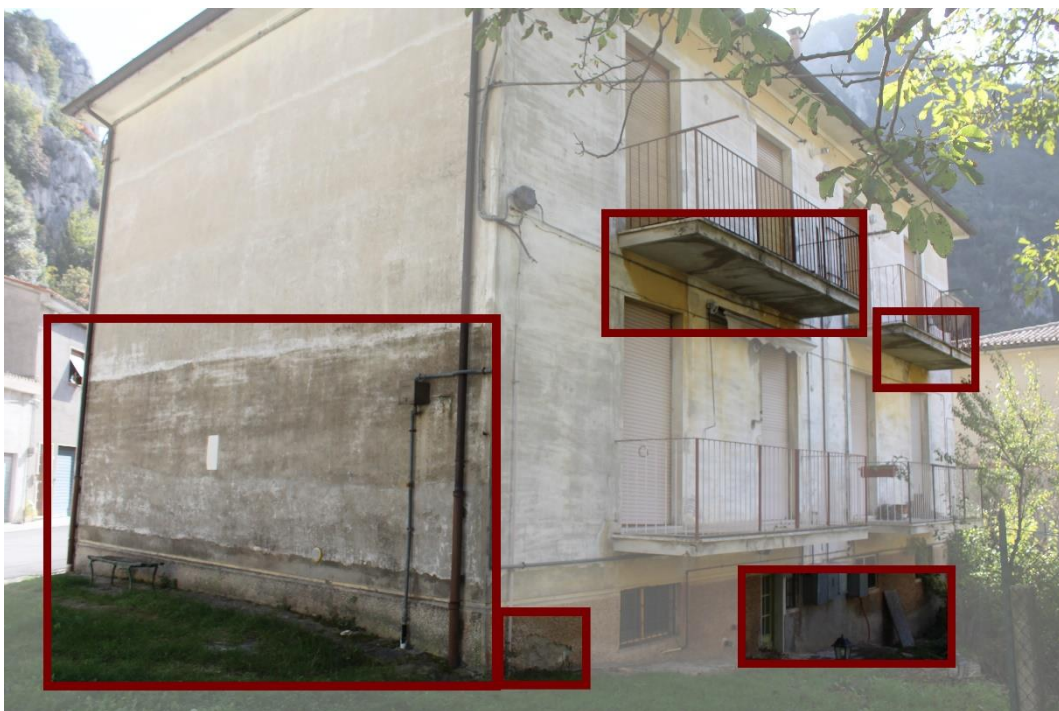
3) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche ed umidità di risalita dal terreno.



4) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche e scarsa manutenzione.



*5) Scarsa manutenzione ed inadeguate disposizioni impiantistiche (canna fumaria inglobata nello spessore murario).*



*6) Umidità di risalita dal terreno con cristallizzazione di sali ed inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi).*



7) *Umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco ed inadeguate disposizioni impiantistiche (degrado in corrispondenza della canna fumaria).*



8) *Umidità di risalita dal terreno e inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balcone).*



9) Umidità di risalita dal terreno e scarsa manutenzione.



10) Umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco ed inadeguate disposizioni impiantistiche.



11-12) Umidità di risalita dal terreno e umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco.



*13) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi).*



*14) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche ed umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco.*



*15) Umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco.*





16) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche ed umidità di risalita.



17) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi e cornicioni).



18) Alterazioni cromatiche della tessitura muraria ed inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (cornicioni).



19) Alterazioni cromatiche della tessitura muraria ed inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi e cornicioni).



20-21) Umidità di risalita dal terreno e cristallizzazione di sali solubili.



22) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi).



23) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balcone e cornicioni) con scarsa manutenzione.



24-25) Umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco.



*26) Umidità di condensa con ammaloramento dell'intonaco.*



*27) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi) e assenza di manutenzione.*



*28) Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (balconi).*





29) *Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (cornicioni) con scarsa manutenzione e umidità di risalita dal terreno con cristallizzazione di sali.*



30) *Inadeguato smaltimento delle acque meteoriche (cornicioni) con scarsa manutenzione.*



*31) Umidità di risalita dal terreno con cristallizzazione di sali.*



## **CAPITOLO 4                    DIAGNOSI DEI DISSESTI**

---

### **4   Premessa**

I complessi edilizi, nella loro essenza strutturale, sono costituiti da membrature costruttive connesse e dimensionate in modo da poter assolvere, entro i limiti dei carichi di sicurezza, i compiti loro affidati.

La buona qualità dei materiali, la razionale connessione fra le membrature, l'armonica divisione dei compiti fra i vari organismi portanti, l'adeguata capacità di carico delle fondazioni, la realizzazione d'un regime interno di tensione compatibile con le capacità resistenti del materiale e l'oculata protezione delle strutture contro gli agenti esterni, sono le condizioni essenziali per la garanzia della stabilità e della durabilità di un complesso edilizio. Innumerevoli circostanze, dette cause perturbatrici, tendono a vulnerare la resistenza del materiale: la vetustà, così come le variazioni termiche e igrometriche determinano discontinuità talvolta notevoli, e gli agenti atmosferici veicolano processi di degradazione tanto più celeri e profondi quanto più ad essi la materia è esposta. I moti causati dal terreno inducono nelle masse murarie smembramenti talvolta gravi ed infine anche i sovraccarichi possono condurre a dei preoccupanti dissesti se le strutture di sostegno sono caratterizzate da sezioni insufficienti o costituite da materiale non idoneo o mal connesso.

Ogni causa perturbatrice induce delle alterazioni dell'equilibrio del complesso; alterazioni che, superati certi limiti, determinano dei dissesti nella massa muraria, annunciati da manifestazioni caratteristiche.

Come si vedrà di seguito, la traslazione e la rotazione, dovute ai cedimenti fondali, sono denominati dissesti statici.

Le lesioni sono le manifestazioni esteriori sensibili dei dissesti statici.

Esse appaiono in forma di deformazioni, oppure di fessurazioni o, infine, di deformazioni e di fessurazioni coesistenti nello stesso organismo murario.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Le lesioni si presentano sottoforma di deformazioni quando le strutture sono sottoposte a variazioni della loro forma geometrica; si manifestano sottoforma di fessurazioni quando si verificano discontinuità per la rottura del materiale e si manifestano in forma di deformazioni e di fessurazioni quando le strutture soggiacciono contemporaneamente a variazioni della forma geometrica e a soluzioni di continuità nella loro massa.

Talvolta le cause perturbatrici stabiliscono dei dissesti senza manifestazioni deformative e fessurative. Ciò avviene nei moti uniformi, quali i moti di traslazione verticale dovuti all'uniforme contrazione del terreno fondale sotto carico e altri moti, che interessano l'intero ambito strutturale.

I fenomeni deformativi e fessurativi assumono aspetti caratteristici e mutevoli al variare delle cause determinanti e della natura dell'ambiente e delle strutture.

Nelle masse sollecitate, il regime degli sforzi interni subisce delle graduali variazioni dovute all'avvicinarsi dei successivi stati d'equilibrio nel progredire del dissesto e, contemporaneamente, dei processi di dilatazione e di contrazione del materiale, variabili da punto a punto. Se durante queste variazioni in un punto del solido la dilatazione supera i limiti della tolleranza alla coesione del materiale, nel punto si stabilisce una discontinuità che si propaga, man mano, per apparire in superficie sottoforma di fessurazione, stabilendo così, la fase d'originaria rottura. Nelle fasi precedenti alla rottura, la massa, prima di rompersi, subisce delle deformazioni elastiche e plastiche e queste ultime, peraltro, sono appena apprezzabili. Le fessurazioni si presentano, dunque, nelle fasi deformative più progredite.

La comparsa delle fessurazioni avviene successivamente agli stadi iniziali non fessurati, in maniera diversa a seconda del carattere del perturbamento. Talvolta la comparsa delle fessurazioni è immediata pur trattandosi di dissesti di lieve entità; in altri casi invece, le membrature già versano in condizioni del tutto precarie. Nei cedimenti delle fondazioni, per esempio, la manifestazione delle fessurazioni è immediata mentre nella rotazione è più tardiva sebbene questo dissesto corrisponda a casi più gravi di faticenza.



In un complesso costruttivo lesionato, è indispensabile studiare le lesioni nelle loro caratteristiche e nei loro successivi sviluppi di modo da poter definire questi e la natura delle cause. In particolare, le indagini e gli studi da effettuare sono:

- 1) esame dell'ambiente, delle strutture e delle lesioni nelle loro manifestazioni deformative e fessurative;
- 2) definizione della natura del dissesto statico;
- 3) ricerca delle cause perturbatrici;
- 4) studio dei rimedi.

In questo caso, i possibili rimedi sugli edifici esistenti non sono presi in considerazione dato l'indirizzamento della valutazione alla progettazione di edifici di nuova costruzione. Innanzitutto, è necessario formulare la diagnosi dei dissesti.

La diagnosi dei dissesti di un'opera provocati da carenze fondali deve sempre partire da un'analisi del comportamento dell'opera nel suo complesso, correlandolo a quello della fondazione, poiché di solito non si tratta di un dissesto della fondazione bensì di un'inadeguatezza del sistema fondale ad assolvere la funzione richiesta rispetto alle esigenze dell'elevazione e della natura del sottosuolo.

A tale scopo è stata effettuata una ricognizione dei luoghi per accertare le caratteristiche strutturali del sistema e per distinguere le strutture lesionate da quelle che non lo sono. Sono stati poi individuati gli elementi fessurativi e deformativi più caratteristici per poter discernere i dissesti dovuti ai cedimenti fondali da quelli propri delle strutture murarie o dovuti al sisma.

#### **4.1 Diagnosi dei dissesti di murature soggette a cedimento fondale**

La diagnosi dei cedimenti fondali delle strutture edilizie ha lo scopo di stabilire la natura dei dissesti mediante lo studio delle lesioni, delle caratteristiche costruttive e delle condizioni ambientali. Le risultanze della diagnosi dei dissesti sono necessarie per la ricerca delle cause e l'eventuale successiva adozione di provvedimenti.

Il degrado della fondazione può essere causato da un mutamento delle condizioni ambientali quali variazioni di quota del terreno per scavi o riporti, per vibrazioni indotte



da traffico veicolare pesante (lenti schiacciamenti localizzati delle murature) oppure da fenomeni di subsidenza a seguito di una variazione della falda. Solitamente la causa più diffusa è il lento consolidamento del sottosuolo che genera un abbassamento dello stesso, dovuto ad un incremento delle pressioni efficaci negli strati cedevoli prodotto da abbassamento della piezometrica.

Non è da sottovalutare anche una sovrassollecitazione della fondazione per mutate condizioni di vita dell'opera o improvvisi eventi quali incendi o sisma.

L'incremento di carichi sulle fondazioni trova un'ampia casistica di effetti dannosi derivanti da modifiche dell'assetto originario quali, ad esempio, l'esecuzione di sopraelevazioni sull'area totale o peggio parziale del fabbricato o incrementi di sovraccarichi a carattere semipermanente per la trasformazione di destinazione d'uso. Inoltre, per la diagnosi occorre tener presente le forme fessurative caratteristiche dei vari dissesti elementari e delle loro combinazioni più semplici per poter discernere quelle che più assomigliano ai tipi in esame.

La forma geometrica della direttrice fessurativa non è casuale, ma dipendente principalmente dallo stato interno di tensione originario del solido e, in aggiunta, da quelli derivanti dal progredire della frattura; stati di tensione che, a loro volta, sono legati da stretti legami d'interdipendenza con le caratteristiche del solido, con i suoi vincoli e con le forze esterne operanti così come ogni effetto è legato alla sua causa.

L'andamento geometrico delle fessurazioni offre gli elementi necessari per dedurre il moto iniziale.

Com'è noto, le fessurazioni si manifestano nelle seguenti fasi successive: capillare iniziale, capillare progredita, rotatoria e di completo distacco. Dai particolari caratteri delle fasi fessurative, è possibile dedurre gli elementi necessari per la diagnosi.

Nella fase capillare iniziale i rami fessurativi denunciano solo la loro forma geometrica e non è possibile l'accertamento diretto dei punti corrispondenti dei cigli, con la diagnosi che si avvale delle sole forme fessurative.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Considerando i cedimenti del terreno rilevati, occorre controllare fino a che punto essi, applicati che siano al sistema, siano capaci di giustificare le forme fessurative osservate e pervenire ad una diagnosi soddisfacente.

La fessurazione, durante la contrazione elastica di rottura, ha ampiezza piccolissima che aumenta passando dalla fase capillare iniziale alla fase capillare progredita.

Nella fase capillare progredita, oltre alle forme fessurative, è possibile individuare i punti corrispondenti dei cigli e, con essi, le linee delle tensioni principali massime e minime che operano il distacco. Il procedimento della diagnosi, analogo a quello della fase precedente, per quanto riguarda le forme fessurative, è agevolato dalla conoscenza almeno sommaria, dello stato interno di tensione, precedente alla rottura.

La fessurazione capillare, pur nella fase finale prossima al completo distacco, non è sufficiente a svincolare il tronco di solido che sta cedendo da quello in sede, perché le superfici di frattura sono costituite da angoli rientranti che impediscono un immediato svincolo delle due parti separate dalla frattura.

A svincolo avvenuto, il tronco in sede di cedimento è indotto in una particolare rotazione rigida che allontana le due superfici di frattura e, liberandole da ogni mutuo legame, consente al tronco in sede di cedimento di aderire liberamente al moto impostogli dal cedimento stesso.

Nella fase rotatoria, invece, i rami fessurativi oltre fornire la loro forma geometrica e, nelle vicinanze della cuspidè, la corrispondenza fra i punti dei cigli e quindi le linee delle tensioni principali che operarono la rottura, consentono la determinazione delle componenti rotatorie secondo una terna di assi coordinati ortogonali di riferimento.

Nella fase di completo distacco, la parte del solido svincolata si abbandona liberamente al moto impostogli dal cedimento. In questo caso non è possibile ricostruire l'originario andamento isostatico lungo la direttrice fessurativa, né è dato conoscere l'ubicazione degli effettivi centri istantanei di rotazione cui riferire i successivi moti infinitesimi che hanno portato il solido alla sua posizione finale.

Se le caratteristiche fessurative e deformative del sistema lesionato offrono l'immediata indicazione del solo cedimento fondale, si deve approfondire l'osservazione delle



manifestazioni stesse nei due paramenti di ciascuna membratura fatiscente per riconoscere, in linea di massima, le componenti elementari del moto e il presumibile stato di tensione interna. Nei riguardi delle fessurazioni occorre esaminare:

- le forme fessurative, nella fase capillare iniziale;
- le forme fessurative e le coppie di punti corrispondenti dei cigli della fase capillare progredita;
- le forme fessurative e le componenti principali e secondarie della rotazione, nella fase rotatoria;
- le forme fessurative e le componenti traslatorie e rotatorie principali, nella fase di completo distacco;
- la presumibile vetustà del dissesto dedotta dall'aspetto della superficie di frattura;
- la presenza di eventuali incrementi recenti, dall'esame delle cuspidi fessurative;
- la giacitura delle superfici di frattura, basata sull'esame delle fessurazioni corrispondenti nelle due pareti dello stesso muro per il riconoscimento di eventuali componenti di torsione.

I cedimenti fondali possono essere classificati in intermedi o terminali, in relazione alla loro localizzazione, e in lunghi, medi e corti in relazione alla lunghezza del tronco ceduto in rapporto all'altezza dello stesso.

Nel cedimento intermedio la parte ceduta è compresa fra le due in posto ad essa contigue mentre nel cedimento terminale la parte ceduta interessa l'estremità del tronco murario.

Si definiscono invece lunghi, medi o corti i cedimenti intermedi nei quali, rispettivamente, la lunghezza del cedimento è maggiore, uguale o minore di una volta e mezza l'altezza del solido.

Le tipologie di moto che determinano i cedimenti fondali sono le seguenti:

- traslazione verticale;
- traslazione orizzontale;
- traslazione inclinata (componenti verticale + orizzontale);





- cedimento per rotazione intorno ad un asse giacente nel piano di base fondale.

Nei sopralluoghi effettuati è stato possibile visionare la sola porzione esterna dei fabbricati, ma non anche le pareti interne in modo da confermare quanto ipotizzato in sede di ispezione del paramento esterno. Ne segue che qualche deduzione possa essere rivista a seguito di future verifiche delle pareti interne.

Di seguito si discutono i principali dissesti riscontrabili nell'oggetto di studio della presente relazione.

#### **4.1.1 Dissesti di traslazione verticale**

Il dissesto di traslazione verticale delle strutture murarie è dovuto a:

- Cedimenti spontanei del terreno.

I cedimenti spontanei del terreno sono dovuti generalmente a contrazioni sopravvenute nel terreno per effetto della riduzione del suo tenore igrometrico, a processi di ossidazione di sedimenti torbosi, a dilavamento del sottosuolo operato da perdite di condotte o da falde sotterranee, cause di lento ma continuo trasporto di particelle terrose.

- Contrazione verticale del terreno sotto carico.

I cedimenti dovuti alla contrazione verticale del terreno sotto carico si verificano quando la base fondale non ha sufficiente ampiezza per abbassare le compressioni unitarie al di sotto del limite di tollerabilità alla deformazione. Insorgono in conseguenza di errori di calcolo, di sopraelevazioni, di cedimenti di strutture vicine che trasferiscono sulla base di quelle vicine un maggior carico per effetto della collaborazione fra strutture o per il sovrapporsi di bulbi di tensioni inerenti a edifici contigui. Predispongono le murature di fabbrica ai dissesti di traslazione verticale il difetto di omogeneità della base fondale, l'alternarsi della roccia a formazioni meno compatte, la presenza di vecchi muri fondali che sono stati utilizzati nella base d'impianto di nuovi edifici, il diverso comportamento dei vari banchi terrosi di fronte alle infiltrazioni e la presenza di grotte e di cavità sotterranee con il soffitto prossimo alla base fondale. Altre cause che favoriscono questo tipo di cedimento sono la diversa distribuzione dei carichi sulla base dovuta alla



differente altezza dei vari corpi di fabbrica, le sollecitazioni dinamiche, sismiche o dovute al traffico stradale, l'alternarsi delle fondazioni continue con altre discontinue e le grandi aperture nei muri che localizzano le compressioni nelle regioni di spalla.

- Dissesti interni delle strutture.

I dissesti interni delle strutture, indipendenti dalla resistenza del terreno, quali le depressioni di archi o travate, lo schiacciamento di zone basali, la pressoflessione, l'inflessione dei muri sotto la spinta, inducono nei muri fessurazioni che sono uguali ai cedimenti terminali ed intermedi.

Considerando la traslazione verticale relativa terminale di una muratura, è possibile individuare diversi andamenti delle lesioni che seguono il quadro isostatico (Figura 4.1):

- Fratture verticali, nella parte del muro non interessata dal cedimento;
- Fratture a gola rovescia (inclinazione verso la base del tronco e verso il cedimento);
- Fratture ad andamento semiparabolico che partono dal bordo verticale del tronco in cedimento, tagliando questo orizzontalmente, ed arrivano alla base della sezione al limite del cedimento.

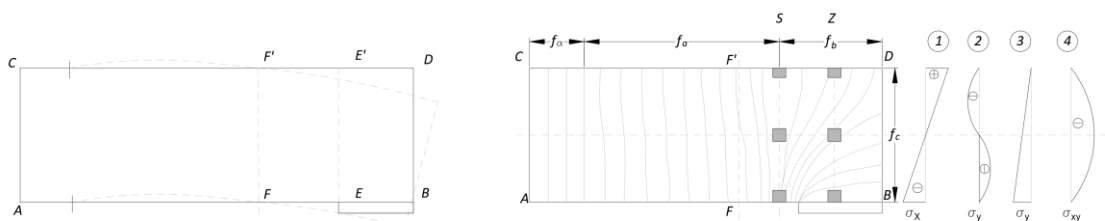


Figura 4.1: Lesioni da traslazione verticale relativa terminale di una muratura.

Analogamente, nel caso di cedimenti verticali intermedi, le lesioni presentano lo stesso andamento ma speculare rispetto alla zona di cedimento.

Ovviamente, la presenza delle aperture (finestre, porte, nicchie, canne fumarie) fa sì che le linee fessurative classiche che si stabiliscono nei muri pieni, vengano dirottate su percorsi che offrano la minore resistenza alla rottura.



#### **4.1.2 Dissesti di traslazione orizzontale**

La traslazione orizzontale è frequente negli edifici con la base fondale posta su terreni argillo-sabbiosi o sabbio-argillosi. Dopo lunghi periodi di siccità questi terreni si contraggono dando luogo a fenditure verticali che, dal piano di campagna, penetrano all'interno fino al di sotto del piano fondale degli edifici e si chiudono durante le stagioni piovose per la successiva dilatazione del terreno, trasmettendo corrispondenti moti alternativi alle strutture murarie superiori. Oltre alle variazioni del grado di umidità del terreno, sono causa di dissesti di traslazione orizzontale anche i moti franosi e i terremoti immuni da componenti verticali di una certa importanza.

La traslazione orizzontale può essere assoluta (investe l'intero complesso strutturale) o relativa (investe il complesso in parte).

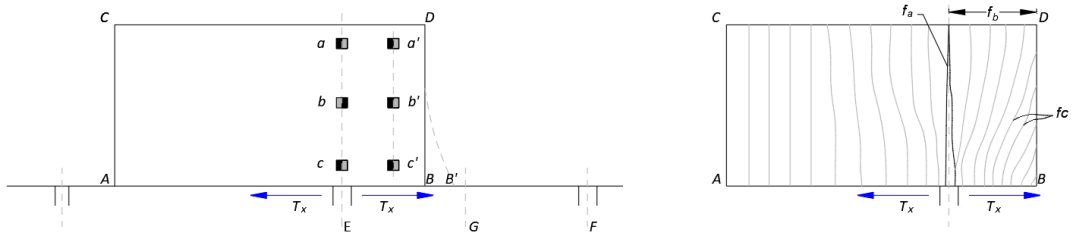
La traslazione orizzontale relativa può essere:

- Longitudinale (nel piano medio del muro);
- Trasversale (nella direzione normale al piano medio);
- Obliqua (in una direzione intermedia tra il piano normale e quello medio).

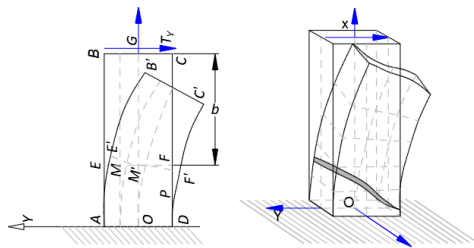
L'andamento tipico delle lesioni per le tre tipologie di traslazione orizzontale terminale è riportato nella Figura 4.2 sottostante.



Traslazione orizzontale longitudinale



Traslazione orizzontale trasversale



Traslazione orizzontale obliqua

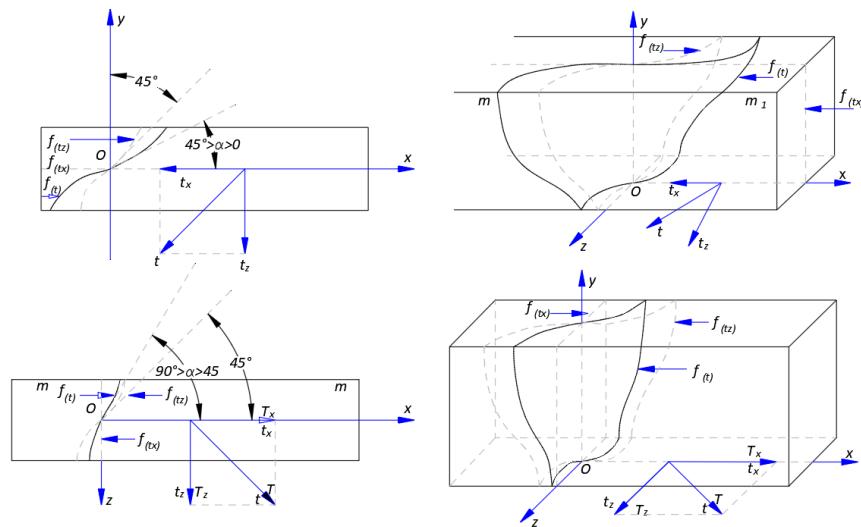


Figura 4.2: Lesioni da traslazione orizzontale relativa di una muratura.

**4.1.3 Dissesti di traslazione inclinata**

La traslazione inclinata ha origine franosa.

L'acqua agisce in due modi:

- circolando negli strati sotterranei del terreno ne riduce la densità con il trasporto a valle di particelle piccole, creando così vuoti che le masse terrose



superiori vanno lentamente a colmare con moti traslatori verticali o inclinati a seconda della giacitura della falda.

- filtrando attraverso gli strati permeabili del terreno, va a raccogliersi sui banchi sottostanti impermeabili i quali, bagnandoli, riduce il coefficiente di attrito e induce il terreno sovrastante in un lento moto di scivolamento.

La traslazione inclinata risulta dalla combinazione della traslazione verticale con la traslazione orizzontale. La traslazione inclinata può essere longitudinale, trasversale e obliqua ed è il moto più complesso che un solido murario può sopportare. Anche in questo caso i moti possono essere assoluti o relativi e sono sempre dovuti a fenomeni franosi che interessano tutta o parte della base d'impianto dell'edificio.

#### **4.1.4 Rotazioni**

Il terreno fondale è sottoposto a moti rotatori principali se presenta strati di compressibilità diversi nella sua superficie oppure se è soggetto a carichi di intensità differente da punto a punto.

L'andamento tipico delle lesioni per la rotazione è riportato nella Figura 4.3.

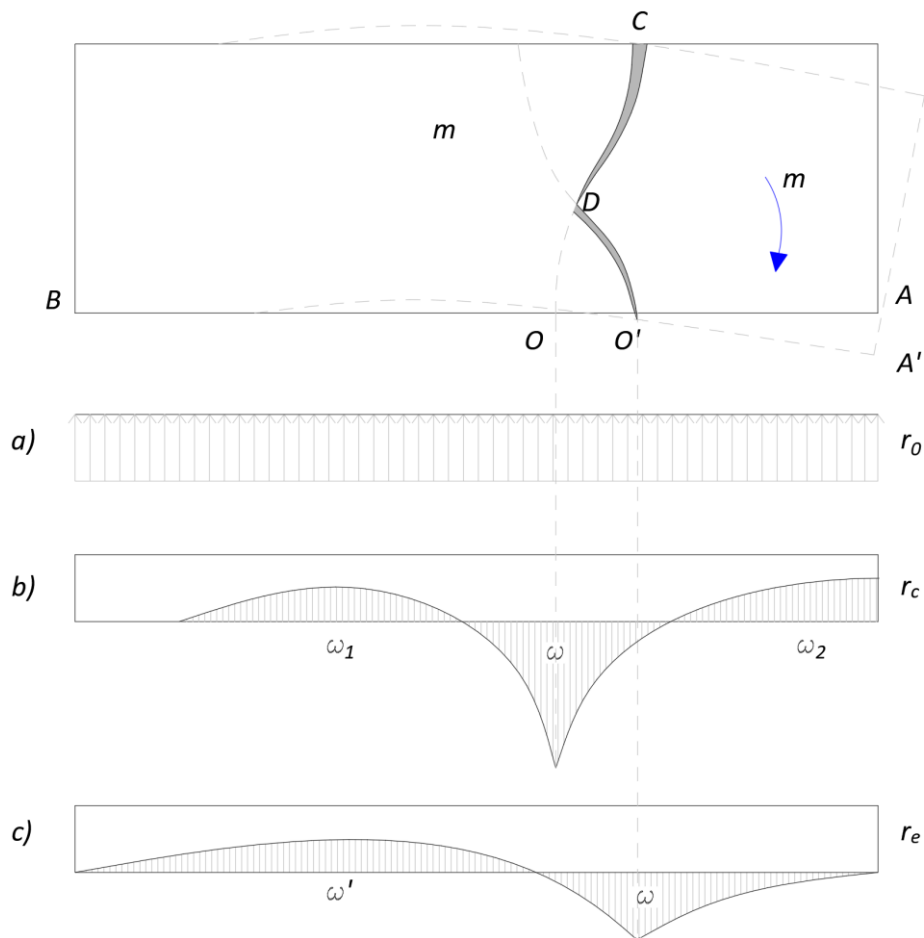


Figura 4.3: Lesioni da rotazione di una muratura.

## 4.2 Dissesti misti e manifestazioni di faticenza muraria

La coesistenza dei cedimenti fondali con quelli propri delle strutture dà luogo a problematiche innumerevoli così come lo sono le loro combinazioni.

Se ogni dissesto elementare offre un quadro fessurativo e deformativo ben definito per ciascun organismo murario è chiaro che, nel caso coesistano più dissesti elementari nella stessa struttura, si debbano sovrapporre tutte le manifestazioni di faticenza nella costituzione definitiva del quadro risultante.



### **4.2.1 Schiacciamento**

È noto che un solido sottoposto alla compressione assiale subisce una contrazione nella direzione del carico e una dilatazione nelle direzioni normali. Se la dilatazione trasversale supera le capacità coesive del solido, questo si spezza lungo superfici di frattura disposte nella direzione della forza perturbatrice.

Lo schiacciamento è il dissesto più pericoloso, soprattutto quello basale.

In vari dissesti, il sistema murario cede nella ricerca di nuovi stati di equilibrio e, infine, pur fessurato, vi si adagia in quiete. Nei cedimenti fondali il terreno sotto carico, liberatosi dalle acque freatiche e in parte, dalle interstiziali, accresce la sua resistenza grazie all'accrescimento dell'accostamento tra le particelle di terreno ed il sistema murario volge verso fasi meno precarie di stabilità. Ciò non si verifica nello schiacciamento né in altri dissesti, nei quali, una volta insorti, il sistema volge verso fasi sempre più precarie.

Lo schiacciamento, nelle strutture murarie, durante il suo sviluppo, presenta tre stadi successivi.

Il primo stadio è caratterizzato dal superamento della resistenza alla coesione dei giunti orizzontali della malta, se meno resistente del materiale lapideo o laterizio. I giunti caricati si riducono nello spessore e l'intonaco subisce un accorciamento verticale con le conseguenti espulsioni degli strati di tinteggiatura dei paramenti murari, poi dell'intonaco e infine di porzioni superficiali murarie. Nel secondo stadio, subentrano gli effetti delle dilatazioni trasversali del materiale murario con fessurazioni a rami corti, alterni, ben distinti, tutti nella direzione della forza perturbatrice che, in generale, è la verticale. Nel terzo stadio, il più pericoloso, il quadro fessurativo del secondo stadio si unifica in fratture di notevole estensione che suddividono il solido in più elementi caricati di punta tutti a momento d'inerzia sempre minori col moltiplicarsi delle fratture precludendo al crollo dell'intero sistema murario.

Nei muri intonacati la manifestazione del quadro fessurativo è preceduta da espulsioni locali della tinteggiatura, che precedono quelle dell'intonaco, tutte dovute a fenomeni localizzati di flessione laterale. Nello schiacciamento, infatti, la malta dei giunti



orizzontali si disgrega prima del materiale lapideo assumendo un carattere polverulento. Essa subisce così una contrazione nella direzione degli sforzi agenti che è trasmessa all'intonaco e da questo alla tinteggiatura caricandoli di punta. Così essi si inflettono verso l'esterno, sottoforma di corrugamenti caratteristici che poi si spezzano lungo le linee dei giunti di malta espulsi dalla parete.

Col progredire del dissesto subentrano le locali dilatazioni dei giunti verticali e la rottura degli elementi lapidei con la definitiva costituzione del quadro fessurativo dello schiacciamento.

Con il peggiorare del dissesto i rami fessurativi si unificano diventando di sviluppo e ampiezza notevoli che preludono al crollo.

Le cause dello schiacciamento comprendono:

- i cedimenti fondali che trasferiscono su determinate strutture il carico pertinente ad altre;
- la vetustà o la cattiva costruzione che abbassano il carico di rottura del materiale;
- aumenti di carico a seguito di sopraelevazioni o installazioni pesanti;
- le sezioni reagenti che si dimostrano insufficienti e non omogenee.

Le opere fondali debbono essere adeguate, per evitare che l'assestamento del terreno, o peggio, il cedimento fondale di talune strutture, possa indurre aggravio in altre contigue.

Come è possibile osservare dalle foto 4-8, 11, 12, 15 e 21 di Figura 4.4 i dissesti da schiacciamento sono inoltre favoriti da murature sottodimensionate e a sacco con assenza di diatoni (questi ultimi ripartiscono i carichi in modo più uniforme possibile).

#### **4.2.2 Manifestazioni alternative di faticenza: variazioni termiche e igrometriche**

Si dicono "alternative" le manifestazioni di faticenza soggette a variazioni periodiche fra il massimo e il minimo della loro intensità e sono dovute alle variazioni della temperatura o del grado di umidità delle strutture o dell'ambiente.





Col variare della temperatura, infatti, tutti i corpi variano di volume in relazione al loro coefficiente di dilatazione termica.

Negli edifici con pannelli in muratura (così come per i fabbricati con intelaiatura in c.a. e tamponature in muratura), possono verificarsi soluzioni di continuità, nelle superfici di contatto, variabili dall'estate all'inverno.

Anche i fenomeni igrometrici danno luogo a fessurazioni di carattere alternativo. A tutti sono note le soluzioni di continuità nelle superfici di contatto tra materiali di varia natura quando essi sono molto sensibili ai fenomeni igrometrici.

Nei fabbricati su fondo argilloso, col piano fondale a poca profondità, le dilatazioni e le contrazioni del sottosuolo si propagano al sovrastante edificio.

I terreni argillosi, infatti, durante la stagione secca si contraggono presentando notevoli fenditure verticali cui fanno riscontro le fessurazioni delle strutture murarie su essi incumbenti. Invece durante la stagione umida il terreno si dilata chiudendo le fenditure e con esse, almeno in parte, le fessurazioni murarie.

#### **4.2.3 Influenza della qualità muraria**

Nelle strutture vetuste si rinvengono spesso delle ampie cavità interne alle murature vuote o piene di materiale detritico e calcinacci.

Se i due paramenti murari presentano un buon aspetto e sono internamente riempite, il vuoto interno non è denunciato dall'ispezione dei paramenti tramite percussione. Si tratta, ad esempio, di vecchie canne fumarie non più utilizzate, spesso riempite con macerie. A volte la loro presenza è denunciata in facciata dall'intonaco.

In queste strutture, le forme fessurative fondamentali potrebbero mutare la loro fisionomia per localizzarsi nelle regioni di minor resistenza, distribuite nella massa nella maniera più impensata; ed è così che accade di vedere le fessurazioni paraboliche da cedimento intermedio, degenerare in due rami verticali che seguono due canali fumari esistenti nei pressi delle sezioni ai limiti del cedimento.



### **4.3 Diagnosi dei dissesti di strutture in c.a. soggette a cedimento fondale**

Le strutture intelaiate in c.a. sono particolarmente sensibili ai cedimenti fondali con la componente verticale della traslazione di preponderante importanza; sono invece meno sensibili ai cedimenti nei quali si ha maggiore componente orizzontale specialmente se l'edificio è disposto su fondazioni a trave rovescia o a platea, grazie al mutuo collegamento orizzontale delle strutture alla base.

I fenomeni fessurativi più caratteristici sono analoghi a quelli già analizzati nei fabbricati in muratura. Di seguito si riportano alcuni aspetti salienti della traslazione verticale e della rotazione derivanti da cedimenti fondali di edifici in calcestruzzo armato. Si trascurano la componente orizzontale e la traslazione inclinata dovuta ai moti franosi.

#### **4.3.1 Traslazione verticale**

Nella traslazione terminale estesa ad uno o più pilastri, le fratture sono localizzate nell'intradosso dei correnti all'innesto col pilastro ceduto e nell'estradosso all'innesto col successivo pilastro in posto. Le fratture al taglio sono localizzate in prevalenza presso l'appoggio ceduto verso il quale s'inclinano a 45°. Fratture a 45° affiorano pure nelle pareti dei tamponamenti fra il pilastro in posto e quello ceduto, recidivando nei vari piani. Nella traslazione verticale intermedia le fratture si stabiliscono con gli stessi caratteri del cedimento terminale ma con la nota disposizione simmetrica.

#### **4.3.2 Rotazione**

Raramente si verifica la rotazione localizzata negli edifici intelaiati perché tale tendenza è frenata dal resto della struttura. Sono invece più probabili i moti rotatori assoluti dovuti ai cedimenti della base di impianto che inclinano tutto il sistema dalla parte del terreno meno consistente. Anche questi moti si risolvono in moti traslatori verticali crescenti nei successivi pilastri procedendo verso la zona più lontana dall'asse della rotazione.



#### **4.4 Lesioni e dissesti rilevati**

In questo paragrafo si analizzano gli effetti indotti sulle strutture dai cedimenti differenziali avvenuti nel recente passato, documentati ed analizzati nelle tavole redatte dallo studio “geoequipe” successivamente gli eventi sismici dell’agosto del 2016. In particolare, si è cercato un riscontro visivo all’interno del quartiere dei danni causati alle strutture prendendo come punto di riferimento la “Tav. 6 – Planimetria cedimenti edifici” che evidenzia, mediante livellazione di precisione, le variazioni di quota tra agosto 1998 - febbraio 2017 ed i cedimenti differenziali massimi evidenziati.

Ad oggi i danni osservabili negli edifici sono in linea con quanto riportato negli elaborati, osservabili in modo particolare negli edifici realizzati in muratura portante in quanto minime variazioni di quote provocano danneggiamenti evidenti alle strutture.

In tale analisi non sono presi in considerazione i danni derivanti da sisma che sono stati descritti nelle schede AeDES compilate post sisma. Tali schedature sottolineano inoltre dissesti alle fondazioni preesistenti e acuiti dal sisma e dovuti appunto ai cedimenti fondali. In Figura 4.4 si riportano i principali dissesti osservati riscontrati all’interno del quartiere con la localizzazione in ciascun edificio mediante foto e ingrandimenti delle aree interessate dai danneggiamenti. Alla planimetria del quartiere sono state sovrapposte le indicazioni relative ai cedimenti differenziali quotati e rilevati dal precedente studio citato (le lesioni riportate dal numero 4,5,7-12,21 sono la combinazione dei cedimenti con l’azione sismica come descritto anche nelle schede Aedes).

Dalle lesioni 9 e 10 è inoltre possibile intravedere la composizione della muratura già descritta nei capitoli precedenti realizzata da due paramenti esterni di scaglia rossa e da materiale da riempimento all’interno (muratura a sacco).



Figura 4.4: Punti di vista fotografici con individuato il dissesto causato da cedimenti differenziali all'interno del quartiere "Madonnetta". Le immagini corrispondenti sono riportate nel seguito.



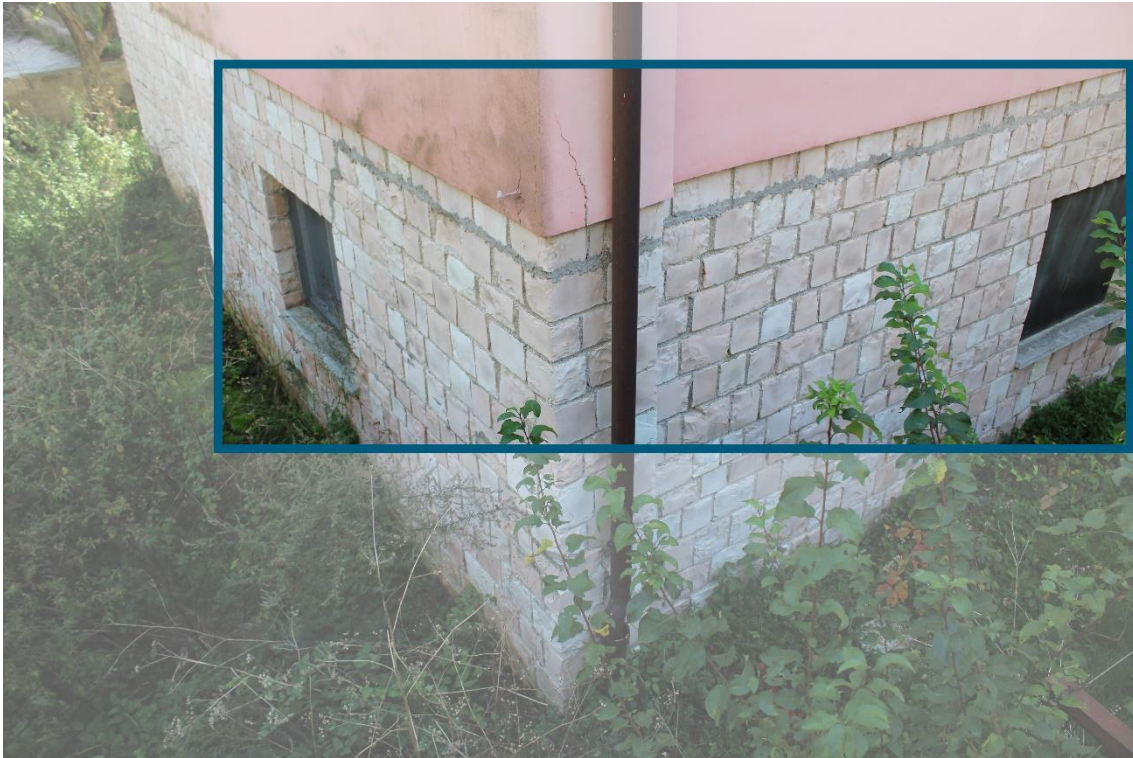
1) Lesione da traslazione orizzontale trasversale terminale - Dettaglio.



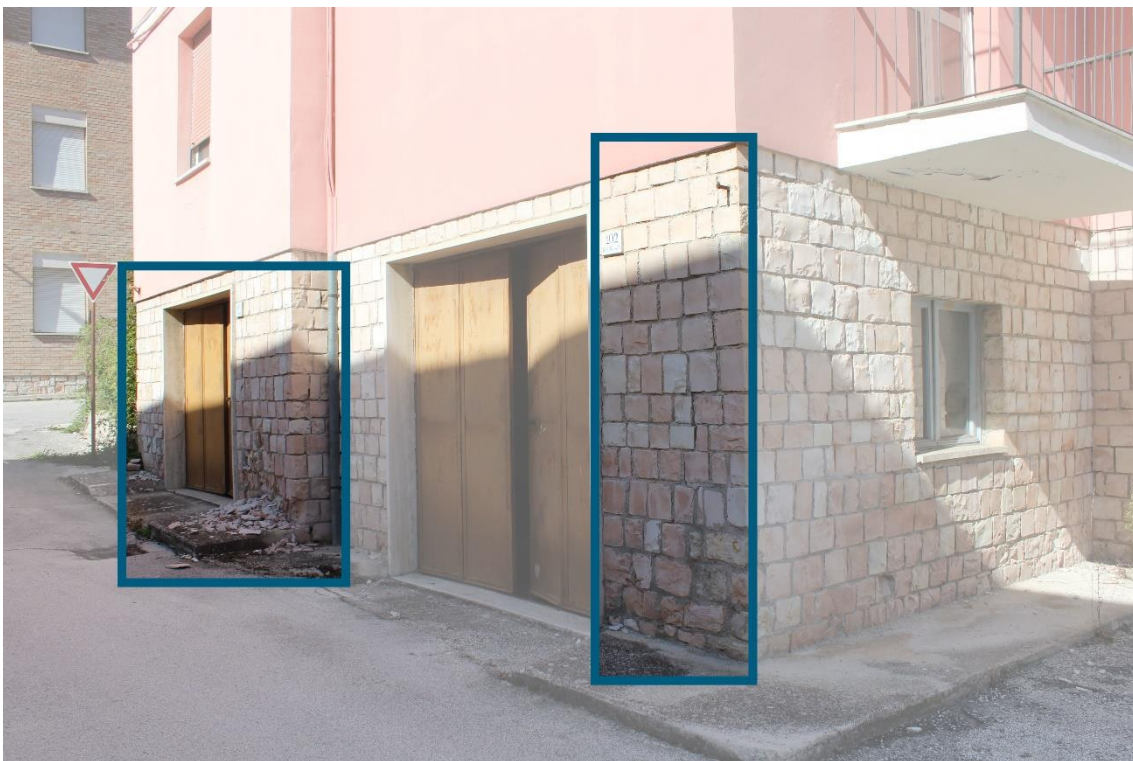
*1) Lesione da traslazione orizzontale trasversale.*



2) *Lesione da traslazione verticale terminale relativa al cedimento fondale a valle della facciata.*



3) Lesione orizzontale causata dagli elevati cedimenti differenziali fondali dell'edificio.



4) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.



*5) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.*





*6) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali.*



7) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.



8) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.



9) *Lesione da traslazione verticale terminale derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.*



*10) Lesione da traslazione verticale terminale derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.*



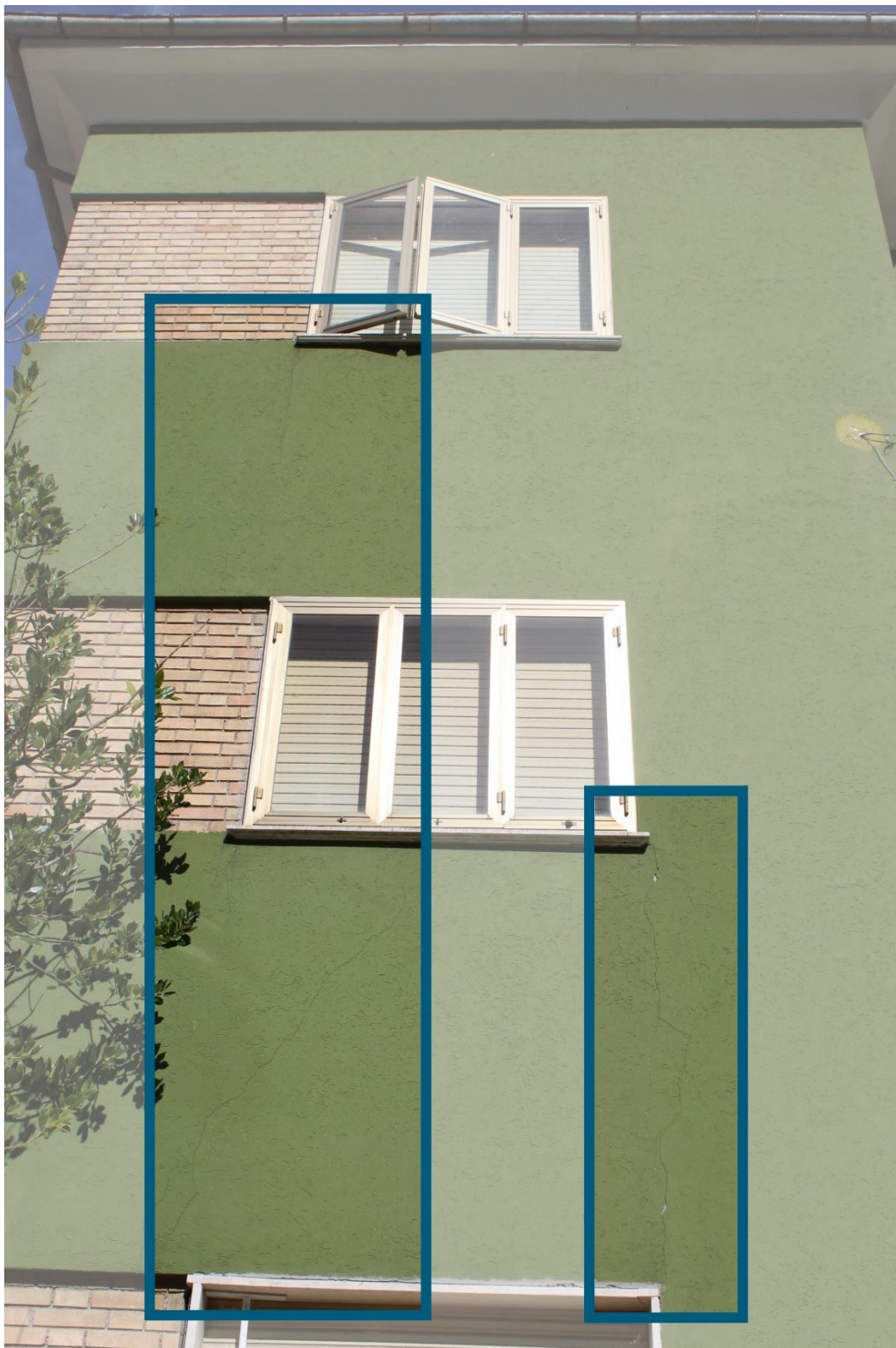
11) *Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.*



*12) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.*



13) Lesione da traslazione verticale in un muro con aperture (percorsi che offrono la minore resistenza alla rottura).

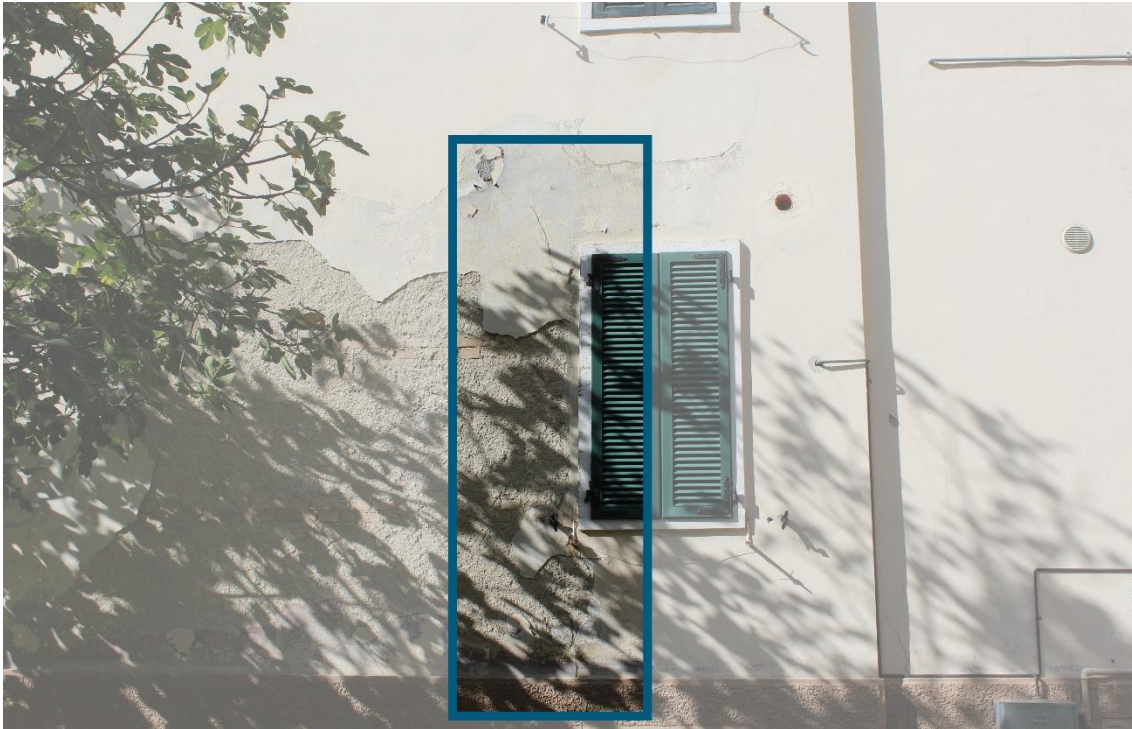


14) Lesione da traslazione verticale in un muro con aperture (percorsi che offrono la minore resistenza alla rottura).





*15) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali.*



*16) Lesione da traslazione verticale in un muro con aperture (percorsi che offrono la minore resistenza alla rottura).*



*17) Lesione da traslazione verticale in un muro con aperture (percorsi che offrono la minore resistenza alla rottura).*



*18) Lesione da traslazione verticale in un muro con aperture (percorsi che offrono la minore resistenza alla rottura).*



*19) Lesione da traslazione verticale in un muro con aperture (percorsi che offrono la minore resistenza alla rottura).*



20) Lesione da rotazione derivante da elevati cedimenti differenziali fondali (vistoso fuoripiombo).



*21) Lesione da schiacciamento derivante da cedimenti fondali combinata con l'azione sismica.*



## **CAPITOLO 5                    STIMA DEI CEDIMENTI**

---

### **5 Premessa**

Nel Capitolo 1 è stata riepilogata la storia idro-geologica dell'area in esame, nota sulla base di precedenti studi specifici eseguiti nell'area in esame (indicati al § 5.2), a cui si rimanda per i dettagli. In questo capitolo vengono dapprima riepilogate le informazioni essenziali di carattere qualitativo e quantitativo relative all'assetto idro-geologico e stratigrafico incluse le caratteristiche geotecniche dei terreni dell'area in esame, desunte dalla documentazione di riferimento. È stata anche ricostruita la cronologia degli eventi riguardo ai cedimenti ed alle variazioni dei livelli piezometrici nell'area del quartiere (§ 5.3).

Sulla base di tali informazioni è stata impostata la nuova campagna di indagini 2021 finalizzata prevalentemente alla caratterizzazione meccanica ed idraulica del deposito argilloso (§ 5.4) indispensabile per la stima dei cedimenti futuri.

Dopo aver analizzato i risultati della campagna di indagine (§ 5.5), vengono illustrati e discussi i criteri in base ai quali è stata impostata la modellazione dei cedimenti nell'area del quartiere "Madonnetta" ed i risultati della stima dei cedimenti cui sarà verosimilmente soggetta l'area del quartiere nei prossimi 50 anni (§ 5.6 e 5.7). La stima dei cedimenti futuri, assoluti e differenziali, unitamente ai risultati dell'analisi di risposta sismica locale (Cap. 6) è stata utilizzata per le analisi strutturali illustrate al Cap. 7.

### **5.1 Documentazione di riferimento**

1. Carta Geologica Regionale, Edizione CTR, scala 1:10.000, Sezione 312040 PIORACO.
2. Interventi di monitoraggio e consolidamento di Via della Madonnetta, Indagine geologica, a firma del Dott. Ing. Fernando Fabbracci e del Dott. Geol. Domenico Venanzini, giugno 1999.



3. Interventi di monitoraggio e consolidamento di Via della Madonnetta, Relazione generale di progetto e quadro economico, a firma del Dott. Ing. Fernando Fabbracci e del Dott. Geol. Domenico Venanzini, giugno 1999.
4. Interventi di monitoraggio e consolidamento di Via della Madonnetta, Monitoraggio geotecnico, Dati aggiornati a ottobre 2000, a firma del Dott. Ing. Fernando Fabbracci e del Dott. Geol. Domenico Venanzini, novembre 2000.
5. Indagine geologico-tecnica relativa al consolidamento e adeguamento sismico di un fabbricato di civile abitazione, a firma del Dott. Geol. Demetrio Papadopoulos, novembre 2000.
6. Monitoraggio geotecnico zona Via della Madonnetta: edificio Via Raffaello Sanzio n. 66 (foglio n. 6, particella n.126), Relazione – Parere, a firma del Dott. Geol. Fabrizio Pontoni e del Dott. Geol. Domenico Venanzini, giugno 2001.
7. Interventi di monitoraggio e consolidamento di Via della Madonnetta, Monitoraggio geotecnico, Rapporto finale, dati aggiornati a febbraio 2002, a firma del Dott. Ing. Fernando Fabbracci e del Dott. Geol. Domenico Venanzini, maggio 2002.
8. Interventi di monitoraggio e consolidamento in Località “La Madonnetta” nel Comune di Pioraco. Alimentazione artificiale per gravità della falda idrica ipogea. Progetto definitivo. Relazione descrittiva e documentazione fotografica, a firma dell’Ing. Stefano Leonori e del Geol. Fabrizio Pontoni, novembre 2006.
9. Interventi di monitoraggio e consolidamento in Località “La Madonnetta” nel Comune di Pioraco. Alimentazione artificiale per gravità della falda idrica ipogea. Tavola n° 1: Pozzo di immissione, agosto 2007.
10. Interventi di monitoraggio e consolidamento in Località “La Madonnetta” nel Comune di Pioraco. Alimentazione artificiale per gravità della falda idrica ipogea. Attività di monitoraggio geotecnico e topografico, 2° Rapporto di progresso, a firma dell’Ing. Stefano Leonori e del Geol. Fabrizio Pontoni, maggio 2010.





11. Progetto per ristrutturazione di un fabbricato danneggiato dagli eventi sismici del 24, 26 agosto e 30 ottobre 2016, Relazione geologica e consulenza geotecnica, a firma del Dott. Geol. Carlo Moriconi, giugno 2017.
12. Microzonazione Sismica, Relazione Illustrativa, a firma del Centro MS, Dicembre 2017.
13. Monitoraggio quartiere in Loc. “La Madonnetta” in Comune di Pioraco: Valutazione nesso di causalità danno/sisma agosto-ottobre 2016, relazione tecnico-illustrativa, a firma dell’Ing. Stefano Leonori e del Geol. Fabrizio Pontoni, dicembre 2017.
14. Tabelle Rilievi Topografici eseguiti nel quartiere “Madonnetta” fornite dall’ing. Delfo Palpacelli.
15. Risultati indagini in sito quartiere “Madonnetta”, Tecnosondaggi, febbraio 2021.
16. Risultati prove di laboratorio quartiere “Madonnetta”, Technogeo, febbraio 2021.
17. ISMGEO, Prove colonna risonante e taglio torsionale ciclico, marzo 2021.
18. Prove di laboratorio - campagna di indagine quartiere “Madonnetta”, Pioraco (MC), Università Politecnica delle Marche, Dip. SIMAU, aprile 2021.

## **5.2 Quadro generale**

### **5.2.1 Idrogeologia, stratigrafia e caratteristiche dei terreni**

Il quartiere si trova su un’area morfologicamente sub-pianeggiante, alla quota media di 442 s.l.m.

Il sito in esame, come risulta dall’analisi cartografica del PAI, non è situato all’interno di alcuna fascia idraulica o in aree in frana, pur trovandosi in prossimità di aree soggette a rischio esondazione e rischio frana. Il rilevamento geologico e geomorfologico di campagna svolto nel sito nel 2017 (Doc. 11) non ha evidenziato la presenza di fenomeni di dissesto in atto o latenti.

Le Figure 5.1 e 5.2 e 5.3 riportano la ricostruzione stratigrafica dell’area del quartiere “Madonnetta”. L’area insiste su depositi alluvionali argillosi fluvio-lacustri di recente

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

formazione, di spessore variabile da zero fino ad almeno 50 m, poggianti lateralmente e verso il basso su ghiaie di origine fluviale, conoidi e detriti di versante, aventi spessore nell'ordine dei metri o della decina di metri. Lo strato ghiaioso poggia su un substrato roccioso costituito da rocce calcaree.

L'assetto idrogeologico dell'area è caratterizzato da un acquifero nell'ambito dei depositi ghiaiosi alimentato principalmente dalle strutture carbonatiche. Il Fiume Potenza ed il canale della Cartiera risultano sospesi.

Il deposito argilloso risulta costituito da frazione fine (limo, argilla), classificato come argilla inorganica di elevata plasticità (CH), di consistenza plastica, localmente con elevato contenuto di frazione organica. Le indagini pregresse eseguite nell'area hanno mostrato che si tratta di un terreno di caratteristiche meccaniche molto scadenti (bassa resistenza al taglio, elevata compressibilità). Risulta inoltre identificato come "sottoconsolidato" sulla base principalmente della storia di deposizione e sui risultati di alcune prove edometriche.

Lo strato ghiaioso risulta costituito prevalentemente da frazione ghiaiosa, di diversa genesi (alluvionale, fluviale e detriti di versante), con presenza di frazione più grossolana (ciottoli) e/o più fine (sabbia, limo). Tale strato si identifica di permeabilità alta.

Il substrato roccioso è costituito da calcari (Calcare Massiccio e Corniola) in strati da medi a molto spessi. Viene classificato di permeabilità alta in quanto il Calcare Massiccio è dotato sia di permeabilità secondaria per fratture e canali di dissoluzione chimica, sia di permeabilità primaria per porosità, e la Corniola è dotata di permeabilità secondaria. Secondo quanto riportato nella carta geologica regionale, in corrispondenza dell'area del quartiere "Madonnetta" è presente una faglia (diretta) (Figura 5.4).

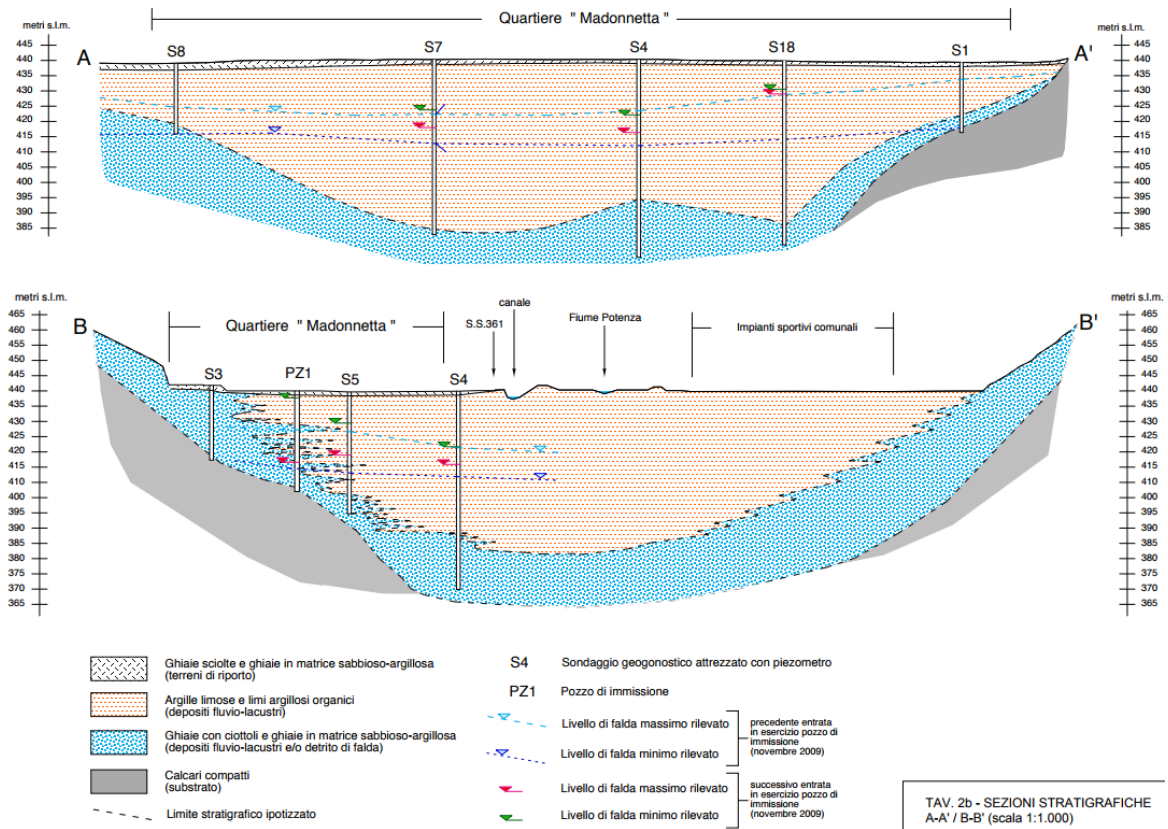


Figura 5.1: Sezioni stratigrafiche dell'area in esame (da Doc. 13) (ubicazione sezioni in Figura 5.3).

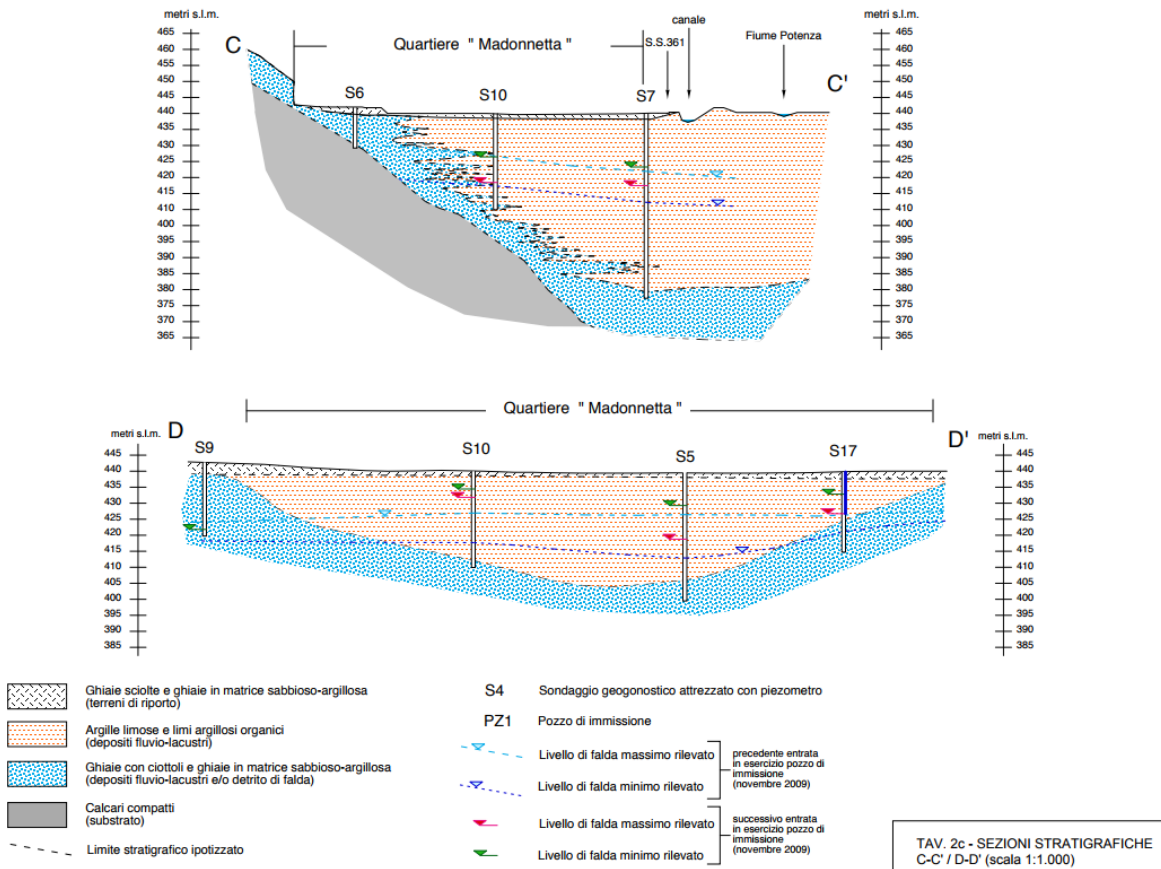


Figura 5.2: Sezioni stratigrafiche dell'area in esame (da Doc. 13) (ubicazione sezioni in Figura 5.3).

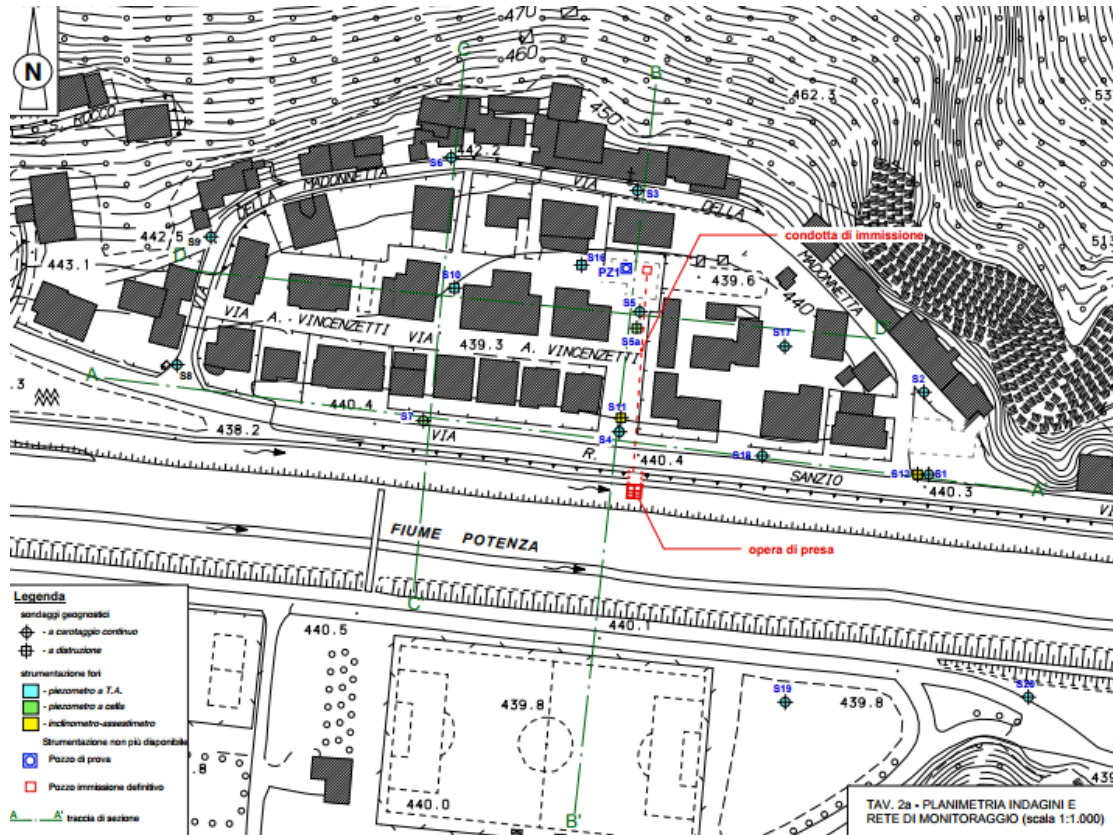


Figura 5.3: Ubicazione delle sezioni stratigrafiche di Figura 5.1 e 5.2 (da Doc. 13).

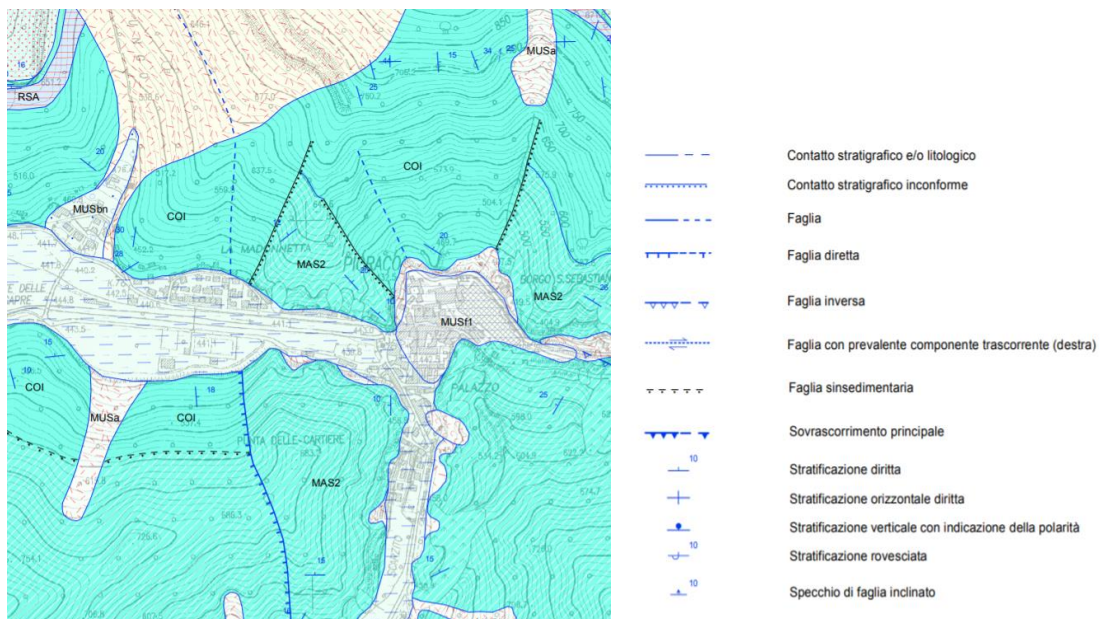


Figura 5.4: Faglie indicate nella carta geologica regionale nell'area del quartiere "Madonna".



### **5.2.2 Cedimenti e livelli piezometrici**

In questo paragrafo viene sinteticamente ricostruita la cronologia degli eventi riguardo ai cedimenti a cui è soggetta l'area del quartiere "Madonnetta" ed alle variazioni dei livelli piezometrici nell'area. I dati relativi alle misure dei cedimenti e delle quote piezometriche nel tempo sono riportati nel § 5.7 (partendo da essi, è stata sviluppata la modellazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo del quartiere).

Il quartiere "Madonnetta" è stato sempre interessato da cedimenti dei terreni di fondazione degli edifici e delle infrastrutture. In seguito al terremoto Umbria-Marche del 1997 è stato rilevato un aggravamento dei dissesti degli edifici imputato anche ad una variazione del regime idrologico con conseguente abbassamento del livello piezometrico nell'area, al quale è stata associata un'accelerazione dei cedimenti dei fabbricati.

A seguito di tale evento, è stata programmata una campagna di indagini e di monitoraggio con la misura, a partire dal 1998, dei livelli piezometrici nell'area e dei cedimenti degli edifici mediante livellazioni topografiche di altissima precisione su capisaldi installati sulle strutture.

I cedimenti rilevati nel periodo fra il 1998 e il 2009 sono risultati mediamente di circa 1 cm/anno, con valori maggiori (~1.5 cm/anno) nella parte centrale del quartiere dove lo spessore del deposito argilloso è maggiore.

Nel 2009 è stata installato un pozzo di immissione continua di acqua in falda, collegato ad un'opera di presa in corrispondenza del canale artificiale. Il pozzo di immissione è ubicato in prossimità della parte centrale del quartiere "Madonnetta" (Figura 5.3). Tale opera è stata realizzata con la finalità di incrementare il livello piezometrico per ridurre i cedimenti nell'area in esame. L'immissione è iniziata nel 2009 (dopo un test di immissione nel 2006 della durata di qualche mese), ed è stata sospesa nel febbraio 2018 (comunicazione ufficiale da parte del Comune di Pioraco) a seguito di un fenomeno di instabilità localizzato in adiacenza al pozzo di immissione.

L'opera di immissione ha prodotto un innalzamento dei livelli piezometrici, particolarmente significativo nell'intorno dell'area di immissione, ed una

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

corrispondente riduzione della velocità dei cedimenti degli edifici, risultata non superiore a circa 0.5 cm/anno dal 2009 al 2012. Dopo il 2012 non si dispone di misure topografiche fino al 2016.

Il rilievo dei cedimenti dell'area è stato nuovamente effettuato nel 2016-2017 a seguito degli eventi sismici dell'agosto e ottobre 2016. A titolo di esempio, in Figura 5.5 e Figura 5.6 è riportato l'andamento dei cedimenti di alcuni capisaldi, che conferma un andamento crescente nel tempo, dal quale non si può escludere che vi sia stato anche un effetto della variazione dei livelli piezometrici nell'area a seguito degli eventi sismici del 2016. Infatti, è noto che a seguito di tali eventi, si è verificato in gran parte dell'Appennino Umbro-Marchigiano un abbassamento dei livelli di falda, che può aver provocato cedimenti significativi nei terreni coinvolti, come nel caso del quartiere "Madonnetta". Le misure piezometriche eseguite nel periodo settembre 2016 - febbraio 2017 hanno indicato livelli idrici in abbassamento.

Non si dispone di ulteriori misure dopo il 2017. Il successivo rilevamento dei livelli piezometrici, eseguito da personale dell'UnivPM nel gennaio 2020 nei piezometri ancora disponibili e ritenuti affidabili, ha mostrato mediamente un modesto abbassamento della falda, rispetto alle misure effettuate, nella stessa stagione, nel 2017 (Figura 5.8).

Gli abbassamenti del livello piezometrico sono pertanto stati identificati come causa dei cedimenti nell'area in esame. Risulta inoltre che il deposito argilloso, di recente formazione, può essere soggetto comunque a cedimenti dovuti alla consolidazione per peso proprio.

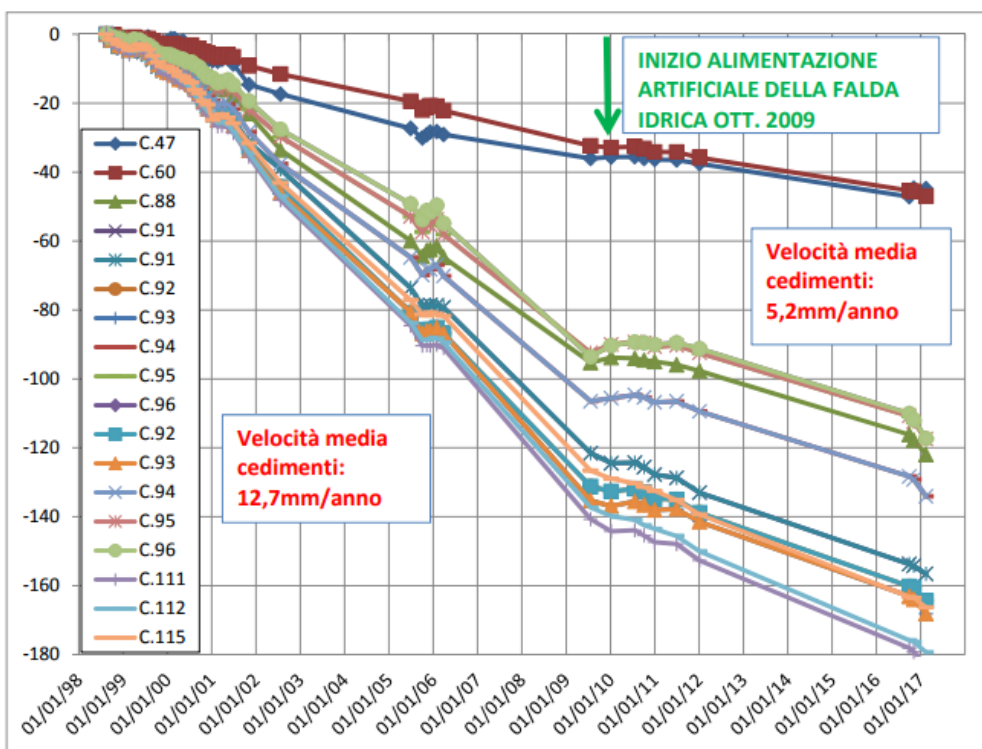


Figura 5.5: Andamento dei cedimenti nel tempo rilevato nella parte centrale del quartiere (l'ubicazione dei capisaldi è riportata in Figura 5.7) (da Doc. 13).

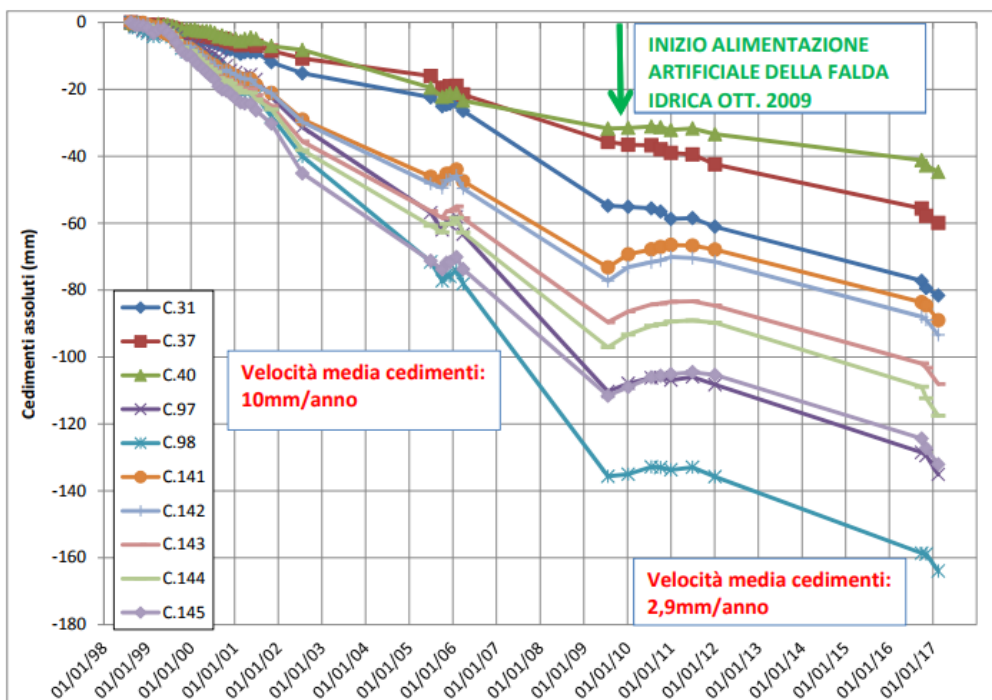


Figura 5.6: Andamento dei cedimenti nel tempo rilevato in prossimità del pozzo di immissione (l'ubicazione dei capisaldi è riportata in Figura 5.7) (da Doc. 13).



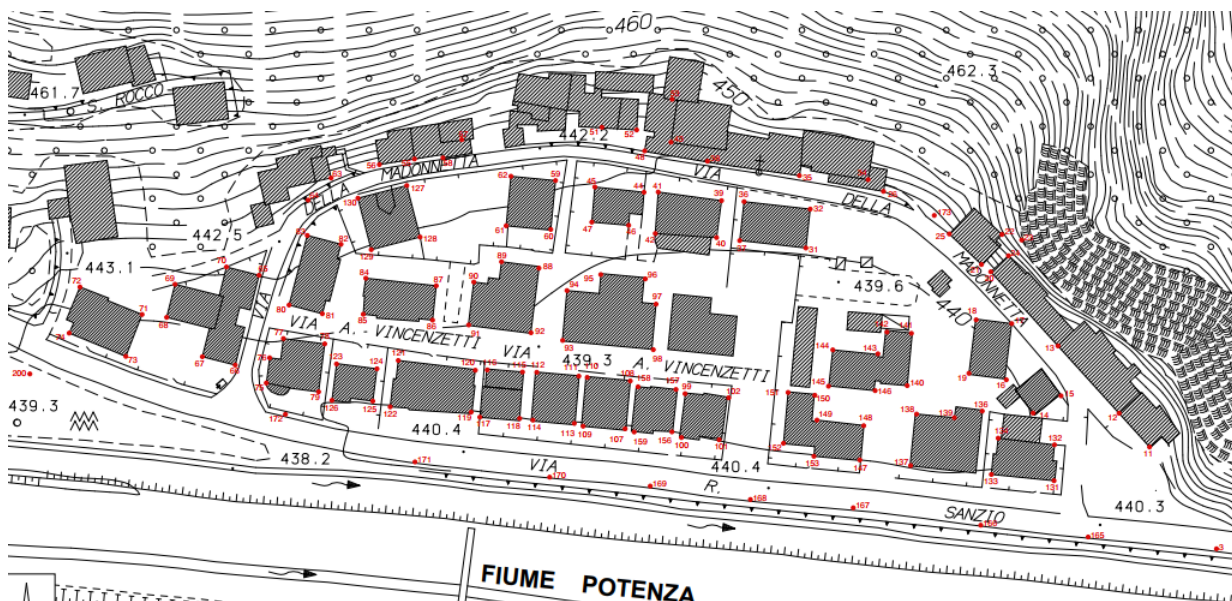


Figura 5.7: Ubicazione dei capisaldi per le livellazioni topografiche (da Doc. 13).

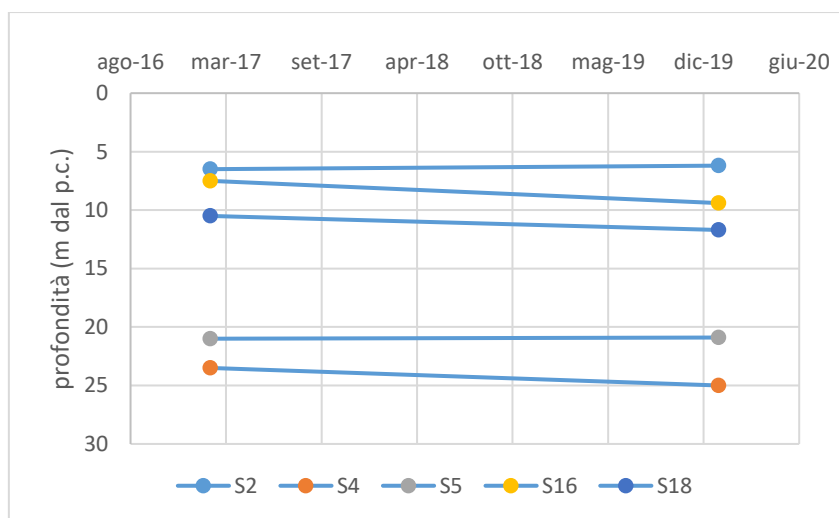


Figura 5.8: Rilievi piezometrici nel febbraio 2017 e gennaio 2020 (ubicazione piezometri in Figura 5.3).

### 5.3 CAMPAGNA DI INDAGINI 2021

Sulla base di quanto espresso al paragrafo precedente, in occasione della riunione tenutasi il 10 luglio 2020 con i dirigenti e i tecnici della Struttura Commissariale per la Ricostruzione è stata concordata una campagna di indagini geotecniche integrative finalizzate alla ricostruzione della stratigrafia di dettaglio dell'area, alla caratterizzazione idraulica, meccanica e sismica del deposito argilloso ed alla determinazione dei livelli

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

piezometrici nell'area in esame. La campagna di indagini si è resa indispensabile per poter eseguire una stima dell'andamento dei cedimenti futuri nell'area e per eseguire un'analisi di Risposta Sismica Locale 2D (RSL.2D, cfr. Cap. 6), con l'obiettivo di valutare la possibilità di eseguire interventi di ricostruzione nell'area in oggetto.

È stato inoltre concordato di eseguire una nuova campagna di livellazioni topografiche sui numerosi capisaldi disponibili nell'area in modo tale da completare il quadro dei cedimenti nel quartiere "Madonnetta".

Le indagini geognostiche, specificate nei paragrafi seguenti e dettagliate nella Tabella 5.1, sono state predisposte sulla base dei risultati dei precedenti studi, indagini e monitoraggi eseguiti nell'area, con la necessaria attenzione al contenimento dei costi complessivi; a tal fine, alcune delle prove ed i rilievi piezometrici sono stati eseguiti a cura dell'UnivPM. La Figura 5.9 riporta l'ubicazione delle indagini integrative eseguite nel gennaio-febbraio 2021.

Dalle precedenti campagne di indagine è noto che il quartiere "Madonnetta" si trova su un deposito di terreno argilloso di recentissima formazione, molto compressibile, di spessore fortemente variabile fino ad oltre 40 m. L'abbassamento della falda su tali terreni induce un cedimento che ha un lungo decorso nel tempo, che va a sommarsi ad un cedimento dovuto al peso proprio del deposito stesso, di recentissima formazione dal punto di vista geologico.

La caratterizzazione meccanica ed idraulica del deposito argilloso è stata impostata con lo scopo di determinare sia i parametri necessari alla stima del decorso dei cedimenti nel tempo, sia i parametri utili ad orientare la eventuale futura progettazione di nuovi edifici o di interventi sugli edifici esistenti.

È stata prevista l'esecuzione di un sondaggio geognostico a carotaggio continuo eseguito nella parte centrale del quartiere (dove lo spessore del deposito argilloso risulta superiore a 30 m e dove sono stati registrati i maggiori cedimenti), con prelievo di 7 campioni indisturbati a diversa profondità (Tabella 5.1). Su tali campioni sono state eseguite 2 prove di compressione triassiale consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU), 5 prove edometriche ad incremento di carico (ED) ed 1 prova per la misura

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

diretta del coefficiente di permeabilità,  $k$ . Sono state inoltre eseguite determinazioni del peso specifico dei grani ( $G_s$ ), dei limiti di consistenza (limite liquido, LL, e limite plastico, LP), della curva granulometrica (GR), del contenuto organico (OR), come dettagliato in Tabella 5.1.

Nel campione prelevato alla profondità di 24.5-25 m dal p.c. sono state eseguite anche una prova in colonna risonante (CR) ed una prova di taglio torsionale ciclico (TTC), per ottenere i parametri dinamici da utilizzare per la modellazione sismica del terreno argilloso nelle analisi RSL.2D (Cap. 6).

La caratterizzazione meccanica ed idraulica del deposito argilloso è stata completata mediante 8 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU), in 3 delle quali sono state eseguite prove di dissipazione, e 2 prove con cono sismico SCPTU, per la misura della velocità delle onde di taglio,  $V_s$  (cfr. Cap. 6). Le prove CPTU e SCPTU (ubicazione in Figura 5.9) sono state utili anche per una ricostruzione stratigrafica di maggiore dettaglio dell'area in esame.

È stato inoltre previsto un sondaggio a distruzione di nucleo, ubicato nella parte ovest del quartiere (cfr. Figura 5.9) finalizzato esclusivamente ad individuare la profondità del substrato roccioso. In adiacenza a tale sondaggio, in occasione della perforazione per l'installazione della cella piezometrica di Casagrande è stato prelevato un ulteriore campione indisturbato sul quale è stata eseguita una prova edometrica (Tabella 5.1).

In considerazione della variazione nel tempo dei livelli piezometrici nell'area del quartiere e della necessità di valutare la sotto-consolidazione del deposito argilloso, la campagna di indagine ha previsto l'installazione di 2 nuove celle di Casagrande, anche come integrazione della rete di monitoraggio piezometrico. Una delle celle piezometriche è stata installata nel sondaggio a carotaggio continuo alla profondità di 30 m dal p.c. (Tabella 5.1). L'altra è stata installata alla profondità di 13.5 m dal p.c., in prossimità del sondaggio distruzione di nucleo mediante una perforazione appositamente eseguita (Tabella 5.1).

Il personale UnivPM ha eseguito il rilievo dei livelli piezometrici durante la campagna di indagini 2021 nei piezometri disponibili nell'area. Le misure sono state eseguite



nuovamente nel marzo 2021 comprendendo le 2 nuove celle piezometriche installate nel febbraio 2021.

denominazione	sondaggio	prof. dal p.c. (m)	campioni Indisturbati/ piezometro	Prof. dal p.c. (m)	prove eseguite
S3(21)	carotaggio continuo	30.5	S3.C1	3.0-3.5	ED,
			S3.C2	6.0-6.5	TX-CIU, LL, LP
			S3.C3	10.5-11.0	Gs, GR, LL, LP, ED, OR
			S3.C4	16.5-17.0	ED, OR
			S3.C5	19.5-20.0	ED, TX-CIU
			S3.C6 *	24.5-25.0	ED, TTC, CR,
			S3.C7 *	30.0-30.5	campione risultato disturbato
	PZ Casagrande	30			
S8(21)	distruzione	43			
S8(21) bis	carotaggio continuo fino a 5 m poi distruzione	14	S8.C1 *	4.5-5.0	ED, k, GR
			PZ Casagrande	13.6	

Tabella 5.1: Campagna 2021 - riepilogo dei sondaggi eseguiti, dei campioni prelevati e della installazione delle celle piezometriche di Casagrande (\*: campioni testati da UnivPM).



Figura 5.9: Ubicazione delle indagini della campagna 2021.

## 5.4 ANALISI DEI RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE 2021

### 5.4.1 Rilievi piezometrici

In occasione della campagna di indagini in sito sono stati rilevati i livelli piezometrici dei piezometri ancora integri ed accessibili nel quartiere “Madonnetta”, installati in ghiaia. Le profondità dei livelli piezometrici rilevati dai piezometri risultati attendibili (integri, privi di melma, non occlusi, ecc.) sono riportate in Tabella 5.2 con riferimento al rispettivo piano campagna, unitamente alle letture del gennaio 2020. Si nota che nell’ultimo anno vi è stata una variazione dei livelli nel range di  $\pm 3$  m, con una risalita del livello piezometrico nella direzione S4-S5 ed un abbassamento nei piezometri S16 e S10.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Per la ricostruzione dell'andamento delle isopieze nell'area in esame sono stati utilizzati anche i risultati di alcune delle prove CPTU eseguite, nelle quali, una volta raggiunto lo strato di ghiaia, è stata ottenuta la stabilizzazione del valore della pressione interstiziale. Sulla base di tale valore è stata ricavata la profondità del livello piezometrico locale, riportata nella Tabella 5.3.

Prendendo in considerazione le misure dei livelli rilevati nei piezometri a tubo aperto e dalle prove CPTU, note le quote del relativo piano campagna, è stato ricostruito l'andamento delle isopieze nell'area in esame, nel febbraio 2021, riferite alla quota assoluta di 440 m s.l.m.m. (Figura 5.10).

Dalla figura 5.10 è evidente la presenza di gradienti idraulici molto elevati, in particolare nell'area Est del quartiere ed in prossimità del pozzo di immissione. L'andamento generale delle isopieze, nell'area centrale del quartiere, denota un flusso prevalente verso la direttrice in corrispondenza dei piezometri S5-S4 (dove peraltro è nota la presenza di una faglia diretta nel substrato roccioso) e verso il centro della valle.

Nel marzo 2021 alcune delle misure piezometriche sono state effettuate nuovamente, includendo anche i due nuovi piezometri di Casagrande installati nel febbraio 2021. Tali misure sono riportate in tabella 5.2. Le variazioni dei livelli piezometrici fra febbraio e marzo 2021 rientrano nel range di massimo 1 m.

Sulla base delle isopieze di Figura 5.10 sono stati ottenuti i valori di riferimento dei livelli piezometrici nei punti di interesse per la valutazione delle pressioni interstiziali idrostatiche, per definire il grado di consolidazione del deposito argilloso.



Denominazione	Profondità dal p.c. (m)	Tipo piezometro	Profondità dell'acqua da p.c. (m)		
			gen-20	feb-21	mar-21
S2	7.4	TA	6,2	5,4	5,4
S4	60	TA	25,0	22,8	22,0
S5	40	TA	20,9	20,6	19,6
S6	12.5	TA	no acqua	no acqua	no acqua
S8	23	TA	no acqua	20,0	-
S10	30	TA	10,7	11,9	11,7
S16	18 *	TA	9,4	13,0	12,0
S18	43 *	TA	11,7	12,0	-
S3(21)	30	CA	-	-	12,5
S8(21)	13.6	CA	-	-	12,5
Pozzo PZ1	33		-	15,8	-
Pozzo privato (PP)	23		-	11,0	-

Tabella 5.2: Rilievi piezometrici nel 2021 (\*: profondità non nota, desunta durante le misure con freatimetro; CA = piezometro Casagrande; TA = piezometro a tubo aperto).

prova	Profondità (m dal p.c.)
CPTU.5	9.9
CPTU.6	8.1
CPTU.9	18.4

Tabella 5.3: Profondità del livello piezometrico ricavato da prove CPTU.

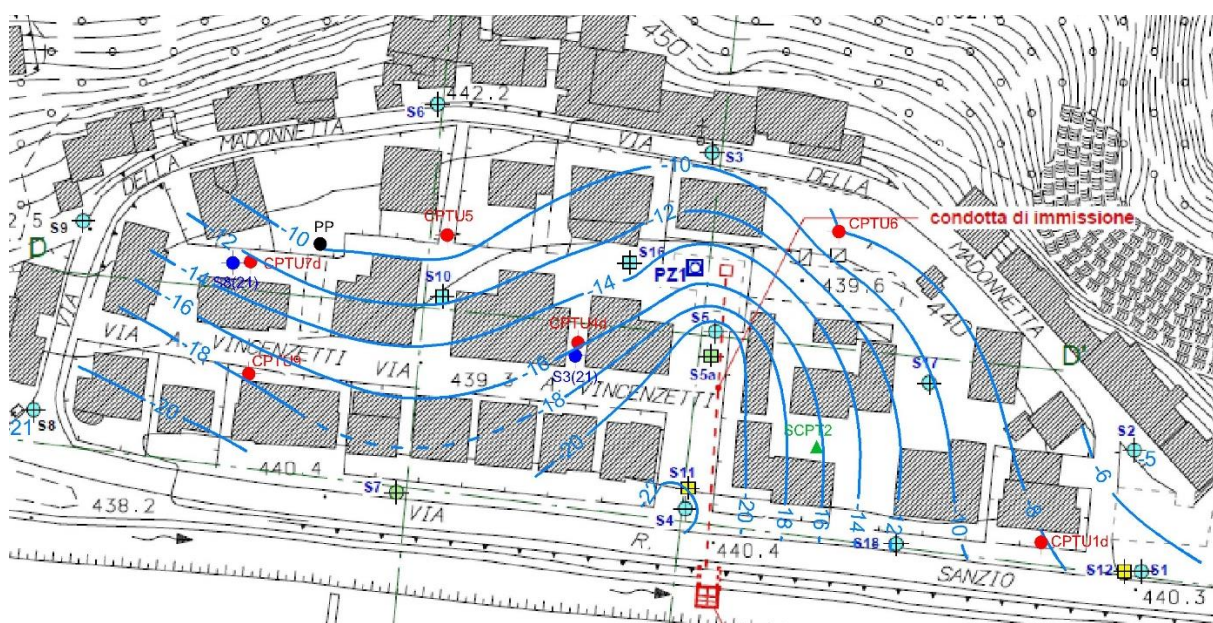


Figura 5.10: Ricostruzione isopieze al febbraio 2021 (quota di riferimento 440 m s.l.m.m.).



## 5.4.2 Prove di laboratorio

### 5.4.2.1 Prove di classificazione e caratterizzazione fisica

La Figura 5.11 mostra le due curve granulometriche ottenute dalla campagna di indagine 2021. In entrambi i casi il terreno risulta costituito esclusivamente da frazione fine, con un contenuto di argilla (frazione < 0.002 mm) del 45-60%.

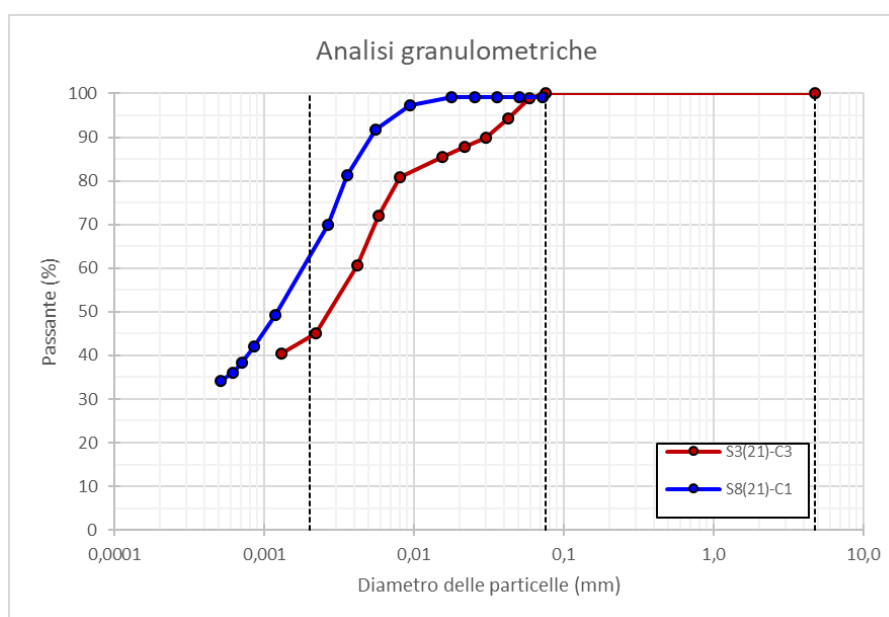


Figura 5.11: Curve granulometriche del terreno argilloso.

Sulla base delle determinazioni dei limiti di consistenza (Tabella 5.4) e del contenuto di frazione organica (risultato di circa il 3%-4%), il terreno risulta un'argilla inorganica di alta plasticità (CH, Figura 5.12), come peraltro già noto dalle campagne di indagine pregresse (dalle quali il contenuto di frazione organica era risultato del 1.6%-1.9%). Si conferma quindi che si tratta di un terreno caratterizzato da bassa permeabilità, scarsa resistenza al taglio ed elevata compressibilità.





campione	Prof. dal p.c. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
S3.C2	6.0-6.5	73	30	43
S3.C3	10.5-11.0	76	31	45

Tabella 5.4: Valori dei limiti di consistenza del deposito argilloso.

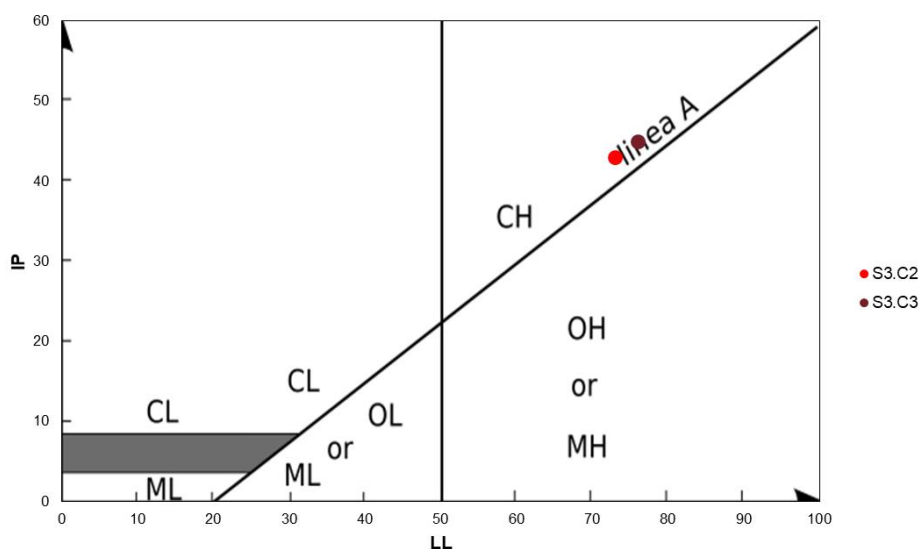


Figura 5.12: Classificazione del terreno argilloso.

Il grafico di Figura 5.13 riassume i valori del peso di volume misurati da tutti i provini sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio. Si tratta di valori che tendono a crescere con la profondità con variazioni comunque contenute. I valori ottenuti sono in linea con quelli risultanti dalle precedenti campagne di indagine. Il valore del peso di volume medio risulta pari a  $16.9 \text{ kN/m}^3$ .

Il peso specifico dei grani (gravità specifica) è risultato pari a  $G_s=2.8$ .

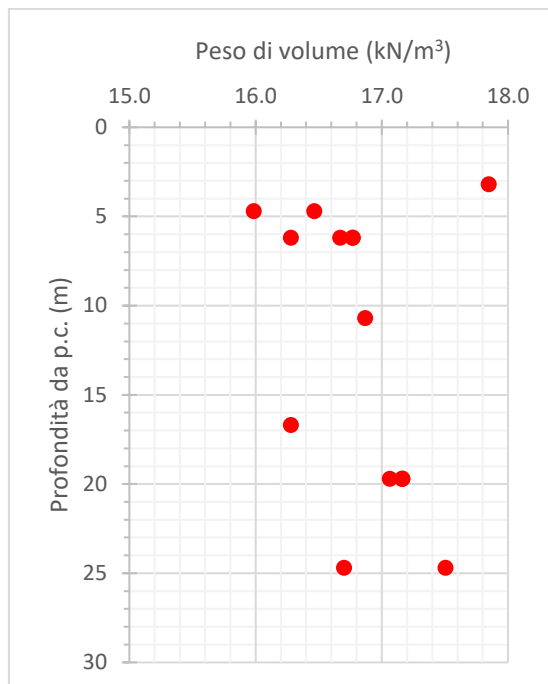


Figura 5.13: Valori del peso di volume del terreno argilloso al variare della profondità di prelievo dei campioni.

La determinazione del contenuto d'acqua naturale e del grado di saturazione è stata eseguita considerando i valori misurati da tutti i provini sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio. Tali valori sono riportati in Figura 5.14, al variare della profondità. I valori del contenuto d'acqua sono compresi fra il 40% e il 60% (tranne che per il campione più superficiale), lievemente decrescenti con la profondità, con un valore medio del 49%. I valori misurati del contenuto d'acqua naturale denotano mediamente una consistenza plastica del terreno in esame.

Il terreno risulta pressoché saturo, avendo valori del grado di saturazione,  $S_r$ , sempre pari ad almeno il 90%, con un valore medio del 96% (Figura 5.14).

L'indice dei vuoti (Figura 5.15) è risultato decrescente all'aumentare della profondità, con valori compresi nel range da circa 1.6 fino a valori di circa 1.2 a 25 m di profondità (valore medio = 1.39).

Tutti i suddetti valori confermano che si tratta di un terreno di recentissima formazione, molto comprimibile e di scadenti caratteristiche meccaniche.

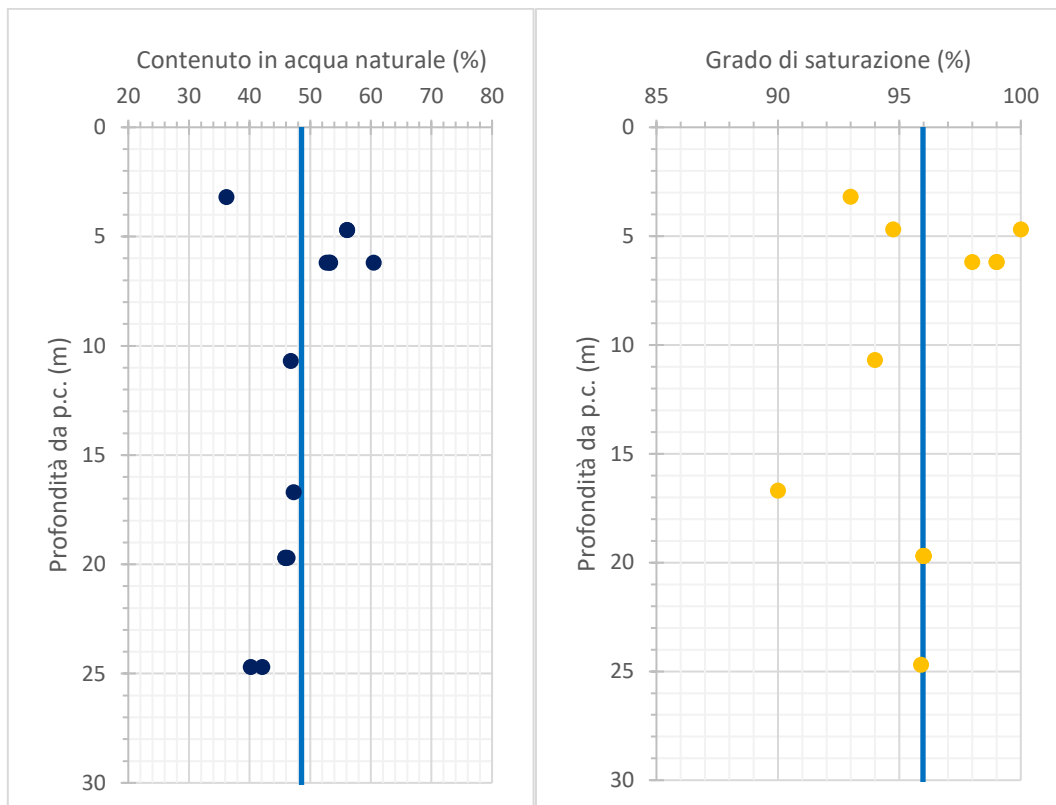


Figura 5.14: Andamento del contenuto d'acqua naturale e del grado di saturazione del terreno argilloso con la profondità.

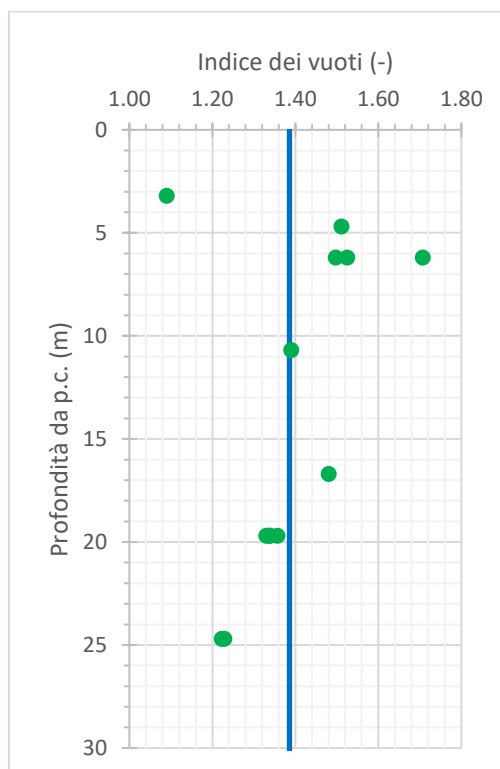


Figura 5.15: Andamento dell'indice dei vuoti del terreno argilloso con la profondità.



#### **5.4.2.2 Prove edometriche**

Nella campagna di indagine 2021 sono state eseguite complessivamente 6 prove edometriche ad incremento di carico, 5 delle quali su campioni prelevati dalla verticale di indagine principale S3(21) a diverse profondità ed 1 campione dal sondaggio S8(21). Il campione C7, prelevato a 30.0-30.5 m di profondità, è risultato disturbato (rammollimento e fessurazione) e pertanto non idoneo per alcuna prova. Tutti i campioni su cui sono state eseguite le prove edometriche sono risultati di classe di qualità 1 (Eurocodice 7).

La Figura 5.16 riporta l'insieme delle curve di compressibilità ottenute dalle prove edometriche. Tali andamenti non hanno consentito di determinare la pressione di preconsolidazione (pressione di snervamento,  $\sigma'_y$ ) mediante il metodo grafico di Casagrande a causa, nella maggior parte dei casi, della difficoltà di individuare il punto di massima curvatura di ciascuna curva. In ogni caso, da ciascuna curva è stato possibile stimare i valori della tensione di snervamento minima e massima secondo il suddetto metodo, valori che sono risultati in un intervallo molto ampio.

Per determinare la pressione di snervamento dei provini in esame è stato fatto riferimento all'approccio in scala bi-logaritmica invece del tradizionale  $e\text{-log}(\sigma'_v)$ , come suggerito in letteratura per terreni molto comprimibili (Butterfield, 1979; Oikawa, 1987; Onitsuka et al., 1995) e/o sotto-consolidati (Liu et al., 2014). Fra i diversi metodi bi-logaritmici, Onitsuka et al. (1995) trovano che l'approccio  $\ln(1+e)\text{-log}(\sigma'_v)$  fornisce i risultati più attendibili. Con tale metodo, la pressione di snervamento si determina dall'intersezione delle due rette di interpolazione dei valori pre e post snervamento. Nelle prove in esame i valori della  $\sigma'_y$  sono stati ricavati mediante tale approccio (Figure dalla 5.17 alla 5.22) ed è stato verificato che ciascun valore fosse compreso nel range dei valori minimo e massimo derivanti dalla costruzione di Casagrande. La Tabella 5.5 riepiloga i valori delle  $\sigma'_y$  stimati dai risultati delle prove edometriche.

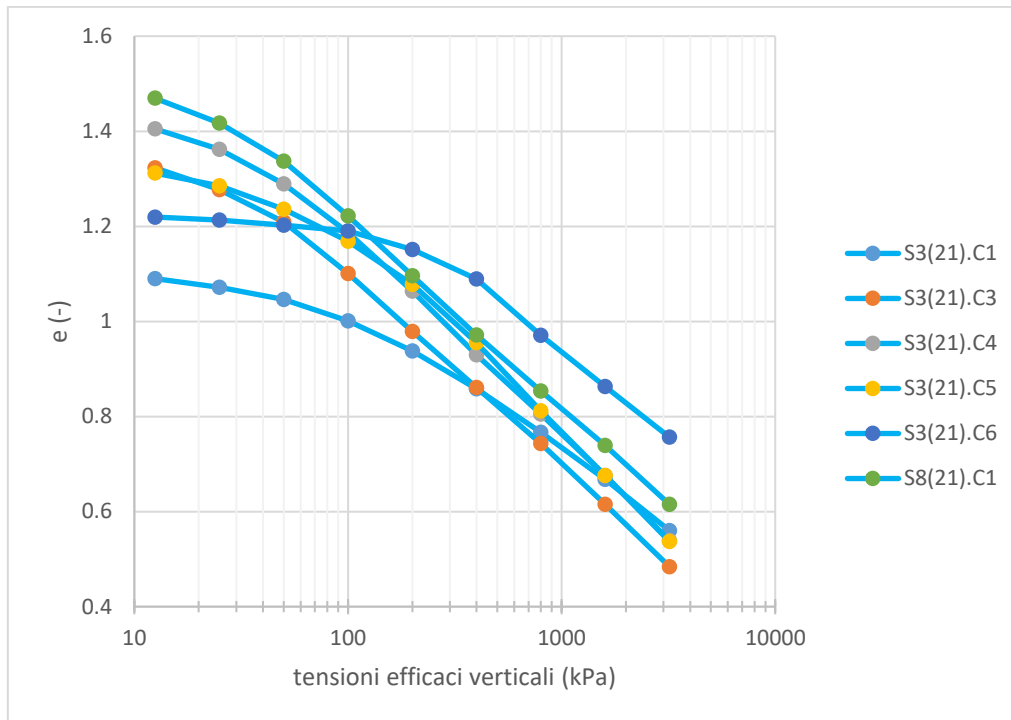


Figura 5.16: Curve di compressibilità da prove edometriche eseguite nel deposito argilloso.

sondaggio	campione	prof. campione dal p.c. (m)	prof. provino dal p.c. (m)	$\sigma'_y$ (kPa)
S3(21)	C1	3.0-3.5	3.2	200
	C3	10.5-11.0	10.7	160
	C4	16.5-17.0	16.7	150
	C5	19.5-20.0	19.7	235
	C6	24.5-25.0	24.6	285
S8(21)	C1	4.5-5.0	4.6	125

Tabella 5.5: Valori della pressione di snervamento ricavati dalle prove edometriche.

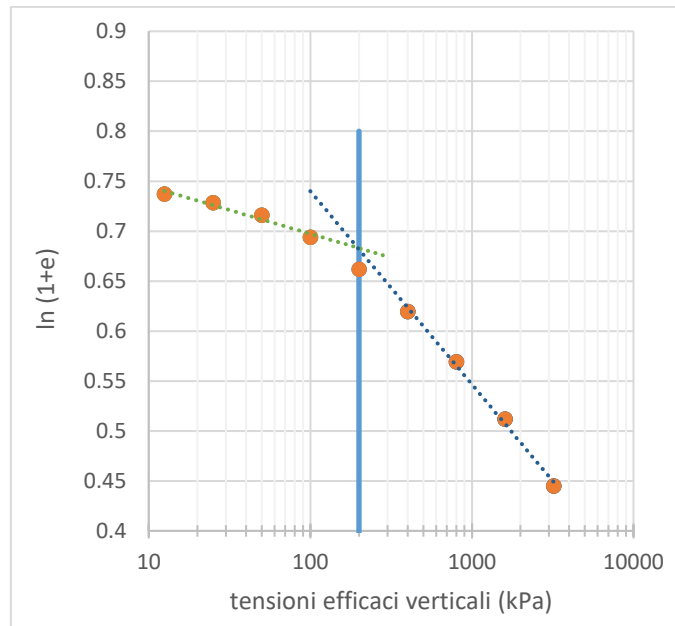


Figura 5.17: Curva di compressibilità del campione S3(21).C1 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

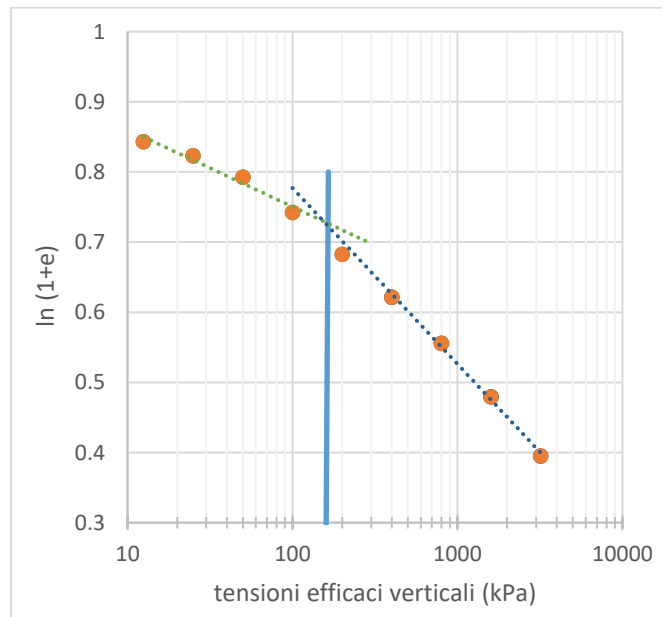


Figura 5.18: Curva di compressibilità del campione S3(21).C3 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

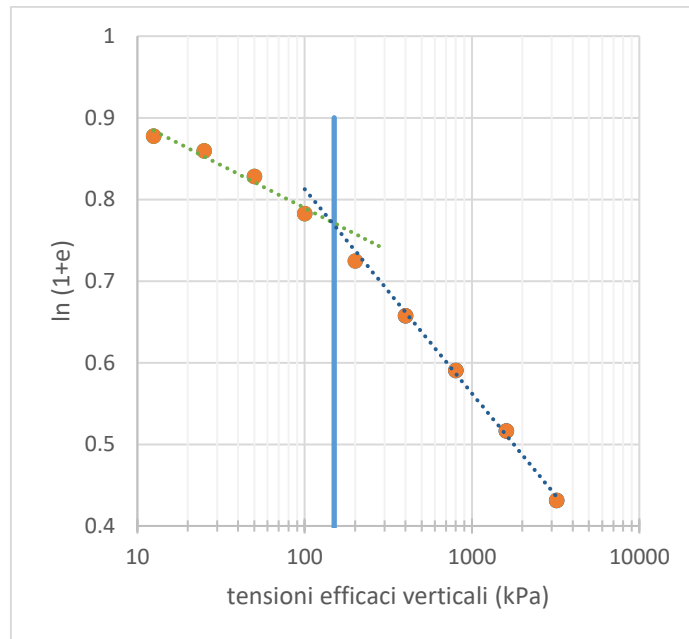


Figura 5.19: Curva di compressibilità del campione S3(21).C4 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

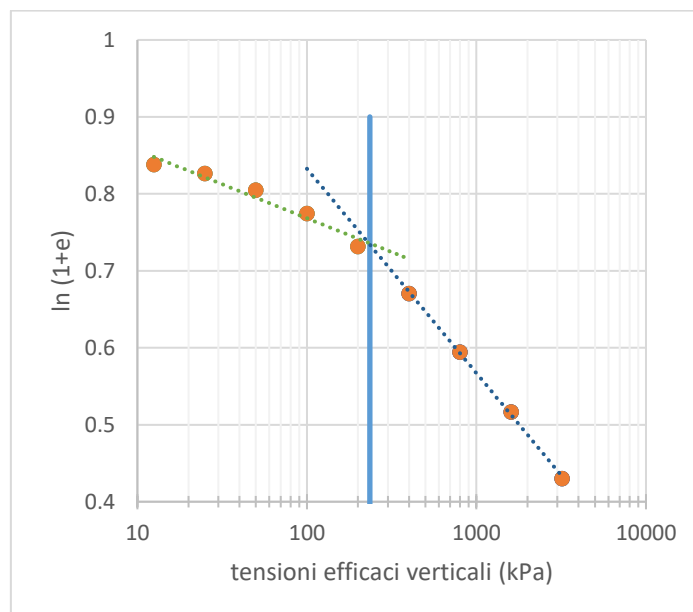


Figura 5.20: Curva di compressibilità del campione S3(21).C5 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

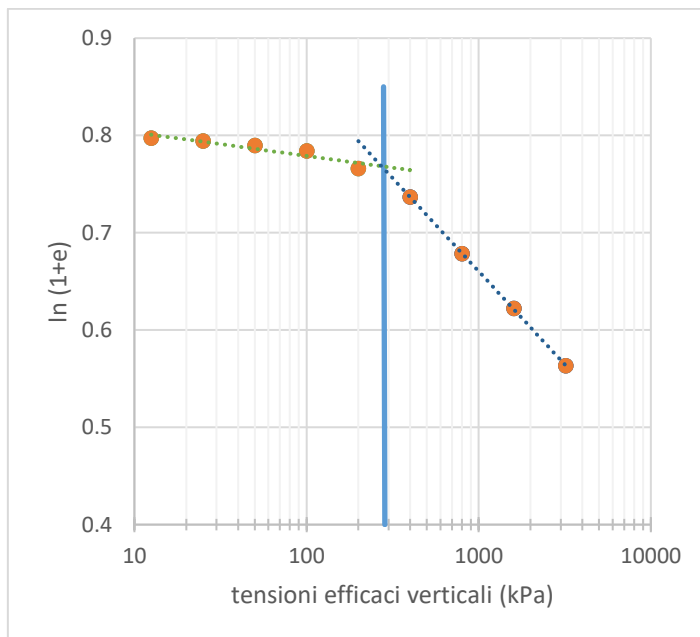


Figura 5.21: Curva di compressibilità del campione S3(21).C6 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

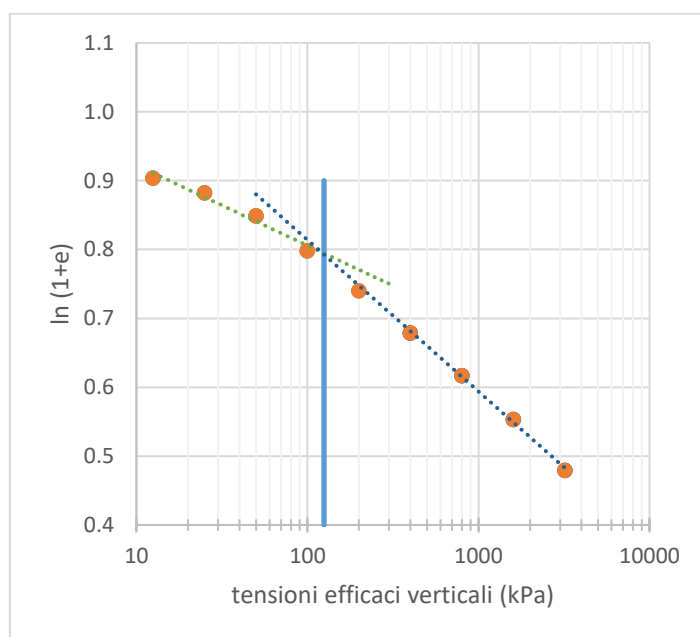


Figura 5.22: Curva di compressibilità del campione S8(21).C1 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

In Figura 5.23 sono riportati i valori dell'indice di compressione,  $c_c$ , al variare della pressione efficace verticale. Il valore dell'indice di compressione è stato riportato considerando l'intervallo di tensioni efficaci superiori alla tensione di snervamento. In





particolare, considerando tutti i valori nell'intervallo di pressioni efficaci fra 400 kPa e 3200 kPa, l'indice di compressione medio del terreno risulta pari a  $c_c = 0.41$ .

Il valore dell'indice di ricomprensione,  $c_r$ , è stato determinato dalle curve in cui la pendenza nel tratto di ricomprensione fosse costante per un significativo intervallo di tensioni, vale a dire per il campione S3.C6 e per il campione S8.C1 per il quale è stato eseguito uno scarico ed un ricarico dopo aver raggiunto la pressione di 800 kPa. In Figura 5.24 sono riportati i valori dell'indice di ricomprensione ottenuti da tali campioni. Il valore risulta compreso fra 0.01-0.04 fino a pressioni efficaci di 100 kPa.

Dalla fase di scarico di tutte le prove edometriche (dopo la pressione di 3200 kPa e dopo 800 kPa nel caso della prova su S8.C1), sono stati determinati gli indici di scarico,  $c_s$ . I valori ottenuti risultano compresi fra 0.02 e 0.1 (Figura 5.25), decrescenti all'aumentare della tensione efficace verticale.

In merito alla compressibilità secondaria del deposito argilloso, in figura 5.26 sono riepilogati i valori del coefficiente di consolidazione secondaria,  $c_{\alpha\varepsilon}$ , ottenuti dalle prove edometriche. Tali valori sono compresi fra 0.1-1%, valori tipici dei depositi argillosi.

Con riferimento al coefficiente di consolidazione verticale,  $c_v$ , in figura 5.27 sono riportati i valori ottenuti dalle prove edometriche al variare della pressione efficace verticale. Il coefficiente  $c_v$  è risultato scarsamente influenzato dalla pressione efficace, con valori che rientrano nell'intervallo  $10^{-7}$ - $10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, caratteristici dei terreni fini di bassa permeabilità.

Il valore del coefficiente di permeabilità verticale,  $k_v$ , del terreno argilloso in esame è stato valutato indirettamente dai risultati delle prove edometriche (ricorrendo alla teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi). Per conferma dei valori così ottenuti è stata eseguita una prova per la misura diretta del coefficiente di permeabilità su un provino ricavato dal campione S8.C1, sottoposto a due pressioni efficaci di confinamento (42 kPa e 150 kPa, compressione isotropa). In Figura 5.27 sono riportati i valori di  $k_v$  ottenuti dalle prove edometriche unitamente ai valori misurati. Si osserva un buon accordo fra i valori, con un andamento di  $k_v$  tipicamente decrescente all'aumentare della pressione efficace. Il valore misurato alla pressione di 150 kPa risulta



inferiore ai valori stimati dalle prove edometriche a causa della maggiore pressione efficace media di confinamento. I valori di  $k_v$  ottenuti sono risultati appartenere al range  $10^{-10}$ - $10^{-11}$  m/s nel campo tensionale di interesse.

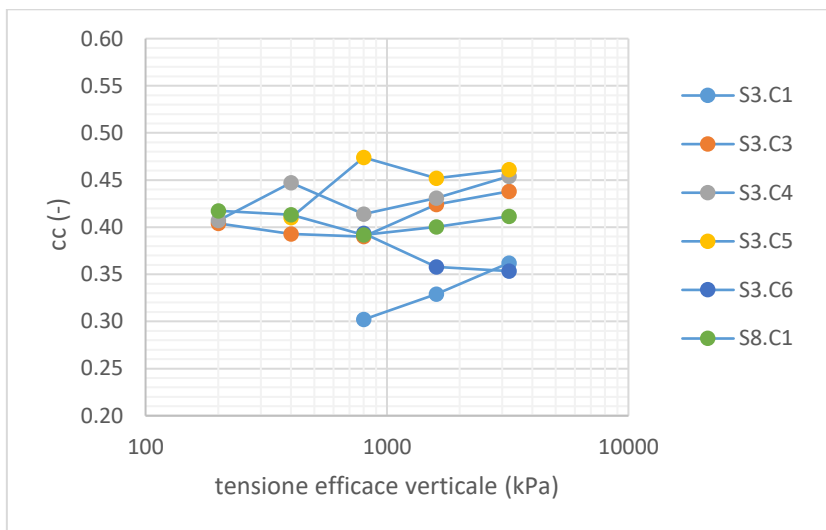


Figura 5.23: Valori dell'indice di compressione al variare della pressione verticale efficace.

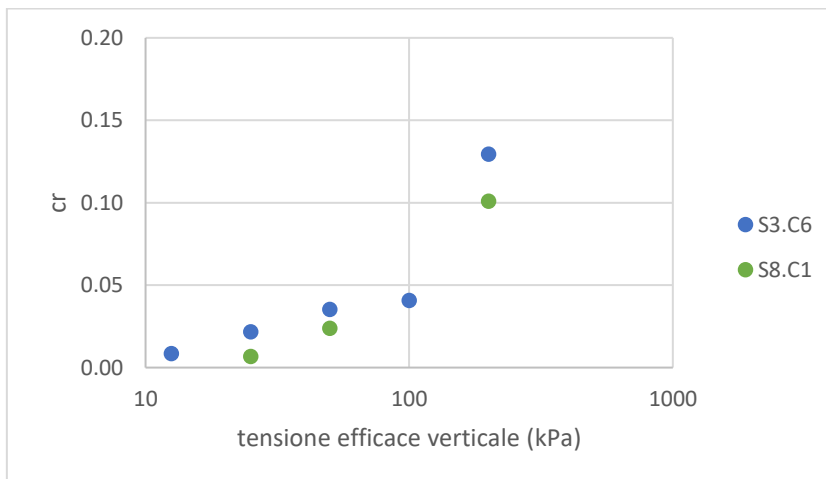


Figura 5.24: Valori dell'indice di ricomprensione al variare della pressione verticale efficace.

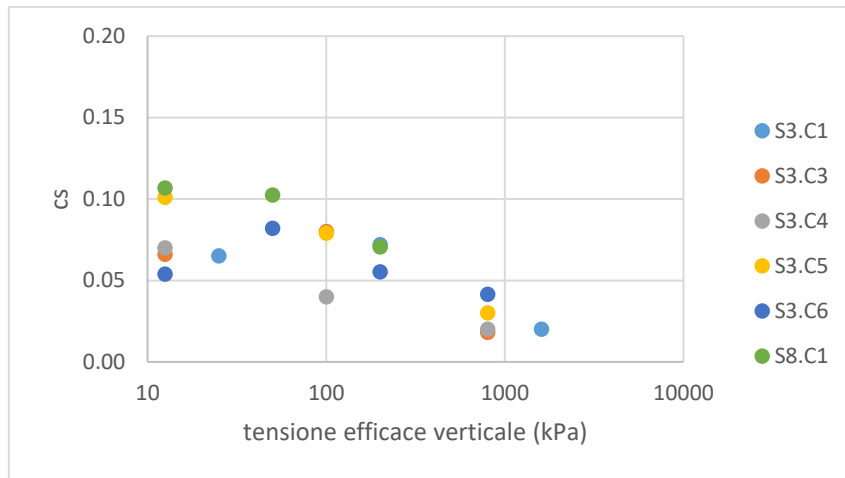


Figura 5.25: Valori dell'indice di scarico al variare della pressione verticale efficace.

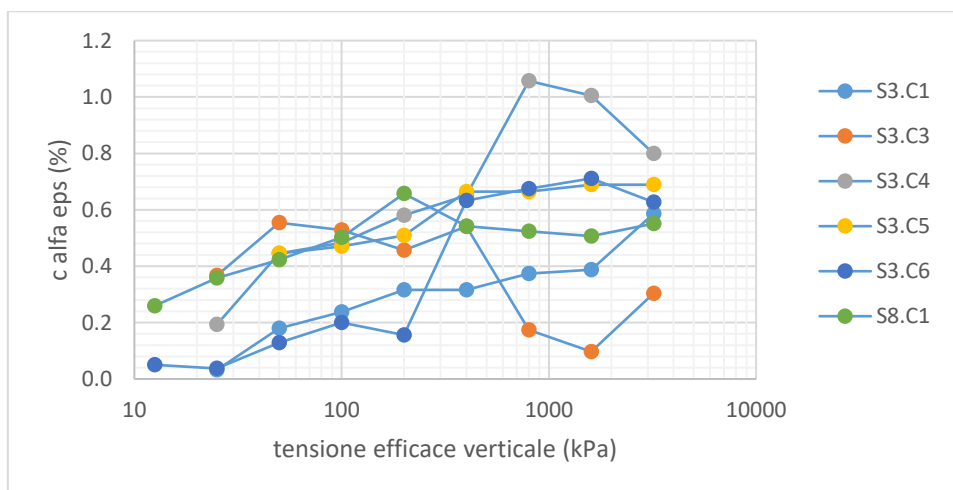


Figura 5.26: Valori dell'indice di compressione secondaria al variare della pressione verticale efficace.

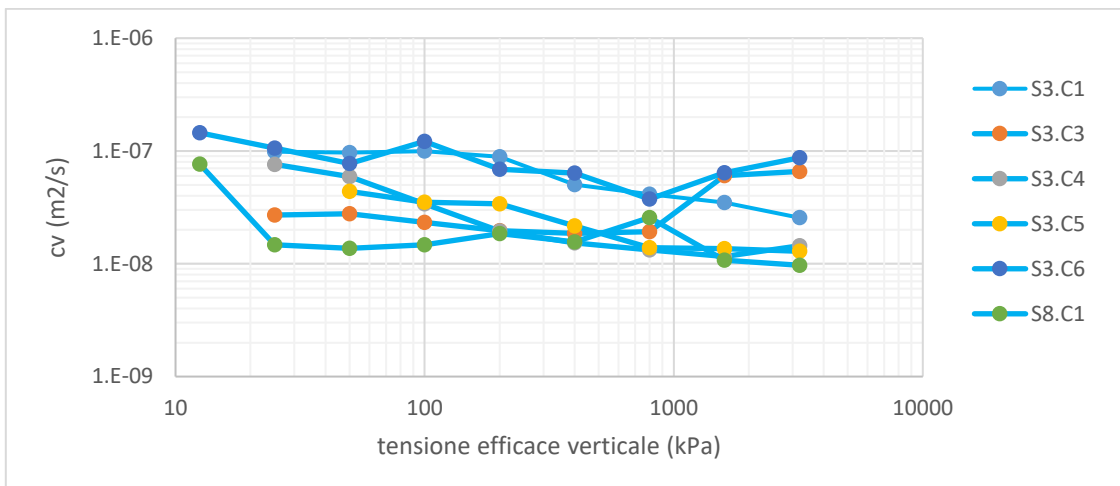


Figura 5.27: Andamento dei valori del coefficiente di consolidazione verticale al variare della pressione verticale efficace.

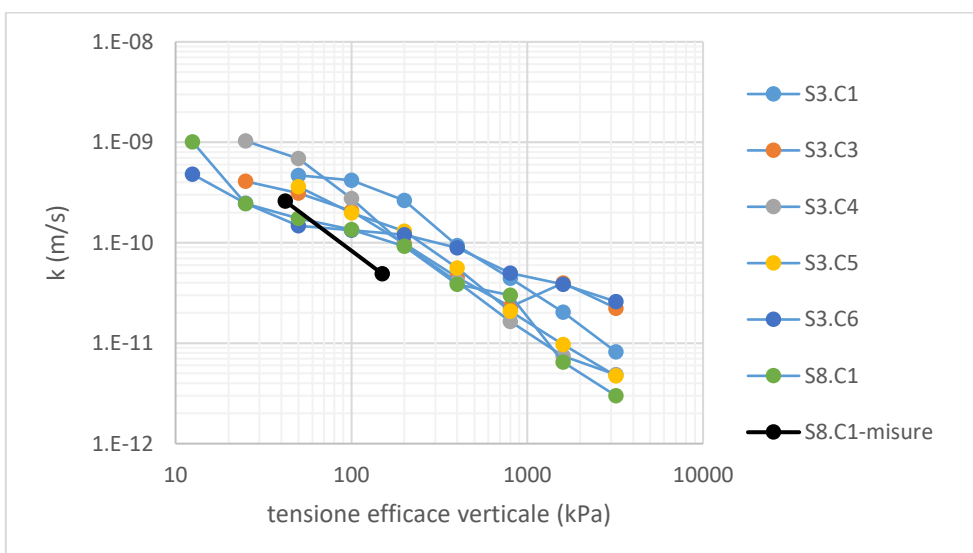


Figura 5.28: Andamento del coefficiente di permeabilità verticale al variare della pressione verticale efficace.

### 5.4.2.3 Prove triassiali

Nell’ambito della campagna geognostica 2021 sono state eseguite anche due prove triassiali di tipo CU o più precisamente CIUC (consolidate isotropicamente con rottura non drenata in compressione). La prima prova è stata eseguita su tre provini ricavati dal campione indisturbato S3.C2, prelevato a profondità compresa tra 6.0 e 6.5 m. La



seconda prova è stata eseguita su tre provini ricavati dal campione indisturbato S3.C5, prelevato a profondità compresa tra 19.5 e 20.0 m dal p.c.

L'indubbio pregio delle prove triassiali CU è quello di valutare l'effetto delle tensioni efficaci di consolidazione sulla resistenza a breve termine del terreno e nello stesso tempo di stimare in modo affidabile anche i parametri di resistenza in condizioni drenate (in tensioni efficaci).

Lo scopo di tali prove è stato quello di ottenere il valore dei parametri di resistenza al taglio ed in particolare il valore di  $\phi'$  per poter stimare il valore del coefficiente di spinta a riposo,  $k_0$ , per la modellazione del terreno. Tali prove risultano inoltre molto utili per la progettazione geotecnica di edifici nel caso di nuove costruzioni nell'area in esame. A tale riguardo, in questo paragrafo vengono fornite alcune indicazioni di carattere generale.

L'intervallo tensionale efficace indagato nelle prove è stato tra 50 e 150 kPa per il campione più superficiale (S3.C2) e tra 200 e 400 kPa per il campione prelevato a maggiore profondità (S3.C5). Il diverso intervallo tensionale è dettato dal fatto di consolidare i provini in un intervallo tensionale comprendente il livello tensionale efficace agente in sito alla profondità di prelievo.

Nelle Tabelle 5.6 e 5.7 sono riepilogati i risultati delle due prove triassiali.

provino	grado saturaz. (%)	$\sigma'_{cons}$ (kPa)	$u_0$ (kPa)	Velocità rottura (%/min)	$u_{rott}$ (kPa)	$\sigma'_{1,rott}$ (kPa)	$\sigma'_{3,rott}$ (kPa)	$c_u$ (kPa)
P1	99	50	200	0.007	232.7	86.3	17.3	34.5
P2	98	100	200	0.007	257.0	141.8	43.0	49.4
P3	99	150	200	0.007	288.8	184.7	61.2	61.7

Tabella 5.6: Sintesi dei risultati della prova triassiale sul campione S3.C2



provino	grado saturaz. (%)	$\sigma'_{\text{cons}}$ (kPa)	$u_0$ (kPa)	Velocità rottura (%/min)	$u_{\text{rott}}$ (kPa)	$\sigma'_{1,\text{rott}}$ (kPa)	$\sigma'_{3,\text{rott}}$ (kPa)	$c_u$ (kPa)
P1	96	200	200	0.013	312.8	291.8	87.2	102.3
P2	96	300	200	0.013	369.9	357.0	130.1	113.5
P3	96	400	200	0.013	417.7	468.9	182.3	143.3

Tabella 5.7: Sintesi dei risultati della prova triassiale sul campione S3.C5

In Figura 5.28 sono riportati i valori della resistenza a breve termine ottenuti dalle due prove triassiali al variare della tensione media efficace di consolidazione,  $\sigma'_m$ . Come atteso, si nota che  $c_u$  aumenta all'aumentare di  $\sigma'_m$  con i punti sperimentali che seguono un andamento pressoché lineare (ad eccezione del punto con  $\sigma'_m = 200$  kPa che ha un valore più alto). I valori sperimentali hanno un limite inferiore caratterizzato dall'espressione:

$$c_u \text{ (kPa)} = 15 + 0.31 \sigma'_m$$

Tale correlazione può essere utilizzata come base di partenza per valutare l'andamento della  $c_u$  con la profondità, tenendo conto dello stato tensionale efficace medio in sito ( $\sigma'_m = \sigma'_v (1+2k_0)$ ), che a sua volta dipende dal regime delle pressioni interstiziali. Nel caso in esame, la valutazione delle pressioni interstiziali dovrà tenere conto del processo di consolidazione ancora in atto (come mostrato nei paragrafi successivi) ed anche dalla presenza di pressioni interstiziali negative al di sopra del livello di falda per effetto della capillarità.

Una volta ricostruito il profilo di  $c_u$  con la profondità, sarà anche possibile eseguire un confronto con i valori di  $c_u$  ricavati in continuo attraverso le prove penetrometriche statiche disponibili e tarare il valore della costante  $N_{kt}$  da utilizzare nella correlazione:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$



dove  $q_t$  è il valore di resistenza alla punta corretto in base alla pressione interstiziale misurata  $q_t = q_c + (1-a)u$  ( $q_c$  e  $u$  sono i valori misurati durante la prova CPTU),  $\sigma_v$  è la tensione verticale totale agente alla profondità di misura e  $N_{kt}$  è una costante numerica (generalmente compresa nell'intervallo 14-17) e  $a$  è il rapporto delle aree del cono.

Nelle verifiche non drenate delle fondazioni dirette di un nuovo edificio si dovrà infine tenere conto delle diverse condizioni di carico presenti lungo un'ipotetica superficie di rottura e ciò porta ad un valore della  $c_u$  di progetto leggermente inferiore rispetto a quello ottenuto in condizioni di compressione triassiale (Kulhawy & Mayne 1990; Salgado, 2008).

I parametri di resistenza in tensioni efficaci sono stati ottenuti a partire dai valori di picco riportati nel piano degli invarianti  $s',t$  ( $2s' = \sigma'_1 + \sigma'_3$ ;  $2t = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ). La pendenza  $\alpha$  dell'involuppo lineare dei punti in tale piano è legato all'angolo di resistenza al taglio secondo la relazione  $\sin\phi = \tan\alpha$ . In figura 5.29 sono riportati nel piano  $s'-t$  i valori ottenuti dalle due prove triassiali.

Imponendo un passaggio per l'origine (ossia  $c' = 0$ ), tipico delle argille normalconsolidate, i punti sperimentali possono essere interpolati con una retta inclinata di un angolo  $\alpha = 25.2^\circ$ , che implica un angolo di resistenza al taglio  $\phi' = \arcsin(0.47) = 28^\circ$ . Tale valore, associato a  $c' = 0$ , risulta cautelativo per bassi livelli tensionali e può essere utilizzato per le verifiche geotecniche a lungo termine di fondazioni superficiali.

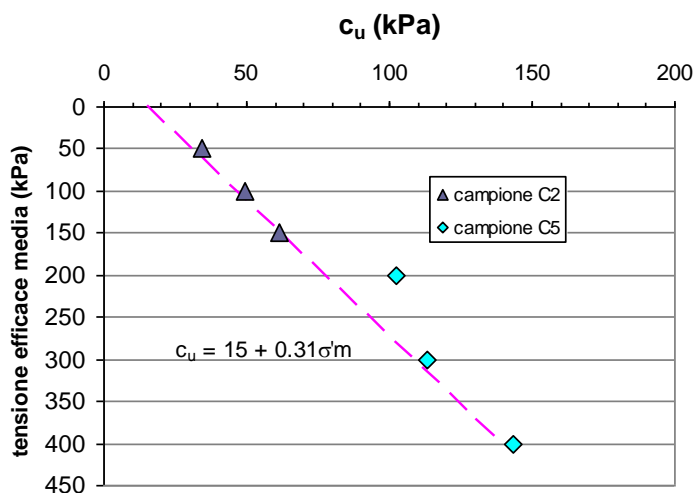


Figura 5.28: Valori della resistenza a breve termine misurati nelle prove triassiale al variare della tensione efficace media di consolidazione (sondaggio S3(21)).

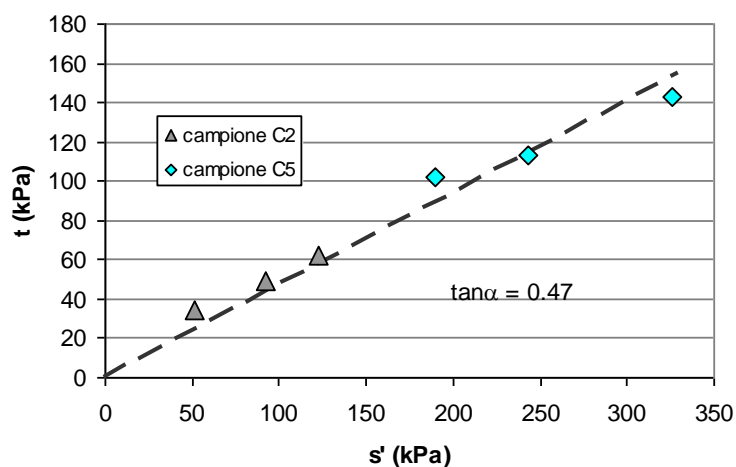


Figura 5.29: Risultati delle due prove triassiali nel piano degli invarianti  $s'$ - $t$  (sondaggio S3(21)).

#### 5.4.2.4 Prove CPTU

Le prove CPTU hanno confermato la presenza di un deposito argilloso avente spessore variabile, al di sotto del quale è stata sempre rilevata la presenza di uno strato di ghiaie, tranne nel caso della CPTU.10, ubicata nella parte centrale della valle, dove, fino a 42 m di profondità (limite operativo), è risultato ancora presente lo strato di argilla.

Nel dettaglio, nello strato argilloso i valori di  $q_t$  misurati sono sempre risultati compresi fra circa 0.5 e 2 MPa, lievemente crescenti con la profondità, e le pressioni interstiziali sono sempre risultate positive e crescenti con la profondità (Figure dalla 5.30 alla 5.39). Ciò testimonia che si tratta di un deposito pressoché omogeneo, di bassa permeabilità e di caratteristiche meccaniche estremamente scadenti.

Dall'interpretazione di Robertson & Wride (1998), il deposito risulta sempre costituito da argille limose o limi argillosi (ad eccezione della porzione superficiale per circa 1-2 m, dove sono presenti materiali di riporto e/o terreno vegetale). A tali terreni sono associati, da letteratura, valori del coefficiente di permeabilità inferiori a  $10^{-8}$  m/s, in accordo con i valori di  $k_v$  misurati e stimati dalle prove edometriche.

Solo nella CPTU.4 (Figura 5.32), dall'andamento della  $q_t$  e della  $u$  con la profondità risulta la presenza di due sottili strati che potrebbero essere più permeabili rispetto al resto del deposito, alle profondità di circa 13.5- 14 m e 15-15.5 m dal p.c., su uno spessore totale





dello strato argilloso di circa 35.8 m. Sulla base del sondaggio S3(21) eseguito in adiacenza, entrambi gli strati sono risultati costituiti frazione grossolana in abbondante matrice fine. Sulla base delle risultanze dalle verticali di indagine più prossime alla verticale in esame, si può escludere la continuità spaziale di tali sottili strati per cui il comportamento globale del deposito argilloso si ritiene non ne sia significativamente influenzato.

Inoltre, nella CPTU.7 (Figura 5.35), in cui lo strato argilloso ha uno spessore complessivo pari a circa 15.8 m, risulta presente un sottile strato analogo ai due rinvenuti nella CPTU.4. Tale sottile strato, in considerazione della vicinanza all'affioramento roccioso, potrebbe essere costituito da una inclusione di detriti di versante, come peraltro già noto dalle campagne di indagine pregresse nelle zone prossime al pendio roccioso.

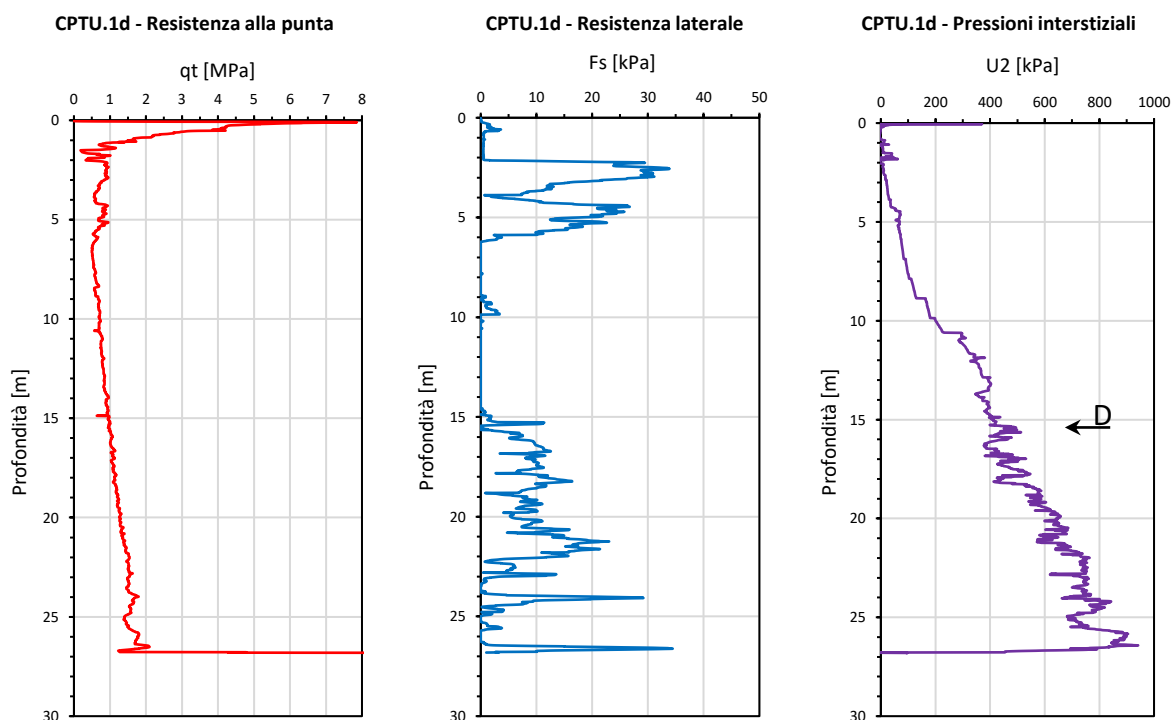


Figura 5.30: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.1.

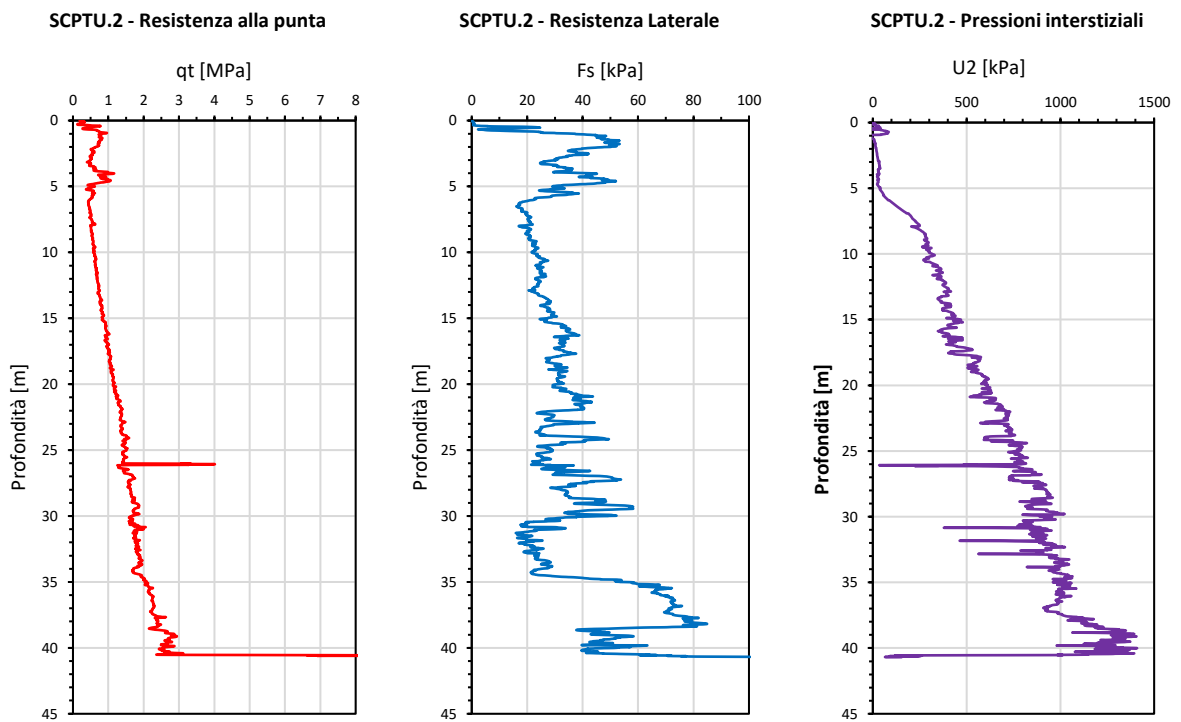


Figura 5.31: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.2.

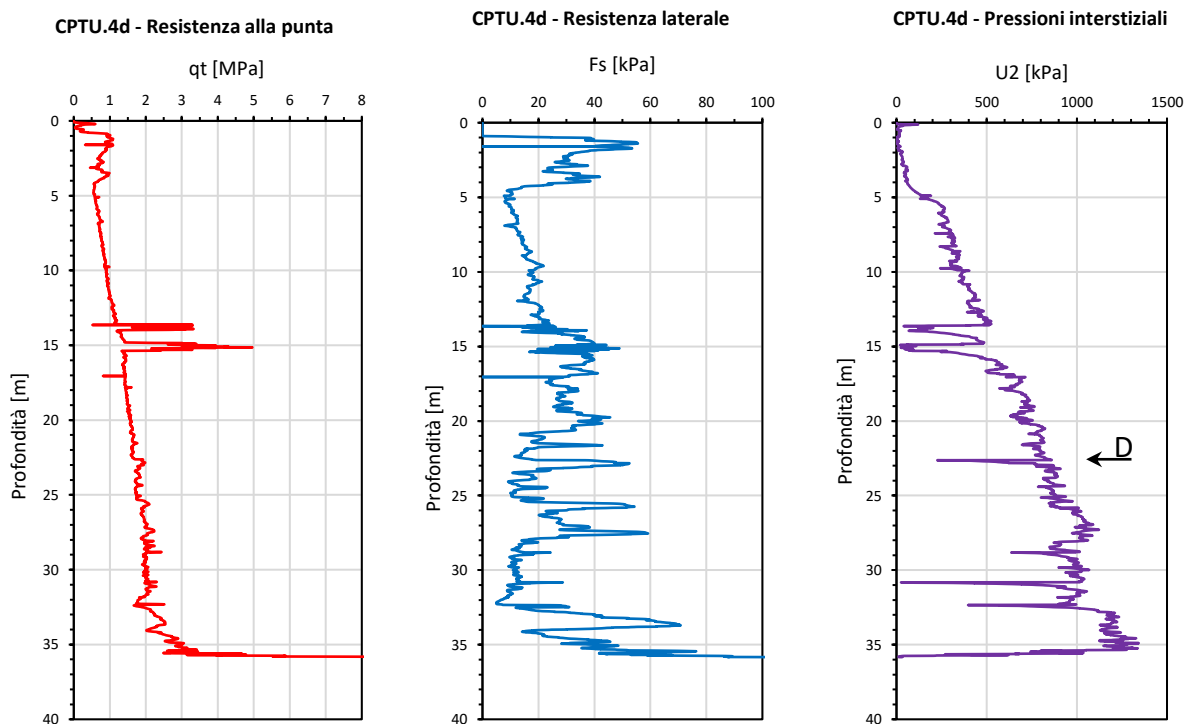


Figura 5.32: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.4.

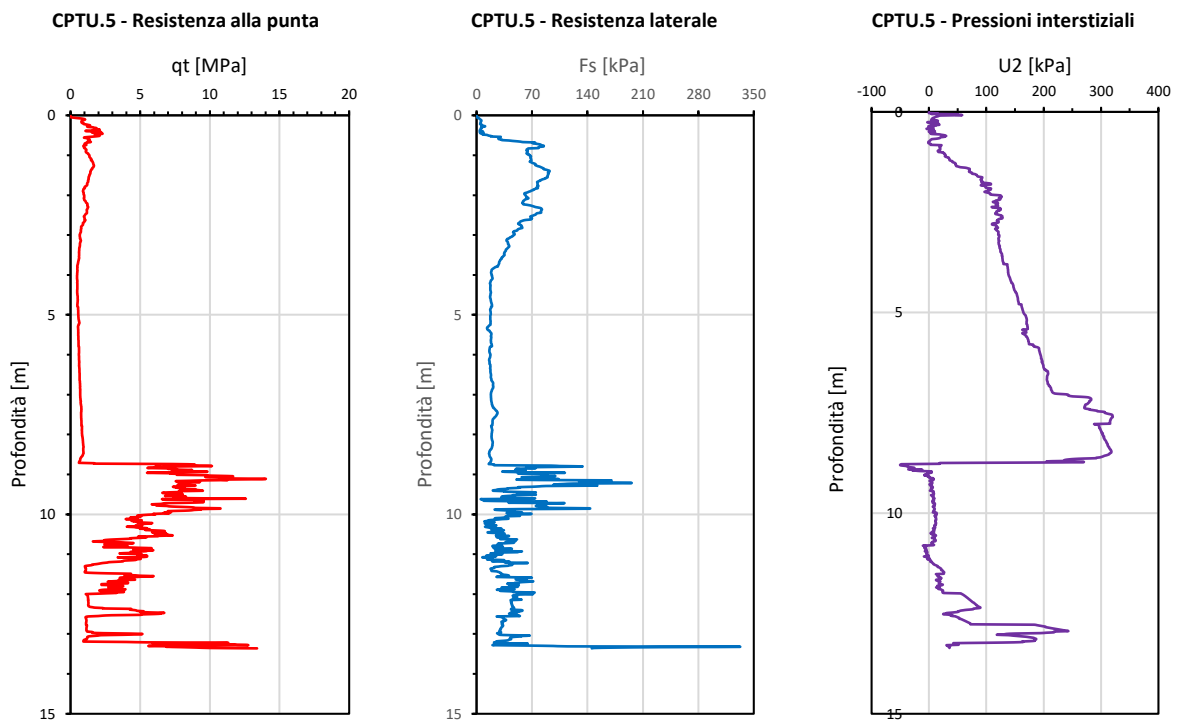


Figura 5.33: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.5.

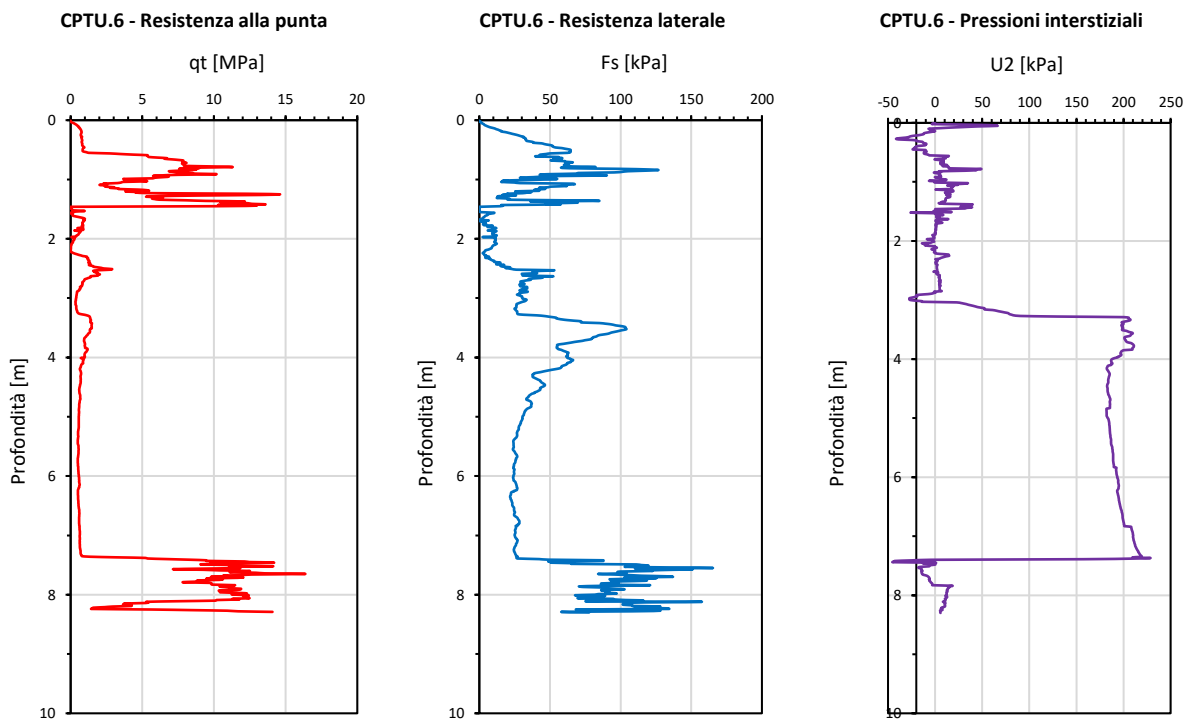


Figura 5.34: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.6.

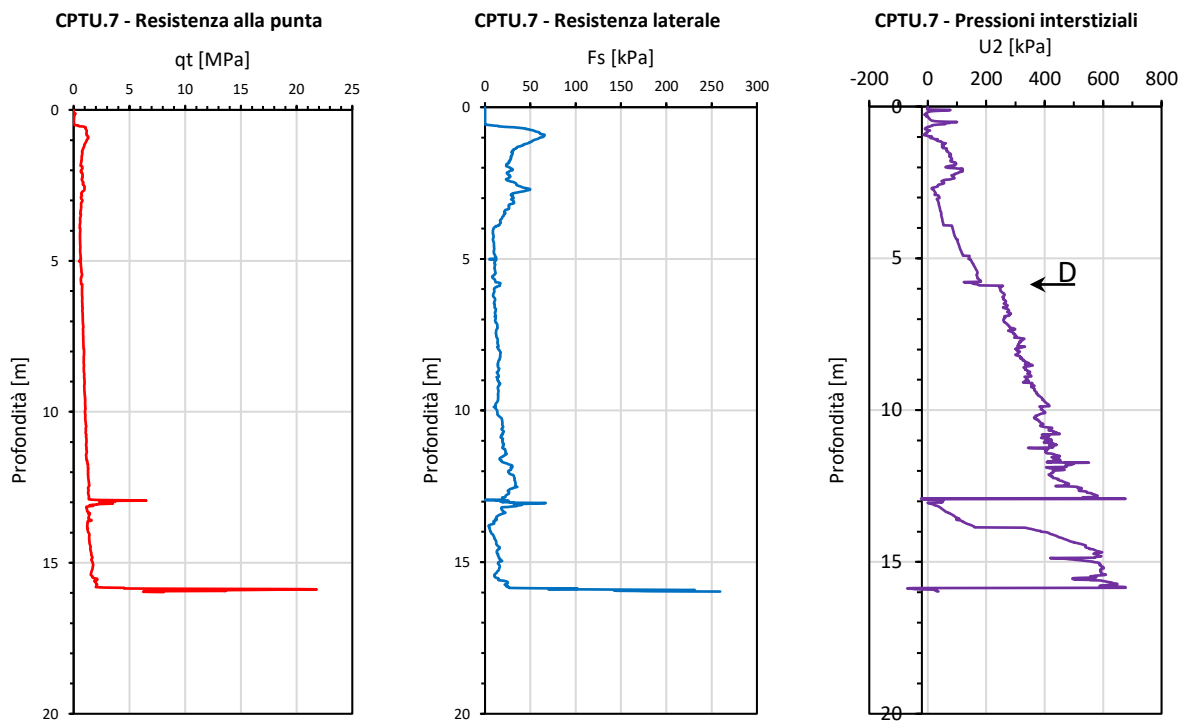


Figura 5.35: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.7.

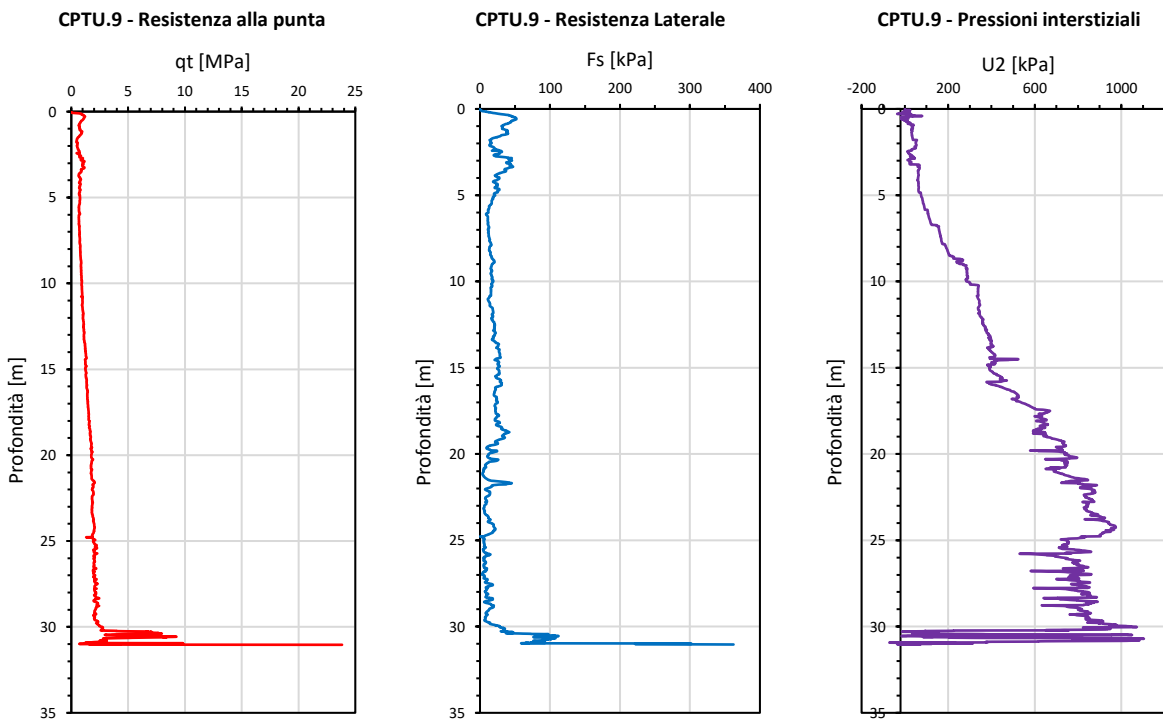


Figura 5.36: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.9.

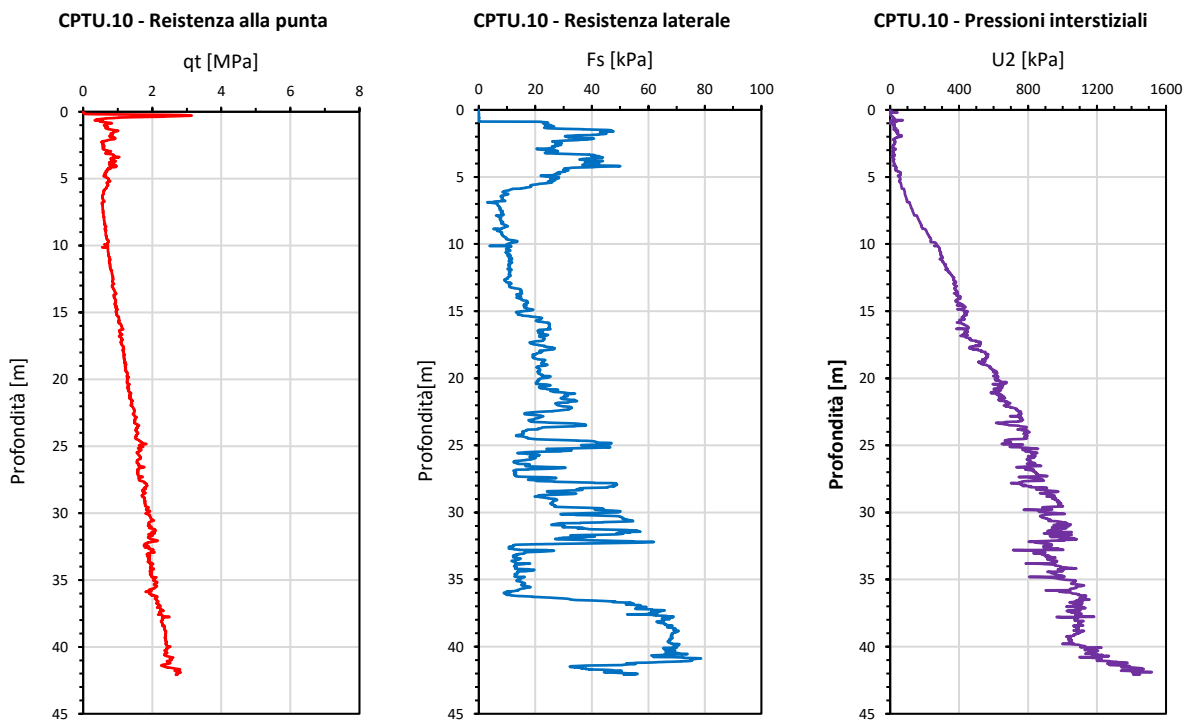


Figura 5.37: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.10.

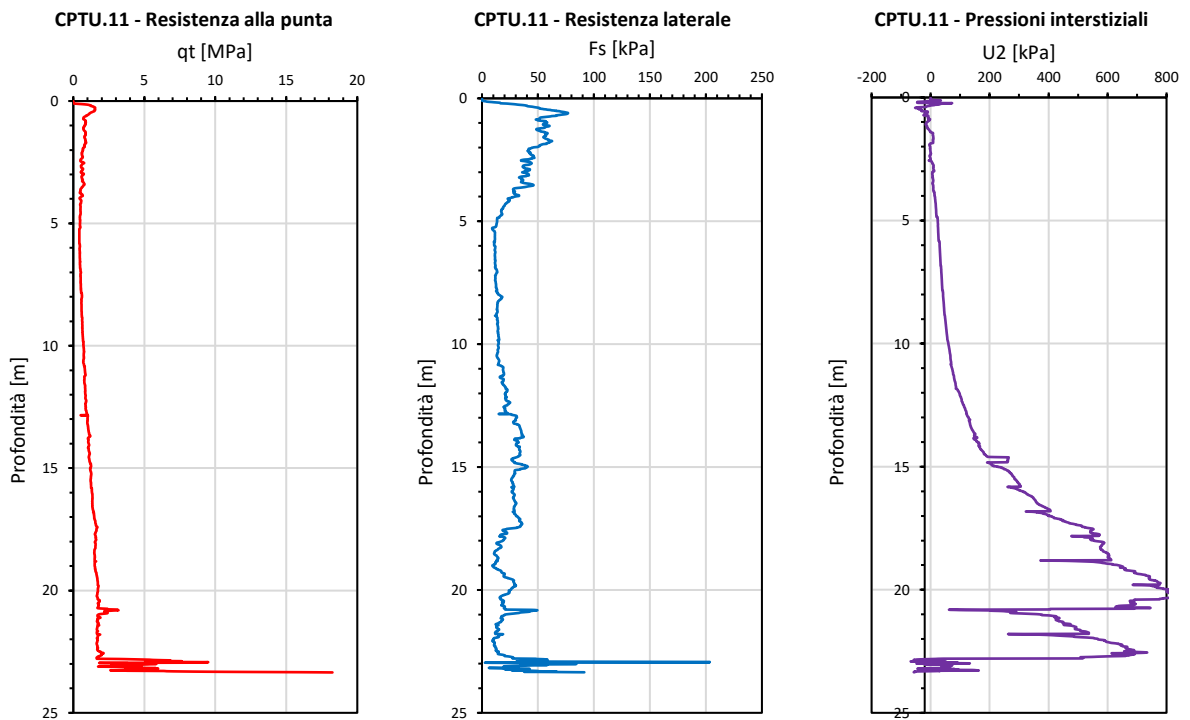


Figura 5.38: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova CPTU.11.

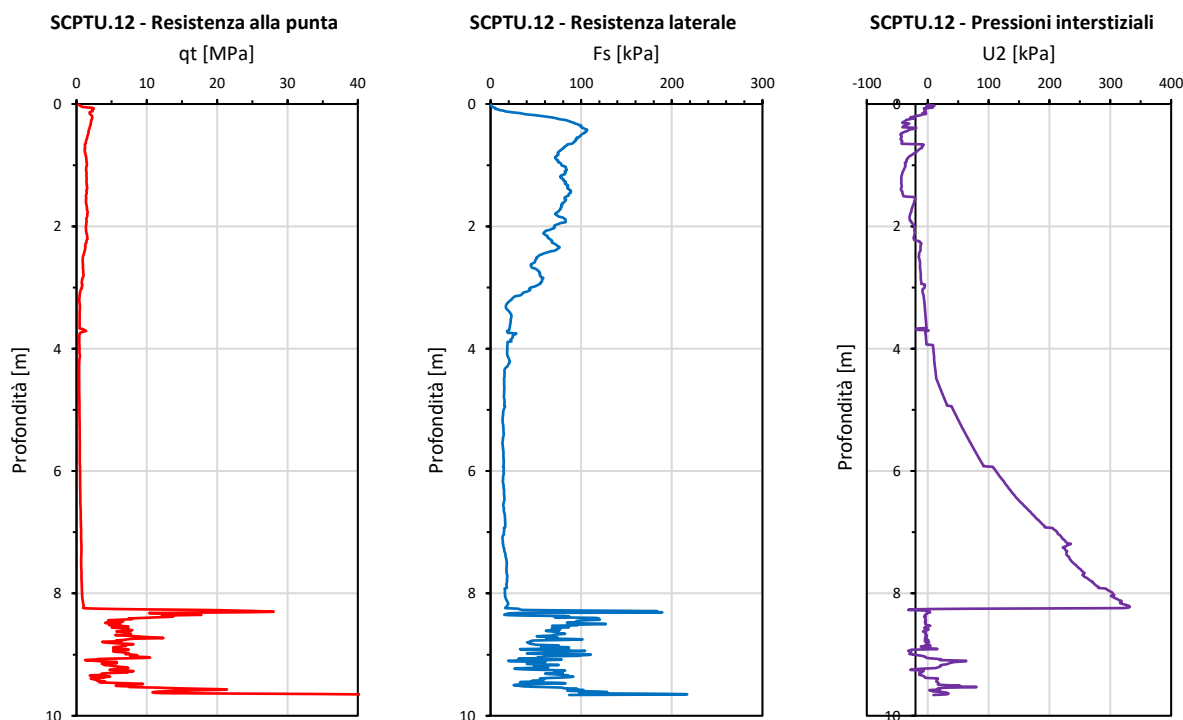


Figura 5.39: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , del resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale misurati nella prova SCPTU.12.

#### 5.4.2.5 Prove di dissipazione

Le prove di dissipazione eseguite durante le prove penetrometriche con piezocono hanno consentito di stimare i parametri di consolidazione del terreno e di valutare la presenza o meno di un processo di consolidazione ancora in atto mediante la stima delle pressioni interstiziali residue.

Sulla base di risultati da prove in sito e di studi in camera di calibrazione (Lim et al., 2006; Lim et al., 2009), il grado di consolidazione di terreni sotto-consolidati si può individuare mediante la determinazione della pressione interstiziale residua,  $u_f$ , da prove di dissipazione. La pressione interstiziale residua, definita come la differenza fra la pressione idrostatica,  $u_w$ , è la pressione all'equilibrio al termine di una prova di dissipazione,  $u_0$ :

$$U_f = U_0 - U_w$$



Per terreni normalconsolidati o sovraconsolidati si ha  $u_0 = u_w$  (quindi  $u_f = 0$ ), mentre se  $u_0 > u_w$  il terreno è “sotto-consolidato” ossia sono presenti sovrappressioni interstiziali.  $u_f$  è quindi un indicatore dello stato di sotto-consolidazione di un deposito (indipendentemente dalla causa che lo ha determinato: e.g. sovraccarico, abbassamenti del livello piezometrico, ecc.).

In teoria, una prova di dissipazione dovrebbe essere eseguita fino al raggiungimento di un valore di  $u$  costante nel tempo, pari quindi ad  $u_0$ . In pratica, la stabilizzazione delle  $u$  richiederebbe un tempo incompatibile con i tempi di esecuzione delle CPTU. Pertanto, seguendo le raccomandazioni di letteratura, le prove di dissipazione sono state protratte fino a superare il 50% di dissipazione (rispetto al valore  $u_w$  e quindi di  $u_0$ ).

Non essendo tecnicamente possibile raggiungere la  $u_0$ , è necessario ricorrere ai modelli di previsione disponibili in letteratura per stimarne il valore, per poter quindi definire il valore della  $u_f$ . A tale scopo, l’extrapolazione delle curve di dissipazione nei terreni a bassa permeabilità può essere eseguita plottando i valori della sovrappressione  $u$  misurata in funzione del reciproco della radice del tempo (Liu et al., 2014):

$$u = u (t^{-0.5})$$

In Figura 5.40 è riportato un esempio di letteratura riferito al suddetto metodo di extrapolazione.

L’approccio descritto è stato utilizzato per la stima della pressione di equilibrio  $u_0$  e quindi della pressione residua  $u_f$  per le prove eseguite nel sito in esame. Le pressioni di equilibrio sono state stimate mediante il metodo di Liu et al. (2014) extrapolando i valori misurati della  $u$  oltre il 50 % della dissipazione.

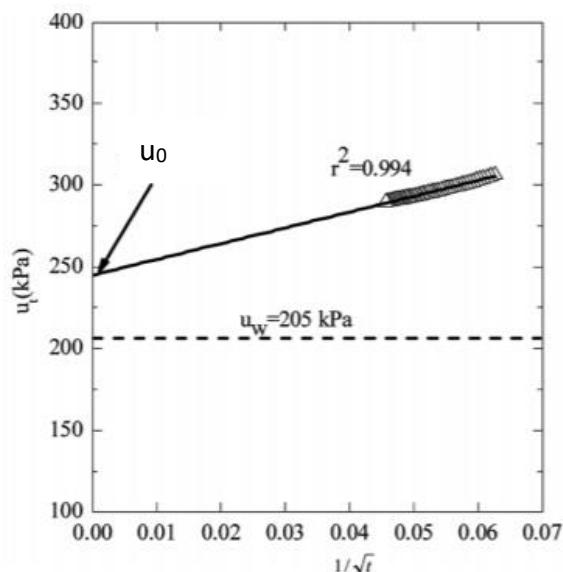


Figura 5.40. Esempio di interpretazione di una prova di dissipazione per la stima di  $u_0$  (Liu et al., 2014).

Dalle prove di dissipazione sono stati anche determinati il coefficiente di consolidazione orizzontale,  $c_h$ , ed il coefficiente di permeabilità orizzontale,  $k_h$ .

La stima del  $c_h$  è stata eseguita mediante la teoria di Teh & Houlsby (1991), secondo la quale si ha:

$$c_h = T_{50} r^2 I_r^{0.5} / t_{50}$$

dove:  $T_{50}$  è il fattore tempo adimensionale, pari a 0.245 per piezocono di tipo 2 con misura della  $u$  dietro la punta;  $r$  è il raggio del piezocono, pari a 1.785 cm;  $I_r$  è l'indice di rigidità, pari al rapporto tra il modulo di taglio  $G$  e la resistenza al taglio non drenata,  $c_u$ ;  $t_{50}$  è il tempo per il quale si ha il 50% della dissipazione.

L'indice di rigidità è stato stimato in funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità (Figura 5.41) secondo quanto proposto da Keaveny e Mitchell (1986). Per  $OCR = 1$  e  $IP = 44$  (valore medio fra quelli misurati per il terreno in esame), è stato ottenuto  $I_r \sim 60$ .

Il coefficiente di permeabilità  $k_h$  è stato stimato mediante la correlazione proposta da Leroueil e Jamiolkowski (1991):





$$k_h \text{ (cm/s)} = [1/(251 t_{50})]^{1.25}$$

con  $t_{50}$  in secondi.

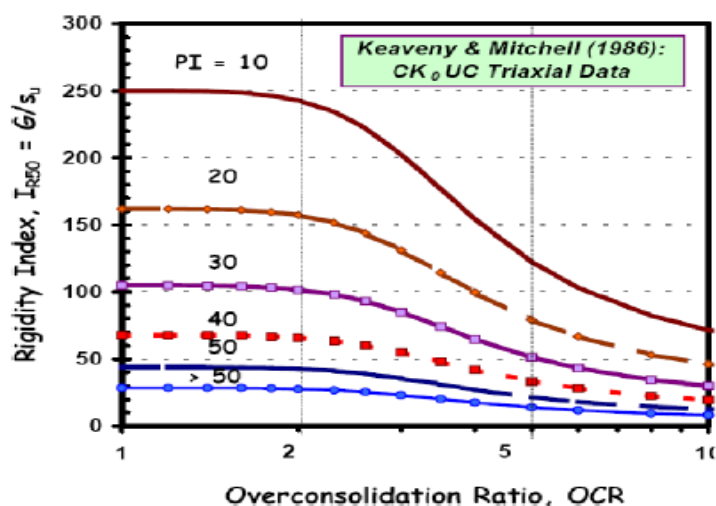


Figura 5.41. Indice di rigidezza al variare del grado di consolidazione di depositi argillosi al variare dell'indice di plasticità (Keaveny e Mitchell, 1986).

Nel seguito vengono analizzate le prove di dissipazione eseguite alla luce dei suddetti metodi.

**PROVA CPTU.4-D.** In Figura 5.42 è riportato l'andamento delle  $u$  misurate nel tempo nella prova di dissipazione eseguita a 22.6 m dal p.c. durante la prova CPTU.4 in adiacenza al sondaggio S3(21). La quota piezometrica della falda è stata considerata a -16 m dal p.c. sulla base dell'andamento delle isopieze all'atto della prova (Figura 5.10), pertanto la pressione idrostatica,  $u_w$ , è pari a 66 kPa.

In Figura 5.43 è riportata l'estrapolazione delle misure di  $u$  per determinare la pressione di equilibrio  $u_0$ , risultata pari a 141 kPa. Sulla base di tale valore sono state calcolate: la pressione interstiziale corrispondente al 50% della dissipazione,  $u_{50}$ , e la pressione interstiziale residua,  $u_r$ . Il dettaglio dei valori è riportato in Tabella 5.8. La presenza di pressioni interstiziali residue è indice di un processo di consolidazione del terreno ancora in atto.



Nella Tabella 5.9 sono riportati valori dei parametri di consolidazione ottenuti secondo i metodi suddetti. Si osserva che il coefficiente di permeabilità orizzontale è risultato dello stesso ordine di grandezza dei valori del coefficiente di permeabilità verticale ottenuti dalle prove di laboratorio, mentre il coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$ , risulta prossimo ai valori massimi del coefficiente di consolidazione verticale ottenuti dalle prove di laboratorio.

z (m dal p.c.)	u (t=0) (kPa)	u <sub>0</sub> (kPa)	u <sub>50</sub> (kPa)	u <sub>f</sub> (kPa)
22.6	780	141	460.5	75

Tabella 5.8: Pressioni interstiziali dall'interpretazione della prova di dissipazione CPTU.4-D.

z (m dal p.c.)	u <sub>0</sub> (kPa)	t <sub>50</sub> (s)	c <sub>h</sub> (m <sup>2</sup> /s)	k <sub>h</sub> (m/s)
22.6	141	3150	1.9 E-7	4.2 E-10

Tabella 5.9: Parametri di consolidazione ottenuti dall'interpretazione della prova di dissipazione. CPTU.4-D.

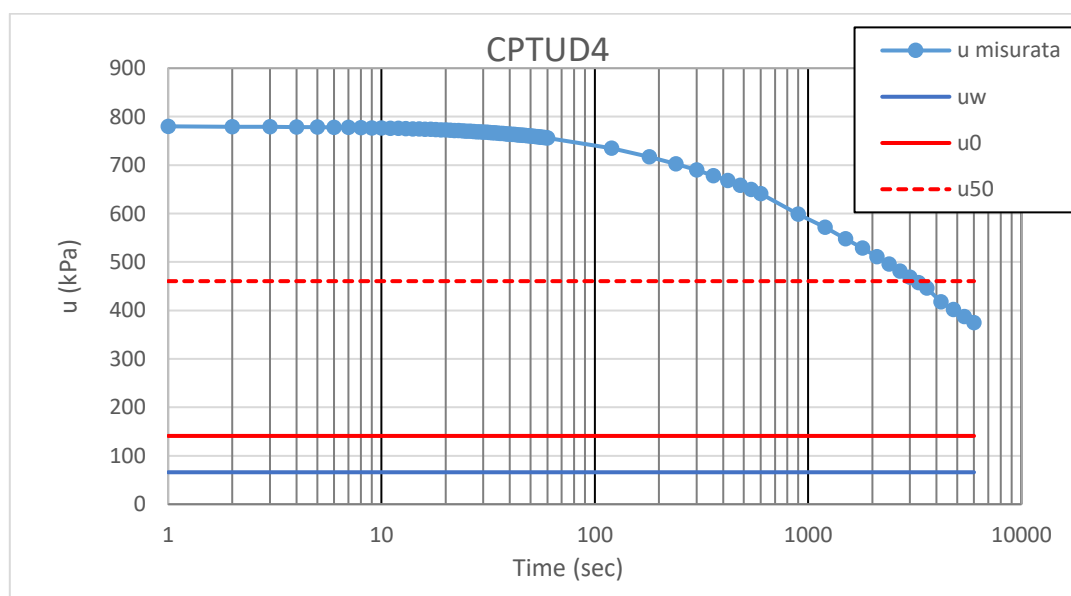


Figura 5.42: Risultati ed elaborazione della prova di dissipazione CPTU.4-D.

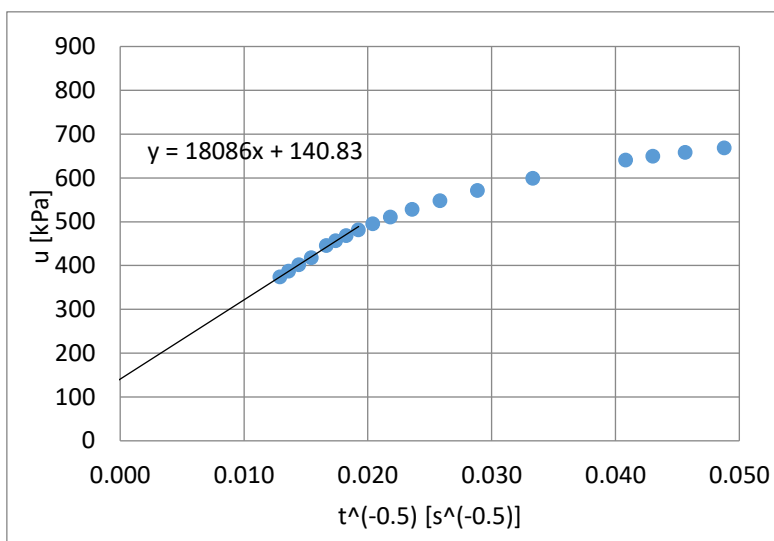


Figura 5.43: Estrapolazione dei valori di  $u$  misurati della prova di dissipazione CPTU.4-D per ricavare il valore della  $u_0$ .

**PROVA CPTU.1-D.** La prova di dissipazione durante la prova CPTU.1 è stata eseguita alla profondità di 15.3 m dal p.c., dove lo strato di argilla ha uno spessore di circa 27 m (ricavato dalla stessa CPTU).

Per ricavare il valore della pressione interstiziale idrostatica,  $u_w$ , in corrispondenza della CPTU.1 si è fatto riferimento all'andamento delle isopieze all'atto della prova (Figura 5.10), dal quale si ottiene una profondità del livello piezometrico di circa 8 m dal p.c. La pressione idrostatica alla profondità della prova di dissipazione,  $u_w$ , è pertanto pari a 73 kPa.

In Figura 5.44 è riportato l'andamento delle  $u$  misurate nel tempo e le pressioni  $u_0$ ,  $u_w$  e  $u_{50}$ , mentre in Figura 5.45 è riportata l'estrapolazione delle misure di  $u$  per determinare la pressione di equilibrio  $u_0$ , risultata pari a 90 kPa.

La presenza di una pressione interstiziale residua, stimata in 17 kPa (Tabella 5.10), è indice di un processo di consolidazione del terreno in atto.

Nella Tabella 5.10 sono riassunti i valori delle pressioni interstiziali, mentre in Tabella 5.11 sono riportati valori dei parametri di consolidazione ottenuti secondo i metodi indicati precedentemente. I valori dei parametri  $c_h$  e  $k$  sono in buon accordo con i rispettivi valori determinati dall'elaborazione della prova CPTU.4-D.



z (m dal p.c.)	u (t=0) (kPa)	u <sub>w</sub> (kPa)	u <sub>0</sub> (kPa)	u <sub>50</sub> (kPa)	u <sub>f</sub> (kPa)
15.3	393	73	90	242	17

Tabella 5.10: Pressioni interstiziali dall'interpretazione della prova di dissipazione CPTU.1-D.

z (m dal p.c.)	u <sub>0</sub> (kPa)	t <sub>50</sub> (s)	c <sub>h</sub> (m <sup>2</sup> /s)	k <sub>h</sub> (m/s)
15.3	90	4800	1.3 E-7	2.5 E-10

Tabella 5.11: Parametri di consolidazione ottenuti dall'interpretazione della prova di dissipazione CPTU.1-D.

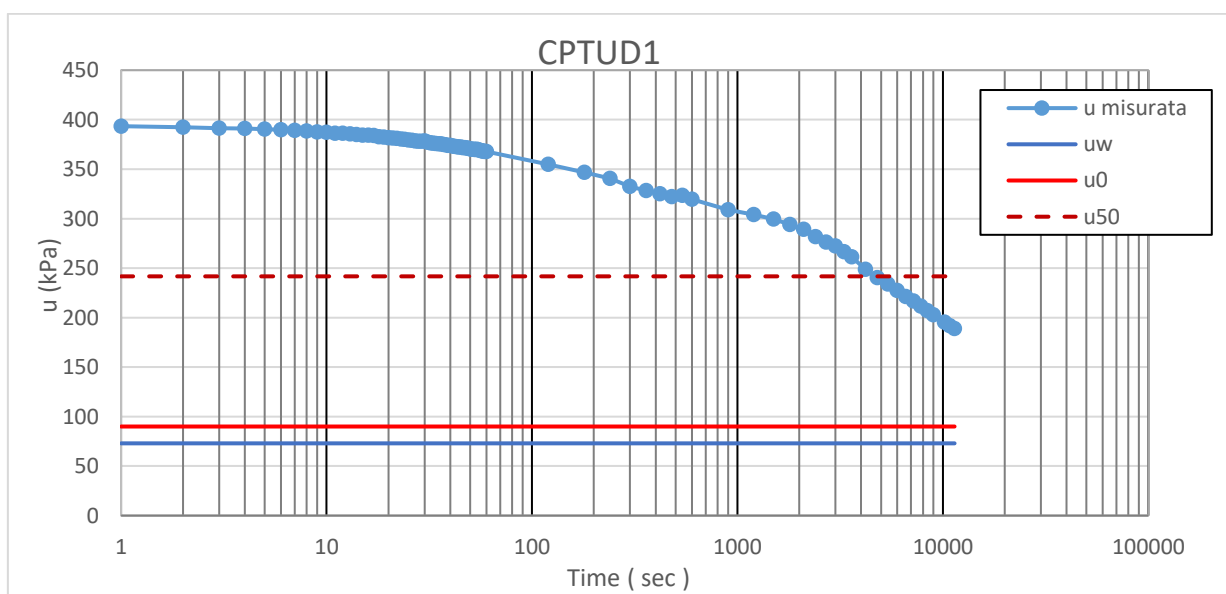


Figura 5.44: Risultati ed elaborazione della prova di dissipazione CPTU.1-D.

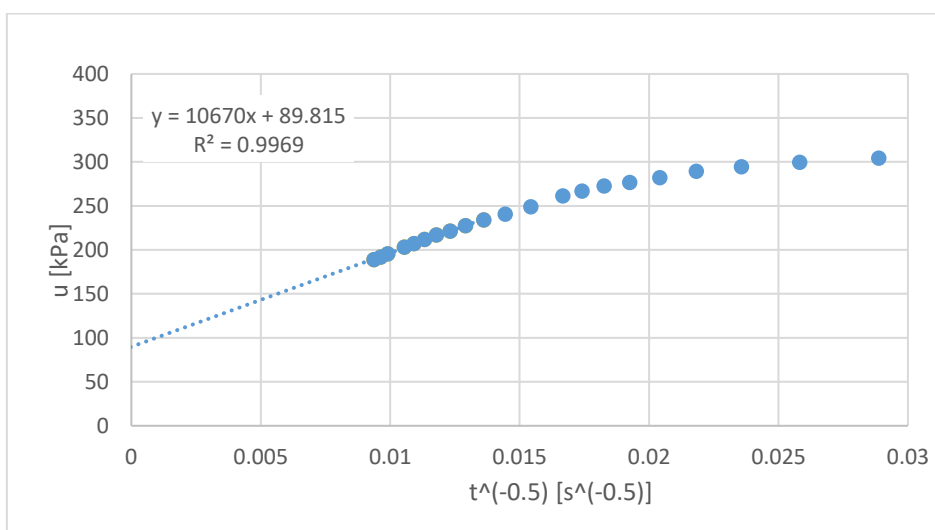


Figura 5.45: Estrapolazione dei valori di u misurati nella prova di dissipazione CPTU.1-D per ricavare il valore della u<sub>0</sub>.



**PROVA CPTU.7-D.** La prova CPTU.7 è stata eseguita ad una profondità al di sopra del livello piezometrico, dove le pressioni interstiziali sono negative (frangia capillare). Non è stato possibile interpretare tale prova mediante il metodo di Liu et al. (2014) validato soltanto per prove sottofalda.

## **5.5 ANALISI DELLO STATO DI CONSOLIDAZIONE DEL DEPOSITO ARGILLOSO**

### **5.5.1 Verticale S3(21)**

La profondità dello strato di argilla nella verticale S3(21) (sondaggio eseguito fino a 30 m) è stato ricavato dai risultati della CPTU.7 eseguita in adiacenza e risulta di ca. 35.8 m. Il sondaggio S3(21) è stato eseguito in prossimità di due edifici, ad una distanza di circa 3 m da ciascuno di essi. È pertanto necessario considerare che, al variare della profondità della verticale di indagine, oltre alla pressione verticale geostatica,  $\sigma_{v0}$ , sono presenti tensioni verticali indotte dagli edifici in adiacenza,  $\Delta\sigma_v$ . La valutazione delle tensioni indotte può risultare significativa nel calcolo delle tensioni verticali efficaci agenti e quindi per l'analisi dello stato di consolidazione dei campioni prelevati alle diverse profondità.

Il calcolo delle tensioni verticali indotte dagli edifici adiacenti in corrispondenza della verticale di indagine è stato eseguito tenendo conto della geometria e delle dimensioni dei due edifici ed ipotizzando pertanto la presenza di una fondazione nastriforme, infinitamente flessibile, di larghezza pari a 1 m, per simulare la trave di fondazione di bordo degli edifici adiacenti. La pressione netta sulla fondazione, uniformemente distribuita, è stata stimata in 50 kPa, applicati a -1 m dal piano campagna. L'influenza delle fondazioni più distanti dalla verticale di indagine è stata considerata trascurabile.

Il calcolo delle tensioni indotte è stato eseguito sia mediante il codice di calcolo PLAXIS 2D (modello soft-soil per lo strato di argilla poggiante su ghiaie), sia facendo ricorso alla teoria di Boussinesq (terreno come semispazio infinito elastico lineare).

I risultati ottenuti da entrambe le simulazioni sono riportati in Figura 5.46, in cui si nota che le tensioni indotte raggiungono il valore massimo di circa 6 kPa alla profondità di 6-



7 m dal p.c. Tali valori corrispondono a circa il 3-6% delle tensioni geostatiche e sono ancor meno significative a profondità maggiori. I valori più elevati di tensione indotta ottenuti con la simulazione PLAXIS.2D (stratigrafia reale) sono dovuti alla presenza, al di sotto dello strato di argilla, dello strato più rigido di ghiaia, di cui la simulazione con la teoria di Boussinesq non tiene conto.

In definitiva, alla luce dei risultati delle suddette simulazioni, nel calcolo delle tensioni necessario per analizzare i risultati delle prove, si può trascurare il contributo dovuto alla presenza degli edifici. I valori delle tensioni indotte ottenuti confermano che il contributo delle fondazioni più lontane dalla verticale di indagine è trascurabile.

Per le stesse ragioni, anche nel sondaggio S8(21) ubicato a qualche metro di distanza da un unico edificio, il contributo delle tensioni indotte può essere trascurato.

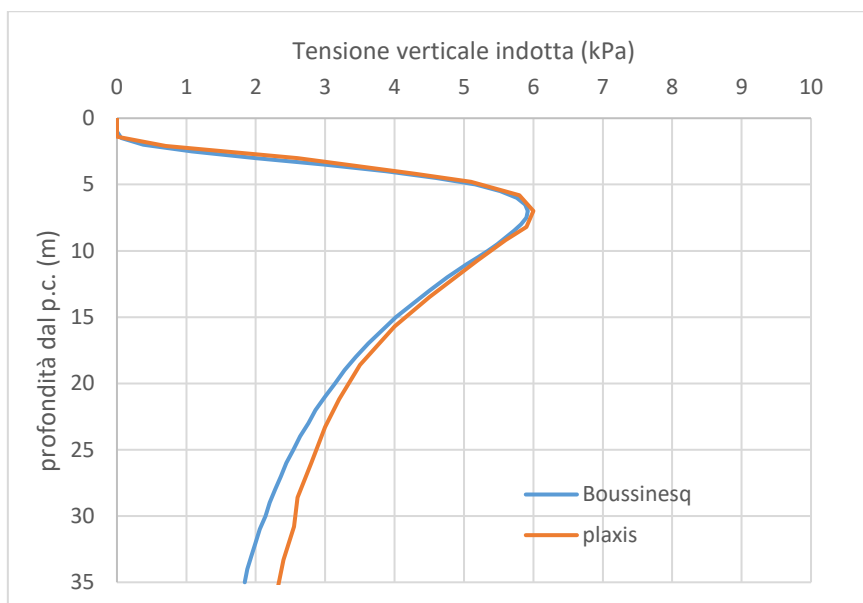


Figura 5.46: Stima della distribuzione delle tensioni indotte lungo la verticale di indagine S3(21) da due strisce di carico uniformemente distribuito di 50 kPa applicate alla profondità di 1 m dal p.c. ad una distanza di 3 m dalla verticale di indagine.

Nell'analisi dei risultati delle prove eseguite sui campioni prelevati al di sopra del livello di falda occorre tenere conto dell'altezza della frangia capillare (dipendente dalla storia delle oscillazioni del livello piezometrico), che assume comunque valori elevati nel caso dei depositi argillosi (Lame e Washburn, 1946; Hansbo, 1975). Nella frangia capillare il



terreno risulta saturo e le pressioni interstiziali sono negative proporzionalmente alla distanza dalla superficie piezometrica. Lo spessore della frangia capillare nelle argille può essere stimato mediante la seguente equazione (Terzaghi e Peck, 1967):

$$h_c \text{ [cm]} \simeq C_s / (e \times D_{10})$$

dove  $D_{10}$  è il diametro (in cm) corrispondente al 10% di passante, e è l'indice dei vuoti, e  $C_s$  è una costante empirica (dipendente dalla forma dei grani), che assume valori compresi fra 0.1-0.5 cm<sup>2</sup>. Non avendo a disposizione il valore del  $D_{10}$  per il terreno in esame (cfr. curve granulometriche in Figura 5.11), per la stima di  $h_c$  è stato assunto, cautelativamente, il  $D_{40}$  (diametro corrispondente al 40% di passante), pari a circa 0.001 mm, ed un valore di  $C_s = 0.2$  cm<sup>2</sup>. Assumendo il valore medio dell'indice dei vuoti,  $e \sim 1.4$ , si stima un valore di  $h_c$  superiore a 14 m.

In base a questa stima si ritiene quindi che per il terreno in esame, in condizioni di equilibrio, la frangia capillare possa essere superiore a 10 m. In Figura 5.47 è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali idrostatiche relativo alla verticale di indagine S3(21) con il dettaglio della profondità di prelievo dei campioni.

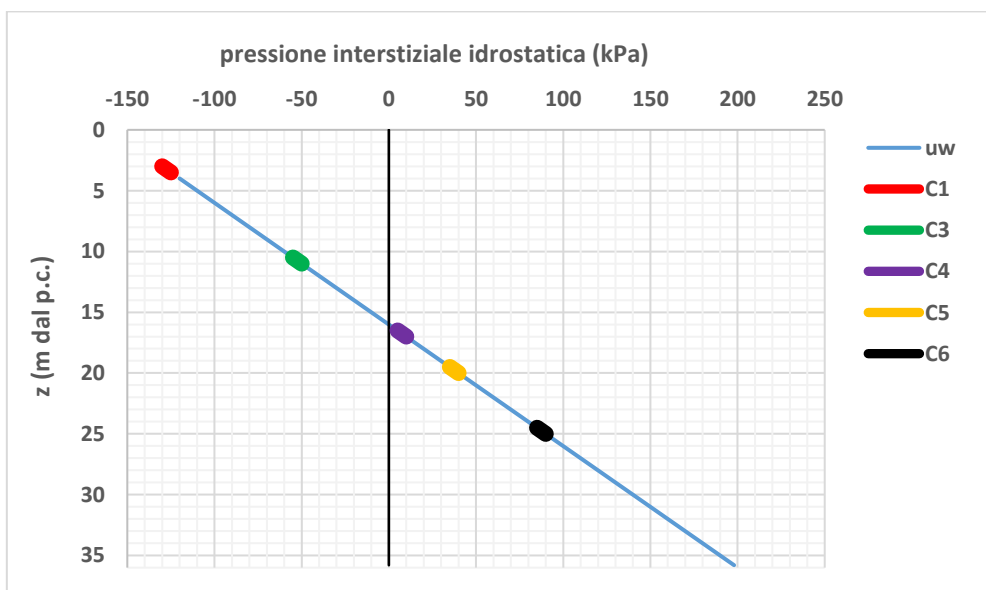


Figura 5.47: Sondaggio S3.21: Pressioni interstiziali idrostatiche e profondità di prelievo dei campioni dai quali sono state eseguite le prove edometriche.


**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Assumendo il valore medio del peso di volume saturo del terreno, pari a  $16.9 \text{ kN/m}^3$ , sono state determinate le pressioni efficaci verticali geostatiche corrispondenti alla profondità dei provini e sono stati confrontati con le tensioni efficaci di snervamento risultate dalle curve di compressibilità. In Tabella 5.12 sono riepilogati i suddetti valori. È evidente che la massima pressione efficace agente (pressione di snervamento) risulta sempre significativamente inferiore alla tensione efficace verticale geostatica, il che conferma che il terreno è sottoconsolidato, tranne che nel caso del campione S3(21).C1 prelevato in prossimità della superficie, per il quale risulta una tensione di snervamento superiore a quella geostatica di circa il 10%. Tenendo conto dell'approssimazione nella determinazione della  $\sigma'_y$ , nella determinazione dello spessore della frangia capillare e del seppur minimo valore delle tensioni indotte dagli edifici adiacenti in prossimità della superficie, OCR è ragionevolmente prossimo all'unità. Le pressioni interstiziali residue a tale profondità risultano nulle.

In Figura 5.48 è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali residue al variare della profondità dello strato di argilla nella verticale S3(21). Si osserva che la differenza fra  $\sigma'_{v0}$  e  $\sigma'_y$ , pari alla pressione interstiziale residua di consolidazione,  $u_f$ ,

$$u_f = \sigma'_{v0} - \sigma'_y$$

tende ad aumentare verso il centro dello strato di argilla e risulta minore verso il piano campagna e verso lo strato di ghiaia sottostante, coerentemente con il fatto che entrambi questi bordi sono superfici drenanti.





Sondaggio	Campione	prof. provino (m dal p.c.)	Prof. falda (m dal p.c.)	$u_w$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_y$ (kPa)	$u_f$ (kPa)
S3(21)	C1	3.2	16	-128	182.1	200	0
	C3	10.7	16	-53	233.8	160	73.8
	C4	16.7	16	7	275.2	150	125.2
	C5	19.7	16	37	311.9	235	76.9
	C6	24.7	16	87	344.0	285	59.0
S8(21)	C1	4.7	12.5	-78	157.4	125	32.4

Tabella 5.12: Riepilogo delle pressioni efficaci ed interstiziali ricavati dalle prove edometriche, al variare della profondità.

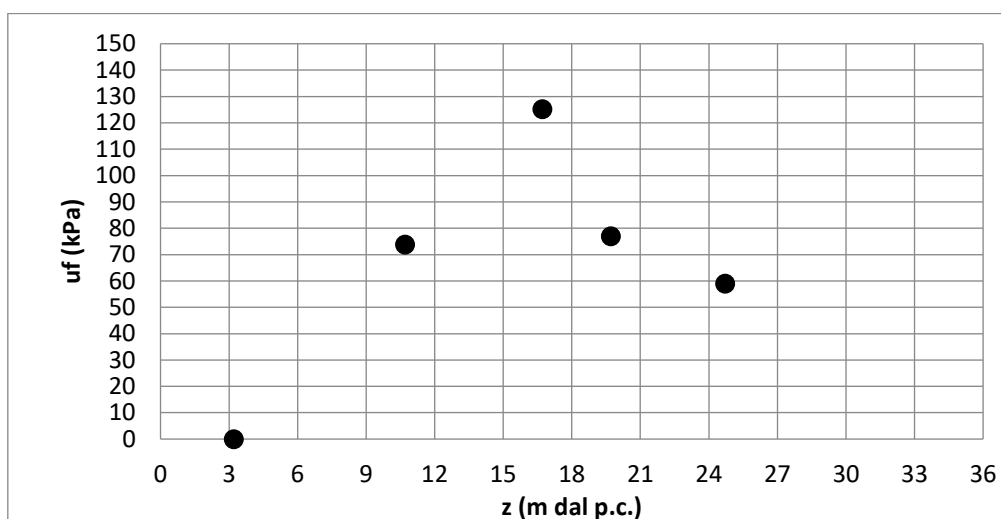


Figura 5.48: Andamento delle pressioni interstiziali residue ricavate dalle prove edometriche nella verticale S3(21).

Nella stessa verticale di indagine possono essere considerati anche i valori delle pressioni interstiziali residue risultati dalla prova di dissipazione CPTU.4D eseguita in adiacenza al sondaggio (Tabella 5.8). Inoltre, il livello dell'acqua nel piezometro di Casagrande installato in S3(21) a 30 m di profondità (misura eseguita dopo circa 1 mese dall'installazione del piezometro) è risultato a -12.5 m dal p.c. A tale profondità corrisponde quindi una pressione residua pari a:

$$u_f(30 \text{ m}) = u_0 - u_w = (30-12.5) \times 10 - (30-16) \times 10 = 35 \text{ kPa}$$



L'insieme dei valori delle  $u_f$  ottenuti dalle prove edometriche, dalla prova di dissipazione CPTU4.D e dalla lettura del piezometro di Casagrande, ha consentito di ricostruire il profilo delle  $u_f$  con la profondità nella verticale S3(21). Tutti i valori delle  $u_f(z)$  sono riportati nel grafico di Figura 5.49. L'andamento risulta coerente con la presenza di un doppio bordo drenante, costituito dal piano campagna in sommità e dallo strato permeabile di ghiaia alla base del deposito argilloso.

L'andamento delle pressioni interstiziali residue di Figura 5.49 è stato utilizzato come riferimento per la modellazione dell'andamento dei cedimenti nell'area in esame.

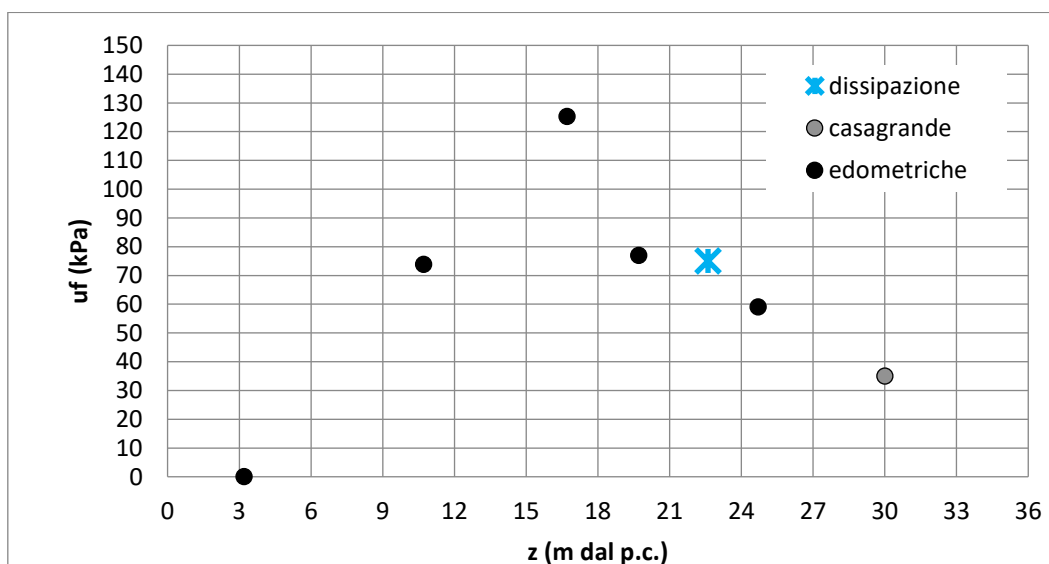


Figura 5.49: Valori delle pressioni interstiziali residue al variare della profondità nella verticale S3(21) risultanti dalle indagini eseguite.

### 5.5.2 Verticale S8(21)-CPTU.7

Lo spessore dello strato di argilla in corrispondenza di tale area è risultato pari a circa 16 m (prova CPTU.7), con la presenza di una lente più grossolana a circa 13 m di profondità, testimoniata dall'incremento dei valori di  $q_t$  e dalla caduta della pressione interstiziale misurate durante la CPTU.7.

Nel piezometro di Casagrande, installato a -13.5 m dal p.c., è stato misurato un livello d'acqua a -12,5 m dal p.c. (dopo circa 1 mese dalla sua installazione, cfr. Tabella 5.2).



Tale lettura corrisponde alla quota piezometrica risultante dalle isopieze e testimonia che il livelletto ghiaioso presente alla profondità di circa 13 m costituisce un drenaggio. Assumendo la quota piezometrica di  $-12.5$  m dal p.c., in corrispondenza della profondità di prelievo del campione S8.C1 (4.5-5.0 m dal p.c.) risulta attualmente una pressione interstiziale residua di circa 32 kPa (Tabella 5.12), il che testimonia anche in questa verticale una sotto-consolidazione del terreno.

### **5.5.3 Verticale CPTU.1**

Anche in questa verticale è risultata la presenza di pressioni interstiziali residue. Nel dettaglio, lo strato di argilla in corrispondenza di tale verticale ha uno spessore di circa 27 m e, dalla prova di dissipazione eseguita alla profondità di 15.3 m dal p.c. è stata stimata una pressione interstiziale residua di 17 kPa (Tabella 5.10). Si osserva che tale valore, rilevato in prossimità della profondità media dello strato argilloso, risulta significativamente inferiore rispetto ai valori delle pressioni interstiziali residue ottenuti in prossimità della profondità media dello strato argilloso nella verticale S3(21) (Figura 5.49). Ciò si spiega considerando sia il minore spessore complessivo dello strato argilloso nella verticale CPTU.1, sia la prossimità dello strato ghiaioso (drenante) in direzione orizzontale che comporta una più rapida consolidazione.

## **5.6 STIMA DEI CEDIMENTI**

### **5.6.1 Sezioni**

La previsione dei cedimenti è stata eseguita con riferimento a due sezioni, perpendicolari, rappresentative dell'area in esame, ubicate come riportato in Figura 5.50:

- sezione S-S', trasversale alla valle e passante per la parte centrale del quartiere "Madonnetta",
- sezione D-D', longitudinale, passante per la parte centrale del quartiere "Madonnetta".



Entrambe le sezioni includono la verticale di indagine S3(21), per la quale è stato ricavato l'andamento delle pressioni interstiziali residue al variare della profondità.

Il modello stratigrafico corrispondente alle due sezioni, riportato nelle Figure 5.51 e 5.52, è stato ottenuto sulla base delle indagini pregresse e delle risultanze della campagna di indagini 2021. Sono state distinte 3 diverse formazioni: uno strato di argilla superiore, uno strato di ghiaia intermedio ed un substrato roccioso.

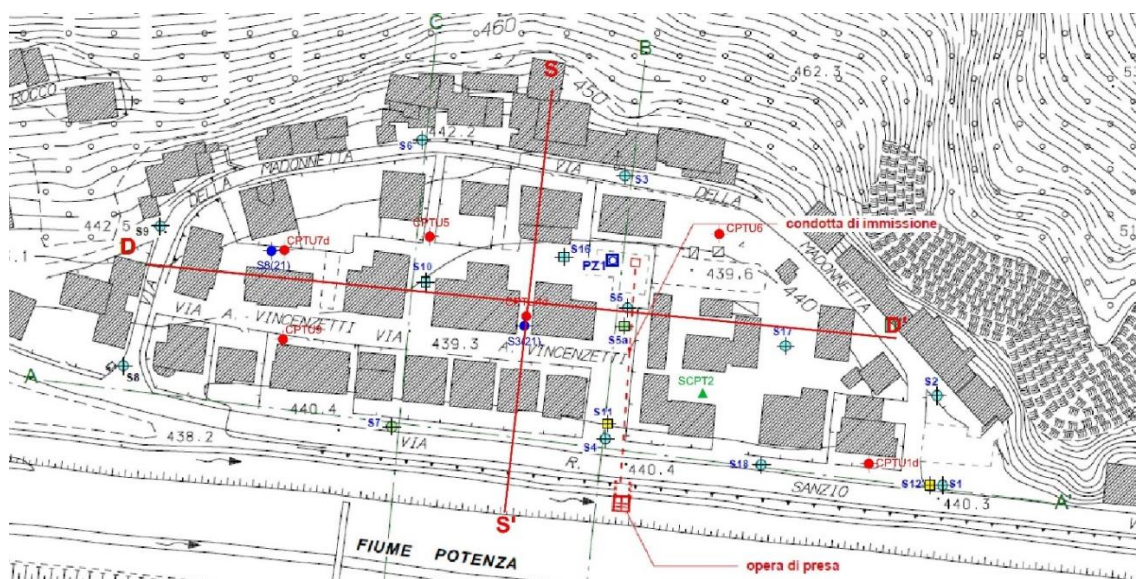


Figura 5.50: Ubicazione delle sezioni per la modellazione dei cedimenti.

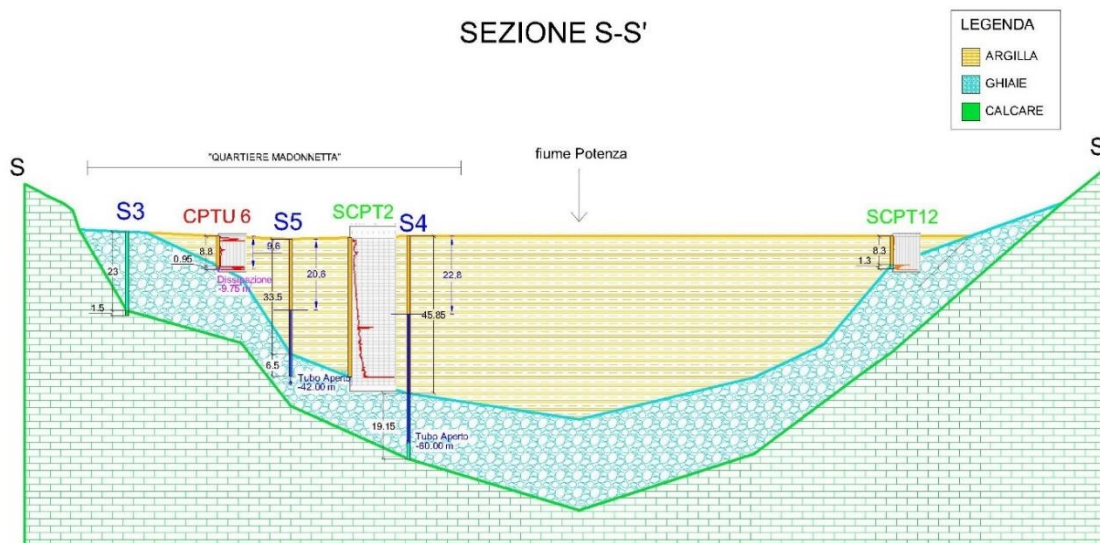


Figura 5.51: Stratigrafia sezione S-S'.

## SEZIONE D-D'

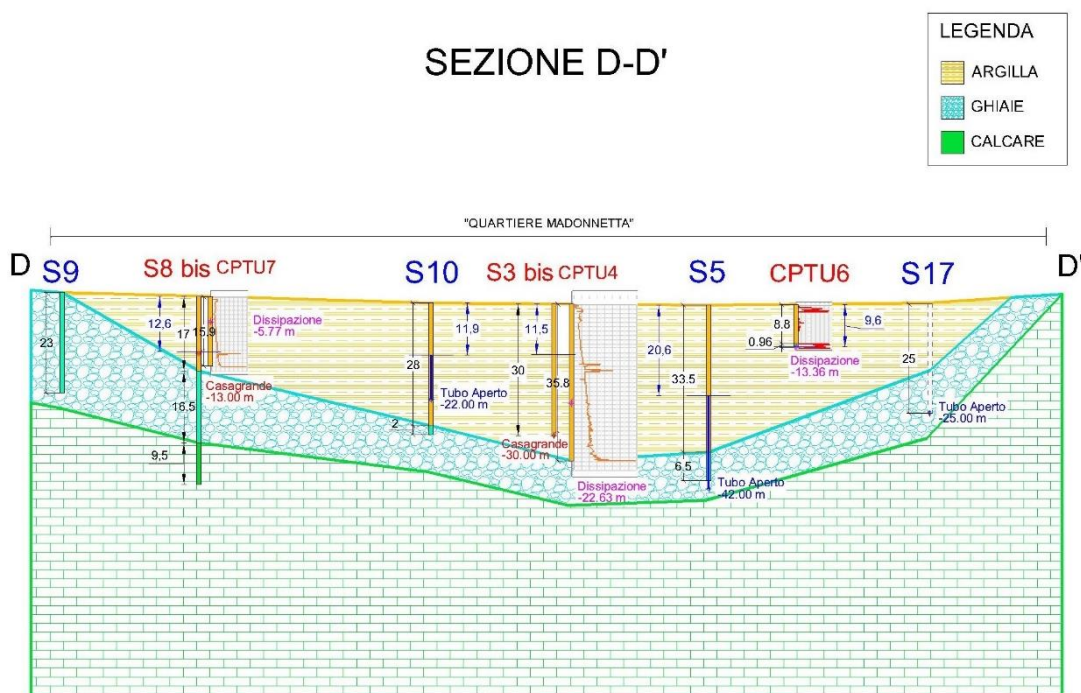


Figura 5.52: Stratigrafia sezione D-D'.

## 5.6.2 Modellazione

La modellazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo è stata eseguita mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS.2D.

Per lo strato argilloso è stato utilizzato il modello soft-soil, specificamente idoneo per la modellazione del comportamento di terreni molto comprimibili. I parametri per la modellazione dello strato argilloso sono elencati qui di seguito.

- Peso di volume non saturo,  $\gamma_{\text{unsat}}$
- Peso di volume saturo,  $\gamma_{\text{sat}}$
- Indice di compressione modificato:  $\lambda^* = c_c/[2.3(1+e)]$
- Indice di rigonfiamento modificato:  $\kappa^* = 2c_s/[2.3(1+e)]$
- Parametri di resistenza al taglio:  $c'$ ,  $\phi'$
- Angolo di dilatanza:  $\psi$
- Rapporto di Poisson per scarico/ricarico,  $\nu_{\text{ur}}$



- Coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$

Sulla base dei risultati delle prove eseguite e di quanto noto da letteratura, sono stati assunti i seguenti valori per la determinazione dei suddetti parametri:

- $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{unsat}} = 16.9 \text{ KN/m}^3$
- $c_c = 0.41$
- $c_s = 0.04$
- $e = 1.39$
- $c' = 2 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 26^\circ$  (considerando il range di tensioni medio del deposito argilloso)
- $\psi = 0$
- $v_{\text{ur}} = 0.15$

La modellazione del processo di consolidazione richiede la legge di variazione del coefficiente di permeabilità,  $k$ , in funzione dell'indice dei vuoti, che nel codice PLAXIS, assume la seguente espressione:

$$\log (k/k_0) = \Delta e/c_k$$

dove  $c_k$  è una costante che nel modello soft-soil viene assunta pari al valore di  $c_c$ .

Il codice di calcolo assume il coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale,  $k_h$ , pari a quello verticale,  $k_v$ . Nel caso in esame, tale assunzione è coerente i risultati delle prove di laboratorio ( $k_v$ ) e delle prove di dissipazione ( $k_h$ ), che hanno fornito valori dello stesso ordine di grandezza. Il valore della permeabilità iniziale,  $k_0$ , è stato assunto pari a  $2.7 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ .

Per la modellazione dello strato ghiaioso e per il substrato roccioso è stato adottato il modello Mohr-Coulomb (elastico lineare-perfettamente plastico), con i seguenti parametri:

- Peso di volume non saturo,  $\gamma_{\text{unsat}}$
- Peso di volume saturo,  $\gamma_{\text{sat}}$
- Indice dei vuoti,  $e$



**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

- Modulo di rigidezza: E
- Rapporto di Poisson:  $\nu$
- Parametri di resistenza al taglio:  $c'$ ,  $\phi'$
- Angolo di dilatanza:  $\psi$
- Coefficiente di permeabilità, k

Per la ghiaia sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma_{\text{unsat}} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
- $e = 0.6$
- $E = 1 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$
- $\nu = 0.3$
- $c' = 1 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 40^\circ$
- $\psi = 0$
- $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$

Per il substrato roccioso sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma_{\text{unsat}} = \gamma_{\text{sat}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $e = 0.5$
- $E = 4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
- $\nu = 0.15$
- $c' = 80 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 40^\circ$
- $\psi = 0$
- $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$

Per la previsione dei cedimenti del piano campagna per i prossimi 50 anni, la situazione al 2021 è stata generata, per ciascuna sezione, simulando, mediamente, le variazioni dei livelli piezometrici registrate dal 1998 al 2021 nei piezometri prossimi alla sezione, e facendo numerose diverse assunzioni di tentativo per il periodo antecedente. I criteri di selezione del modello da assumere, e quindi utilizzato, per la previsione sono i seguenti:



1. ottenere, nel 2021, un andamento delle pressioni interstiziali residue nella verticale S3(21) corrispondente a quello risultante dalle indagini eseguite (andamento di Figura 5.49).
2. ottenere cedimenti del piano campagna, nel periodo dal 1998 al 2021, prossimi ai cedimenti rilevati nei capisaldi lungo ciascuna sezione.

In merito al secondo criterio è necessario precisare che i cedimenti sono stati rilevati da capisaldi ubicati sugli edifici e che pertanto tali cedimenti risultano dipendenti dalla rigidità di ciascun edificio e non corrispondono al cedimento del piano campagna libero (simulato dal PLAXIS.2D), per quanto ne rispecchiano un andamento nel tempo. Pertanto, si è ritenuto ragionevole considerare accettabile una tolleranza fra la modellazione dei cedimenti ed i valori misurati nei capisaldi di circa il 20%.

Di seguito sono dettagliate le simulazioni dei livelli piezometrici.

Periodo 1999-2021. Nell'area in esame sono disponibili misure dei livelli piezometrici a partire dal 1999 fino al 2021. In particolare, in conseguenza dell'entrata in funzione del pozzo di immissione nel 2009, sono stati registrati notevoli incrementi del livello piezometrico nell'area centrale del quartiere. Con l'interruzione dell'immissione, avvenuta nel febbraio 2018, tali livelli sono diminuiti. Le quote e le variazioni del livello piezometrico nelle tre sezioni esaminate sono state simulate in modo tale da riprodurre mediamente i livelli piezometrici reali, ove noti. È stato trascurato l'incremento del livello piezometrico misurato nell'area centrale del quartiere nell'ottobre 2006 poiché si è trattato di una variazione di breve durata (prova di immissione, cfr. § 5.3.2).

In occasione degli eventi sismici dell'agosto e dell'ottobre 2016 è noto che nell'arco appenninico vi è stato un abbassamento dei livelli piezometrici. Non avendo a disposizione le misure dei livelli piezometrici per un lungo periodo antecedente tali eventi, è stato ipotizzato un abbassamento dei livelli piezometrici in tutta l'area pari a 2 m.

Nelle Figure 5.53 e 5.54 è riportata la simulazione dei livelli piezometrici dal 1999 al 2021, rispettivamente per la sezione S-S' e D-D', unitamente ai livelli piezometrici misurati nei piezometri in prossimità di ciascuna sezione.



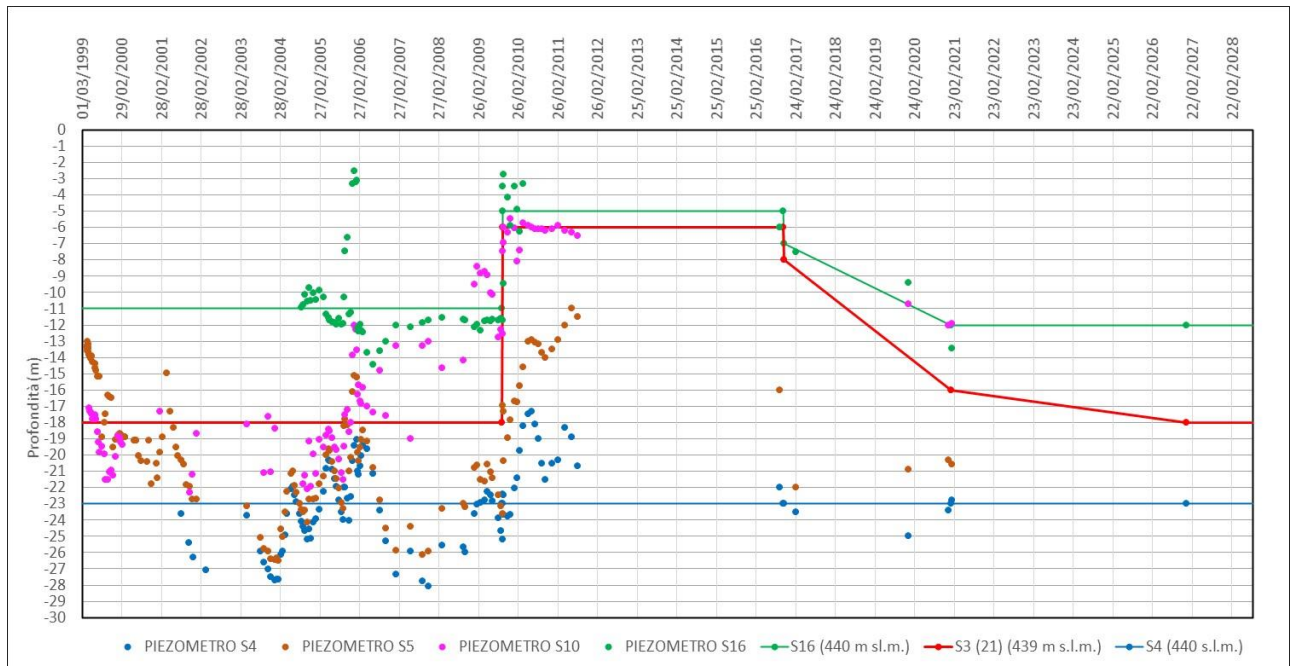


Figura 5.53: Sezione S-S': Andamento dei livelli piezometrici misurati e simulati dal 1999.

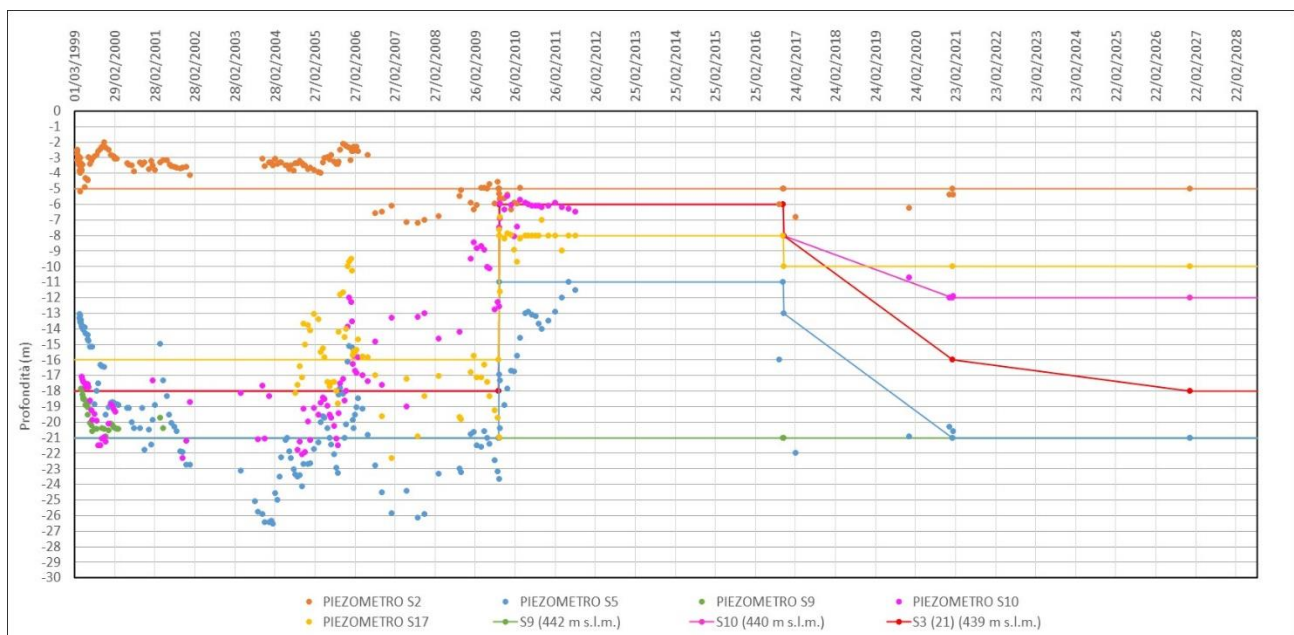


Figura 5.54: Sezione D-D': Andamento dei livelli piezometrici misurati e simulati dal 1999.

Periodo 1997-1999. Nella documentazione di riferimento è riportato vi sono stati abbassamenti del livello freatico conseguentemente al terremoto del 1997, sebbene

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

non quantificati da misure dirette nell'area in esame. Nella simulazione è stato considerato un abbassamento di falda di 2 m conseguente all'evento sismico del 1997. Periodo antecedente il 1997. È noto che l'area è stata sempre soggetta a cedimenti significativi anche nel secolo scorso. Le cause che possono aver determinato tali cedimenti possono essere state molteplici, fra le quali certamente la consolidazione del deposito argilloso per peso proprio (data la sua recente formazione), l'edificazione dell'area avvenuta nel dopoguerra, abbassamenti del livello piezometrico (per riduzione delle precipitazioni medie avvenute nel secolo scorso), alluvioni (ad inizio secolo scorso e precedentemente) con conseguente infiltrazione di acqua attraverso il deposito argilloso. La simulazione numerica di tali eventi risulta impossibile per mancanza di informazioni specifiche e sufficientemente dettagliate in termini di durata ed entità. Si è ritenuto quindi di poter riprodurre gli effetti di tali eventi ipotizzando un abbassamento progressivo del livello piezometrico a partire dall'inizio del secolo scorso fino a raggiungere i livelli piezometrici del 1997. Si tratta di una simulazione che ha avuto la finalità di considerare nel suo complesso tutta la serie di eventi responsabili della recente situazione in termini di cedimenti e di pressioni interstiziali residue del deposito argilloso.

Nelle Figure 5.55 e 5.56 è riportata la variazione dei livelli piezometrici nel tempo considerata nelle sezioni esaminate.

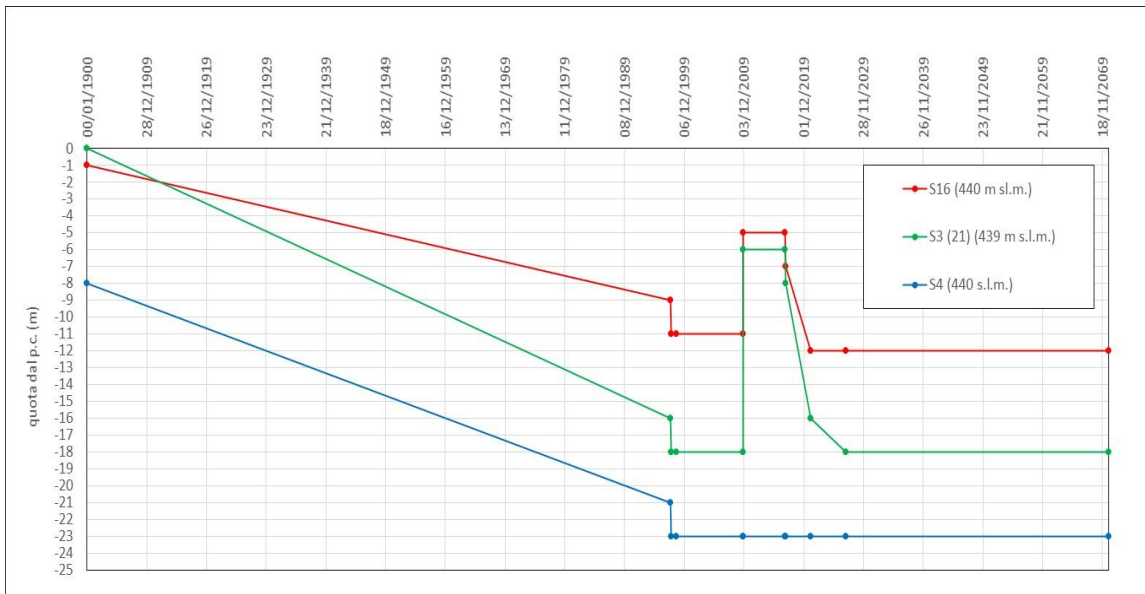


Figura 5.55: Sezione S-S': Andamento dei livelli piezometrici nel tempo assunti nella modellazione.

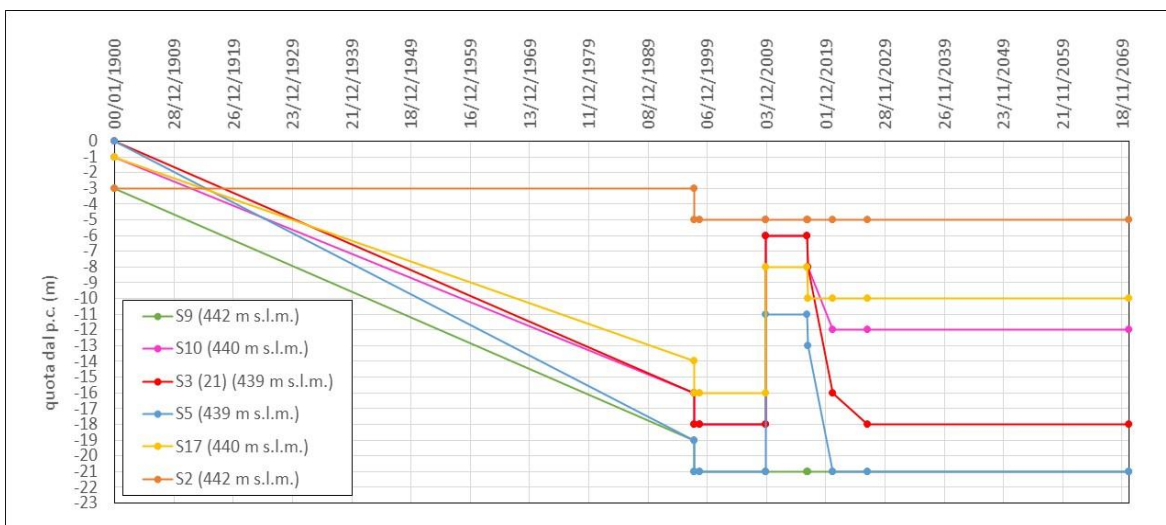


Figura 5.56: Sezione D-D': Andamento dei livelli piezometrici nel tempo assunti nella modellazione.

### 5.6.3 Risultati

#### SEZIONE S-S'

In Figura 5.57 è riportato il confronto fra l'andamento delle pressioni interstiziali residue rilevate nella verticale S3(21) e l'andamento ottenuto dalla modellazione in corrispondenza della stessa verticale. Si osserva un buon accordo fra gli andamenti.



Per confrontare i cedimenti ottenuti dalla modellazione con quelli misurati (dati disponibili dal 1998 al 2021), è stato fatto riferimento ai capisaldi indicati in Figura 5.58.

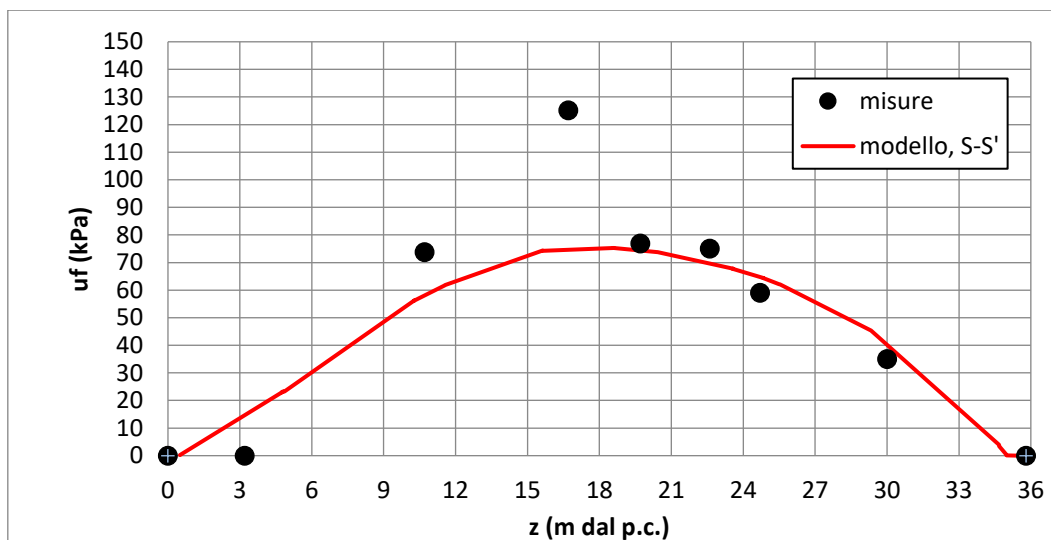


Figura 5.57: Verticale S3(21): Confronto fra le pressioni interstiziali residue ottenute sperimentalmente e quelle risultanti dalla modellazione per la sezione S-S'.



Figura 5.58: Indicazione dei capisaldi di riferimento per il confronto fra cedimenti misurati dal 1998 al 2021 e i cedimenti ottenuti dalla modellazione per la sezione S-S'.



Nelle Figure dalla 5.59 alla 5.66 è riportato il confronto fra gli andamenti dei cedimenti rilevati nei capisaldi in corrispondenza della sezione S-S' dal 1998 al 2021 ed i cedimenti ottenuti dalla modellazione.

Si osserva che, nella zona a monte (cap. 41 e 42), la simulazione sottostima il cedimento al 2021 per valori comunque molto modesti (1-2 cm), ragionevolmente a causa dell'approssimazione nello spessore dello strato argilloso che, in tale area, varia notevolmente, e della ricostruzione del livello piezometrico che in tale area è stato ipotizzato sempre orizzontale non avendo a disposizione misure.

Nella zona centrale (cap. 96, 97 e 98) la simulazione approssima molto bene i cedimenti misurati, soprattutto nel periodo dal 2009 al 2021, per il quale l'andamento dei cedimenti nel tempo della simulazione corrisponde a quello dei cedimenti dei capisaldi. Nella zona verso la strada (cap. 156, 157, 158 e 159) il modello sottostima i cedimenti al 2021 di circa 4-5 cm (circa il 25%). Si osserva comunque che, nel periodo dal 2009 al 2021, l'andamento dei cedimenti della modellazione è pressoché corrispondente all'andamento dei cedimenti reali. Pertanto, in considerazione della necessità di stimare l'entità dei cedimenti nei prossimi 50 anni, la simulazione può essere considerata valida.

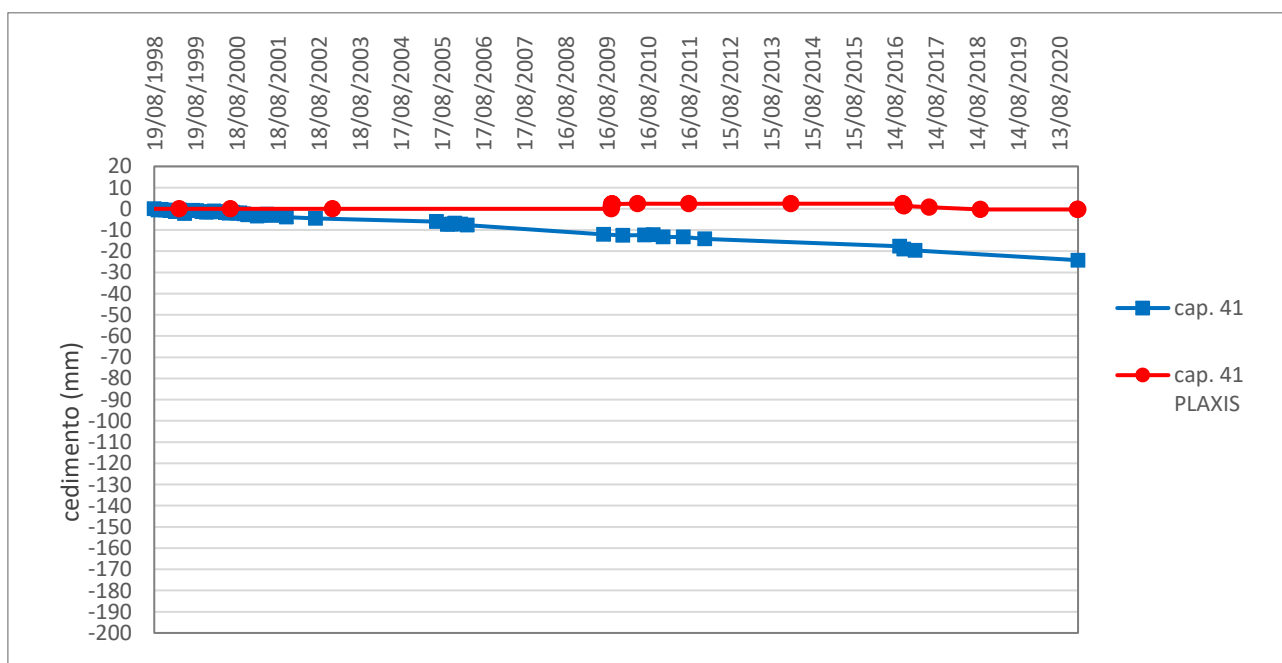


Figura 5.59: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 41 e quelli ottenuti dalla modellazione.

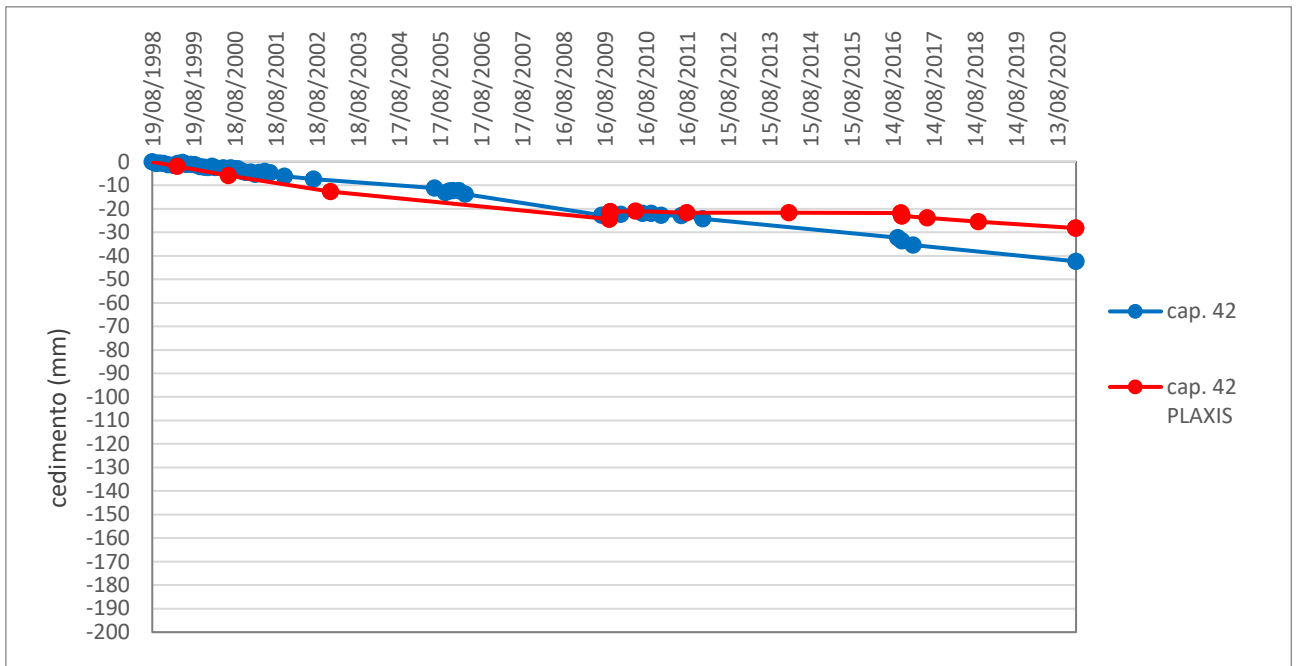


Figura 5.60: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 42 e quelli ottenuti dalla modellazione.

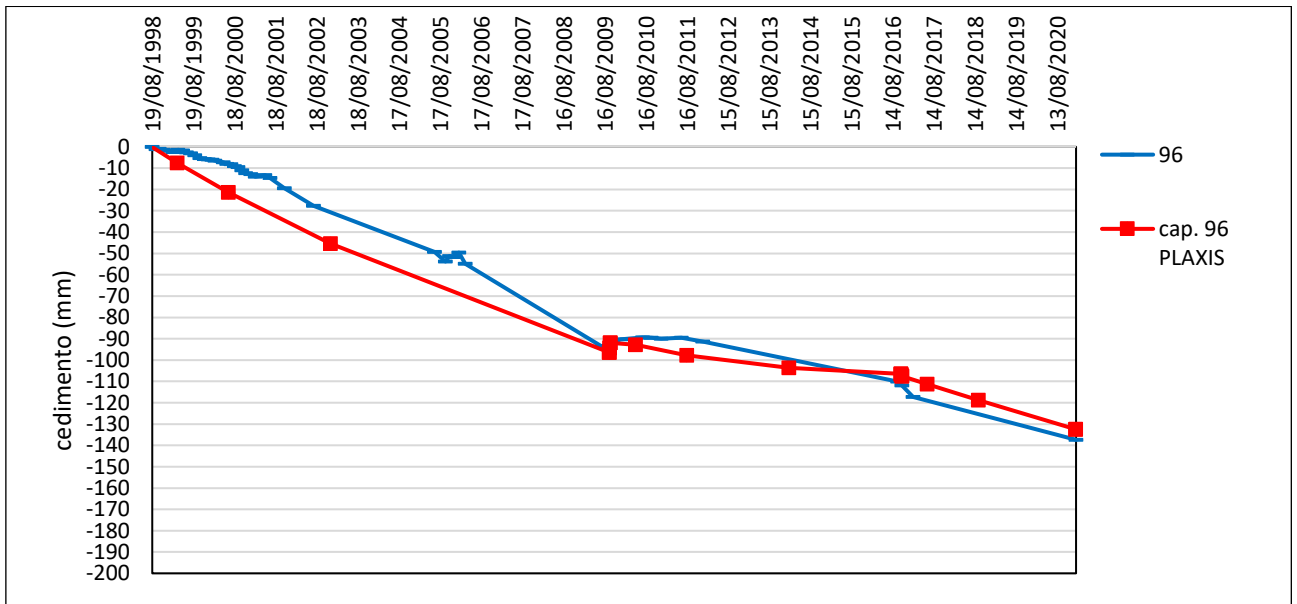


Figura 5.61: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 96 e quelli ottenuti dalla modellazione.

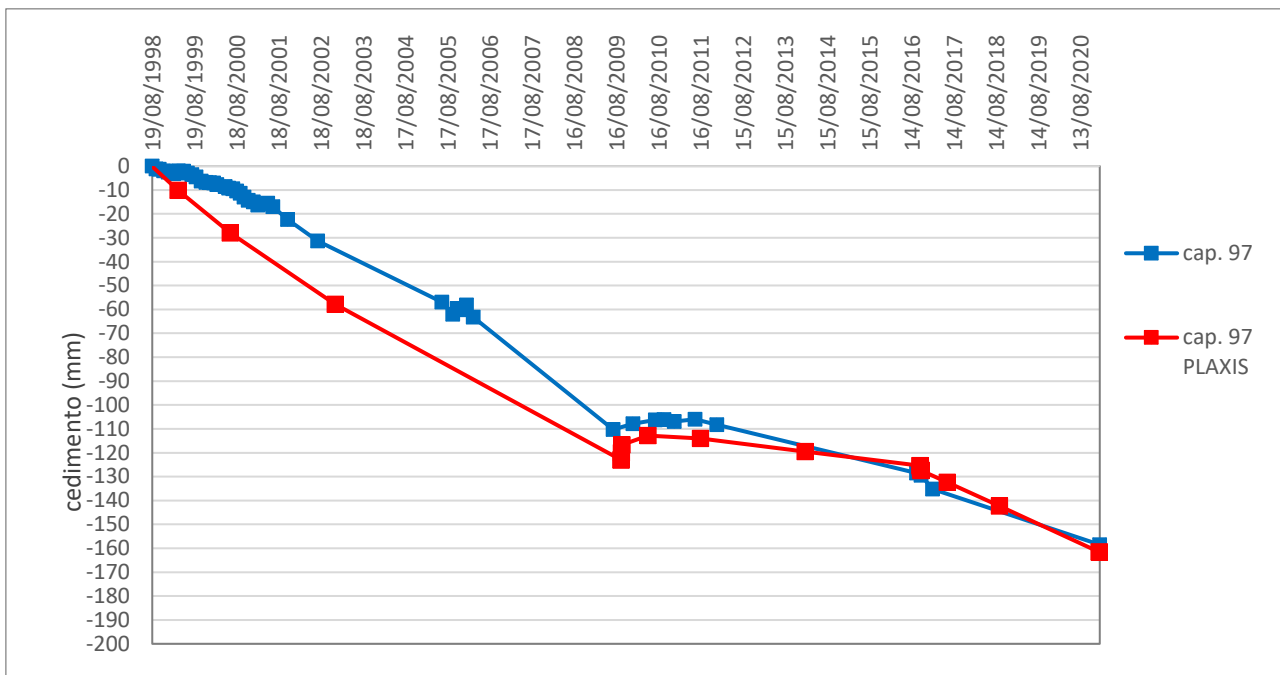


Figura 5.62: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 97 e quelli ottenuti dalla modellazione.

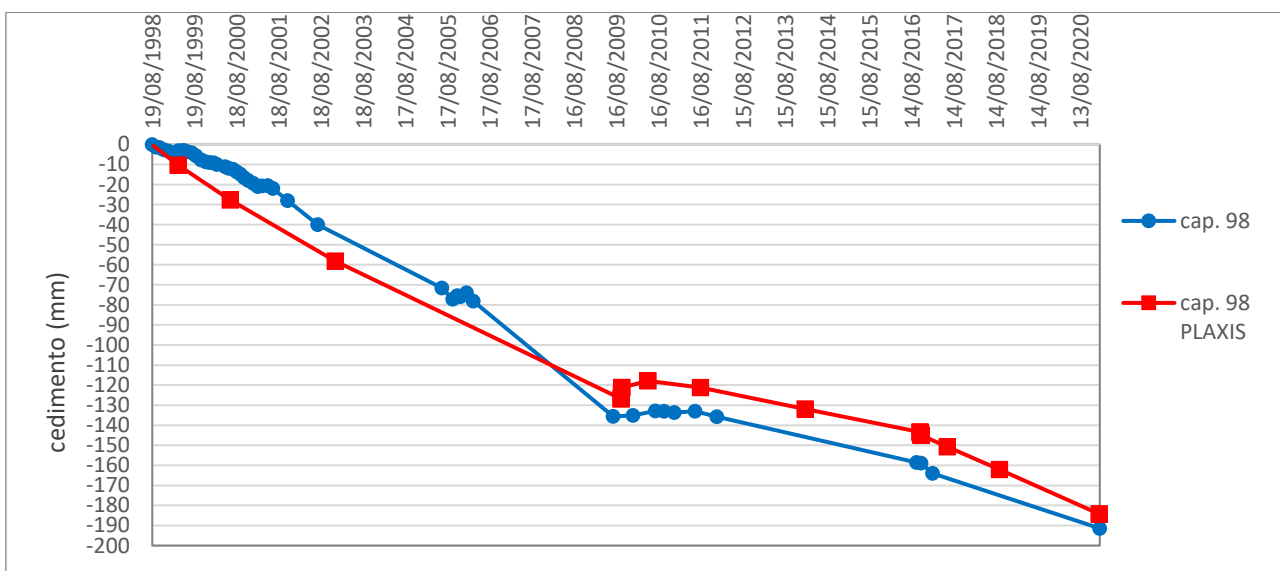


Figura 5.63: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 98 e quelli ottenuti dalla modellazione.

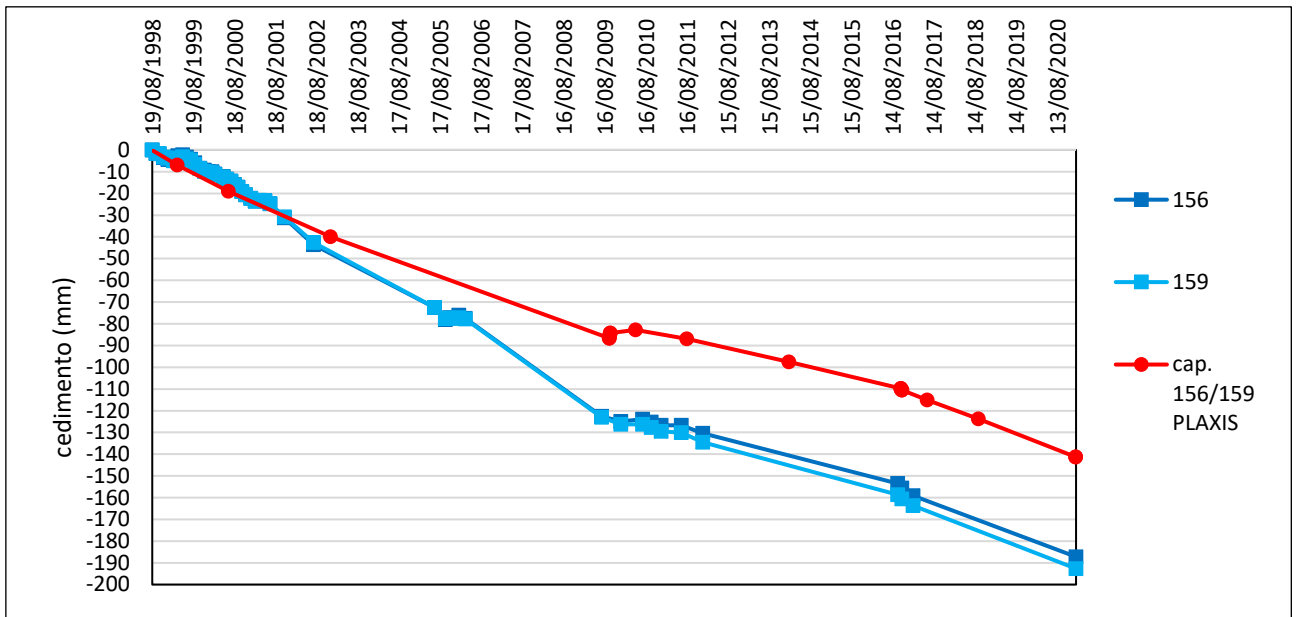


Figura 5.64: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 156 e 159 e quelli ottenuti dalla modellazione.

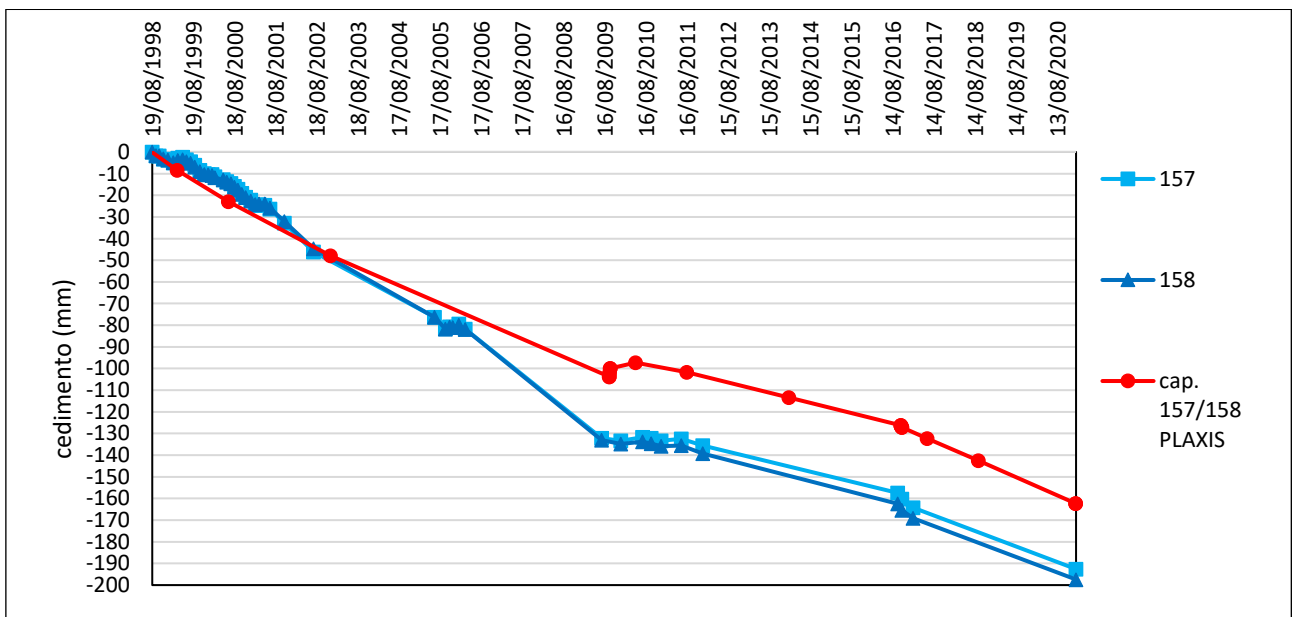


Figura 5.65: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 157 e 158 e quelli ottenuti dalla modellazione.



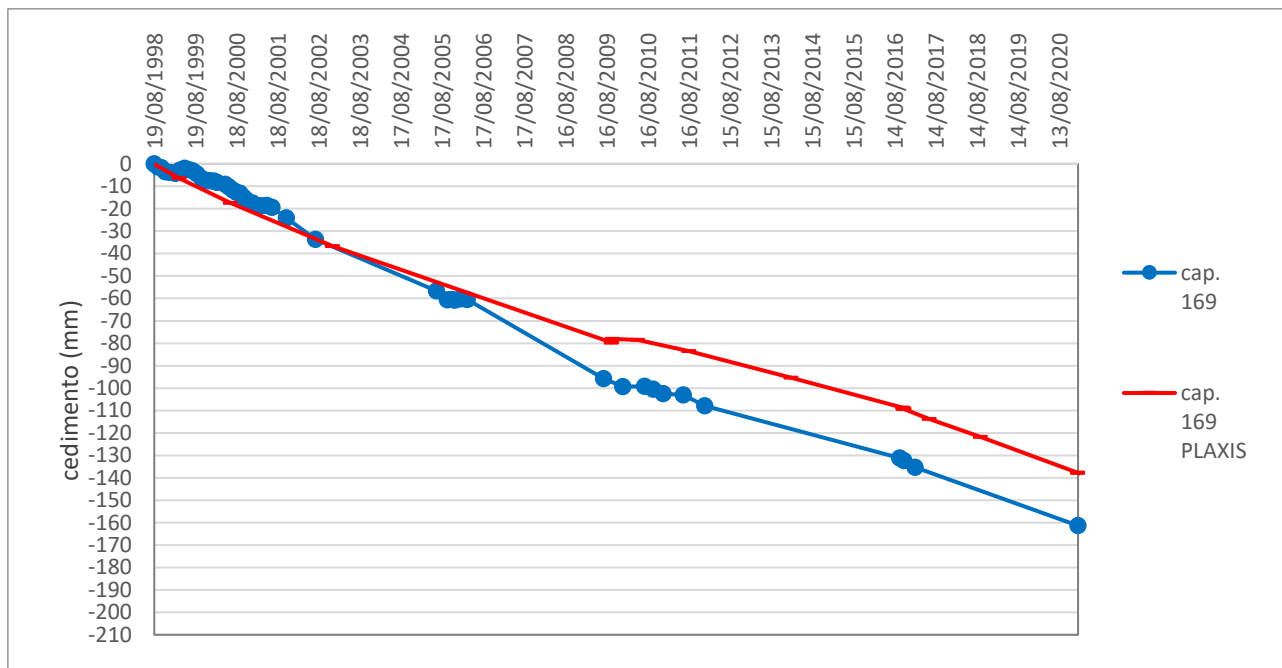


Figura 5.66: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 169 e quelli ottenuti dalla modellazione.

Con riferimento ai dati ottenuti dalla simulazione nel 2021, è stato calcolato lo spostamento in direzione orizzontale ( $s_y$ ) ed il cedimento ( $s_z$ ) attesi fra 50 anni in numerosi punti del piano campagna, ed è stato quindi così ottenuto l'andamento del piano campagna al 2071, riportato in Figura 5.67. In Tabella 5.13 sono riportati gli spostamenti stimati nei punti del piano campagna in corrispondenza di alcuni capisaldi. In merito alla deformata del piano campagna al 2017 rispetto al 2021 per la sezione S-S' (Figura 5.67 e Tabella 5.13) si può osservare quanto segue:

- I massimi cedimenti attesi da oggi al 2017 risultano nell'area centrale del quartiere (capisaldi 97, 98 e 157/158), con valori di circa 30 cm.
- Il cedimento atteso al 2071 nella zona adiacente alla via Sanzio (caposaldo 169) è stimato in circa 20 cm.
- nell'area dei capisaldi 42 e 96 (fra la zona centrale e via della "Madonnetta"), la componente orizzontale dello spostamento risulta di entità simile a quella del cedimento, attribuibile ad un effetto di "trascinamento" causato dallo



spostamento prevalentemente verticale che si sviluppa più a valle in corrispondenza delle zone con un maggiore spessore dello strato compressibile.

Posizione	$s_y$ (cm)	$s_z$ (cm)
42	5	5
96	16	18
97	13	26
98	-1	31
157/158	-4	24
156/157	-2	21
169	0	19

Tabella 5.13: Sezione S-S': spostamenti orizzontali ( $s_x$ ) e cedimenti ( $s_z$ ) stimati al 2071.

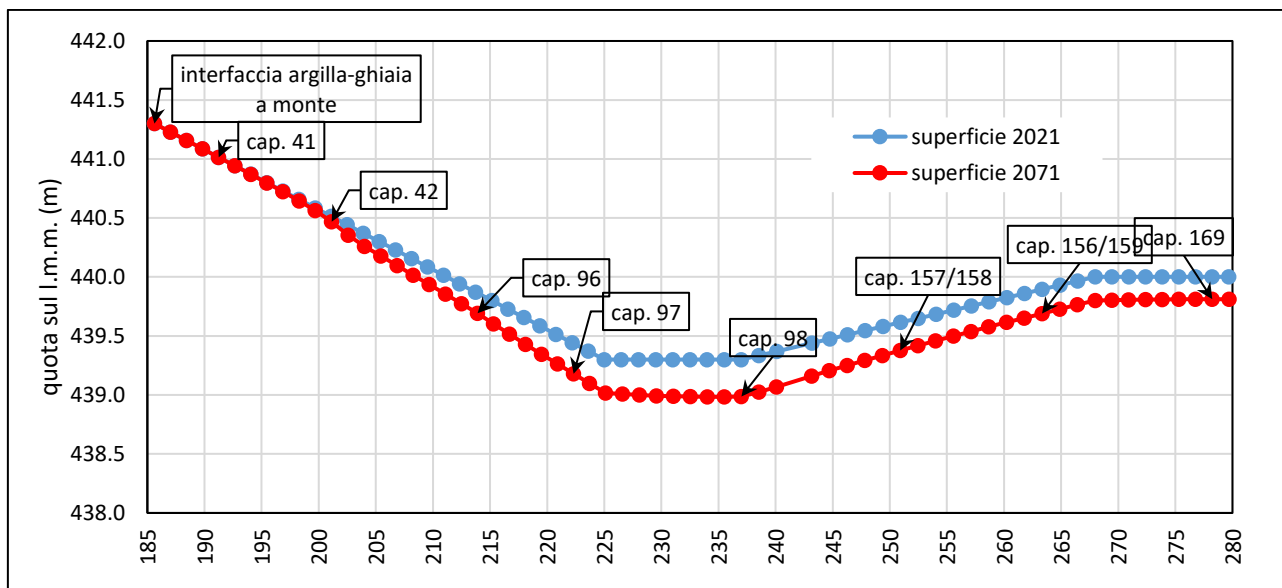


Figura 5.67: Sezione S-S': Deformata del piano campagna stimata al 2021 ed al 2071.



## SEZIONE D-D'

In Figura 5.68 è riportato il confronto fra l'andamento delle pressioni interstiziali residue rilevate nella verticale S3(21) e l'andamento ottenuto dalla modellazione in corrispondenza della stessa verticale. Si osserva un buon accordo fra gli andamenti.

Per confrontare i cedimenti ottenuti dalla modellazione con quelli misurati (dati disponibili dal 1998 al 2021), è stato fatto riferimento ai capisaldi indicati in Figura 5.69.

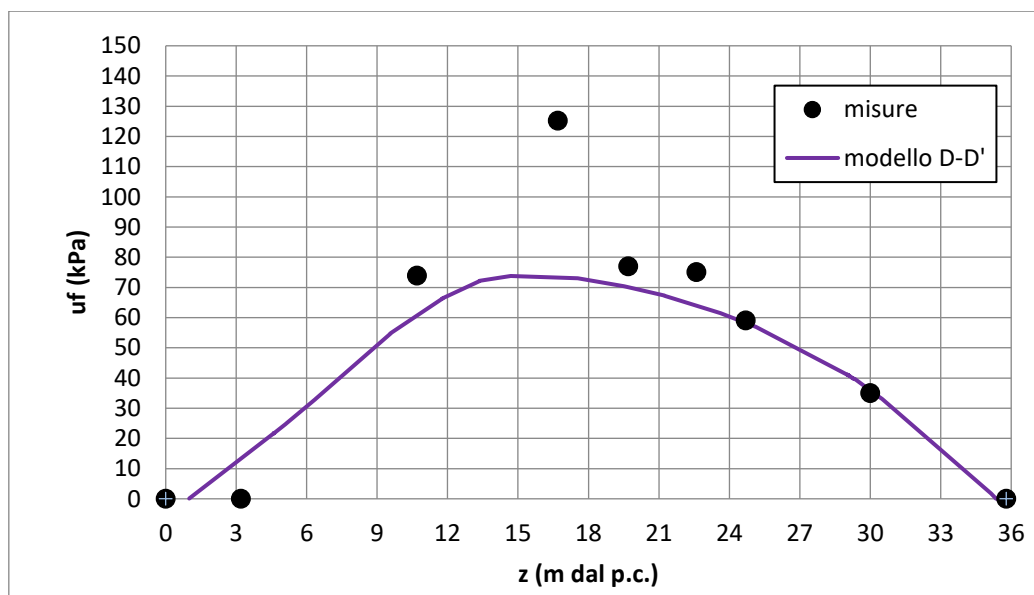


Figura 5.68: Verticale S3(21): Confronto fra le pressioni interstiziali residue ottenute sperimentalmente e quelle risultanti dalla modellazione per la sezione D-D'.



Figura 5.69: Indicazione dei capisaldi di riferimento per il confronto fra cedimenti misurati dal 1998 al 2021 e i cedimenti ottenuti dalla modellazione per la sezione D-D'.

Nelle Figure dalla 5.70 alla 5.78 è riportato il confronto fra gli andamenti dei cedimenti rilevati nei capisaldi in corrispondenza della sezione D-D' dal 1998 al 2021 ed i cedimenti ottenuti dalla modellazione.

Si osserva che i cedimenti ottenuti dalla modellazione approssimano quelli misurati con uno scarto contenuto in  $\pm 1-3$  cm (10%), tranne che nei capisaldi 18 e 19, dove il cedimento al 2021 viene sottostimato significativamente. Tale sottostima può essere attribuita principalmente al fatto che il modello simula una consolidazione bidimensionale mentre in tale area è ragionevole supporre che la consolidazione sia di tipo tridimensionale a causa della reale geometria dello strato drenante di ghiaia che accelera il processo di consolidazione.

Si deve altresì rilevare che, nella zona centrale, nel periodo dal 2017 al 2021, l'andamento dei cedimenti nel tempo ottenuto dalla simulazione ha una pendenza superiore rispetto a quello reale, il che potrebbe comportare una sovrastima dei cedimenti attesi per i prossimi 50 anni in tale area. Tuttavia, come sarà illustrato di



seguito, la previsione dei cedimenti eseguita con riferimento alla sezione D-D' ha fornito risultati congruenti con quelli ottenuti dalla simulazione sulla sezione S-S'.

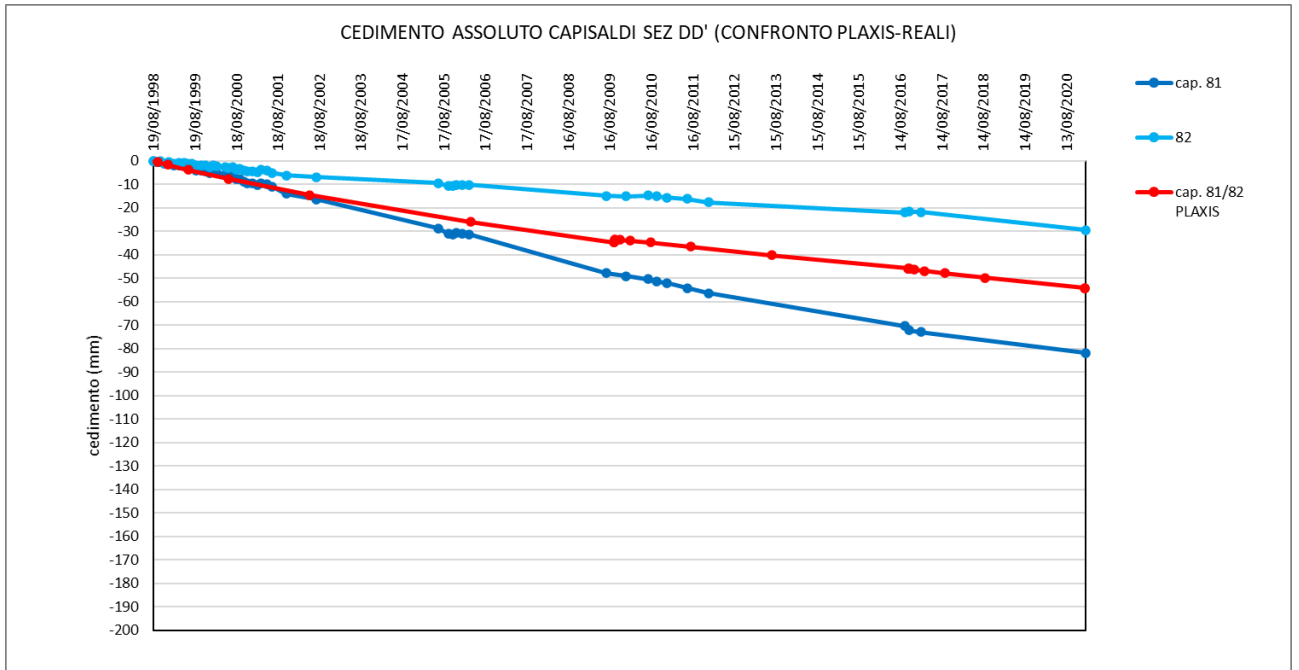


Figura 5.70: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 81 e 82 e quelli ottenuti dalla modellazione.

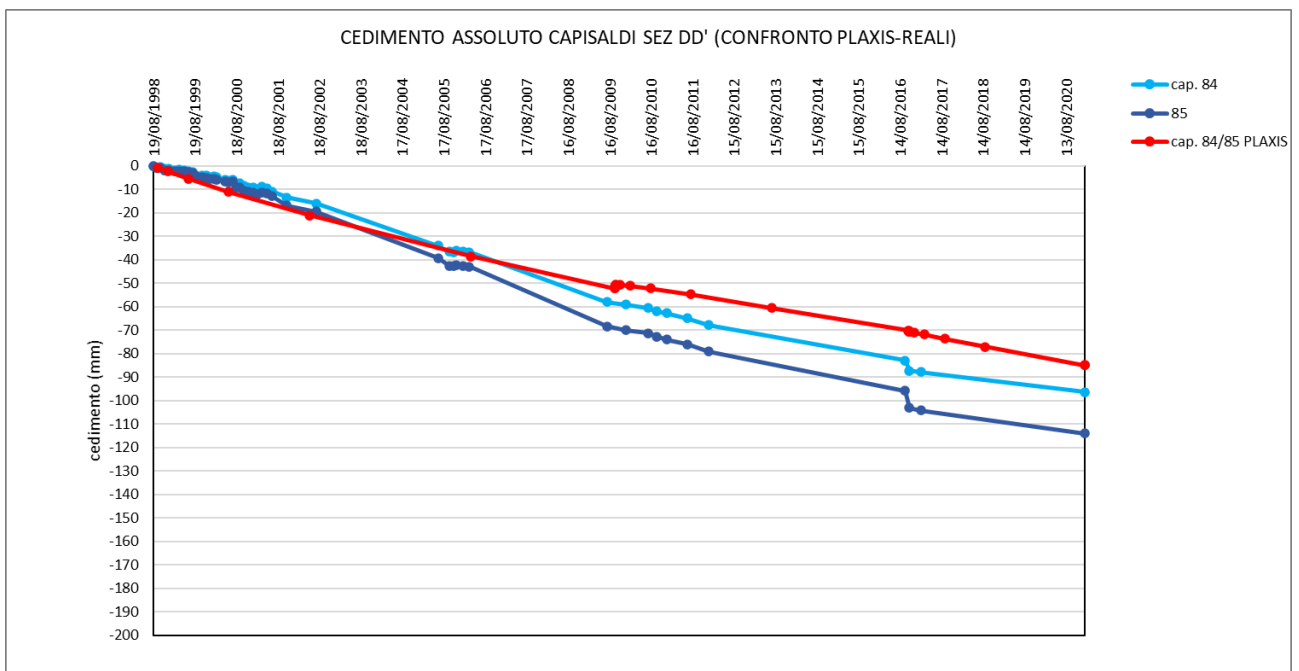


Figura 5.71: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 84 e 85 e quelli ottenuti dalla modellazione.

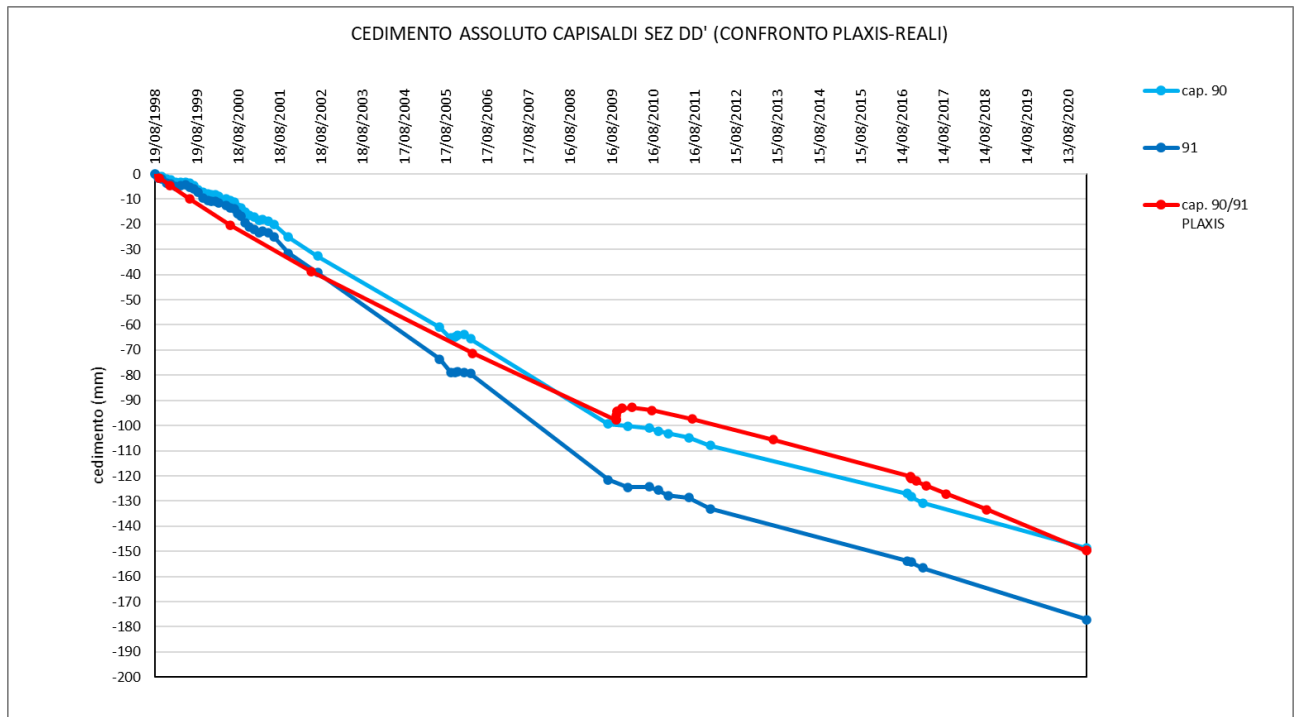


Figura 5.72: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 90 e 91 e quelli ottenuti dalla modellazione.

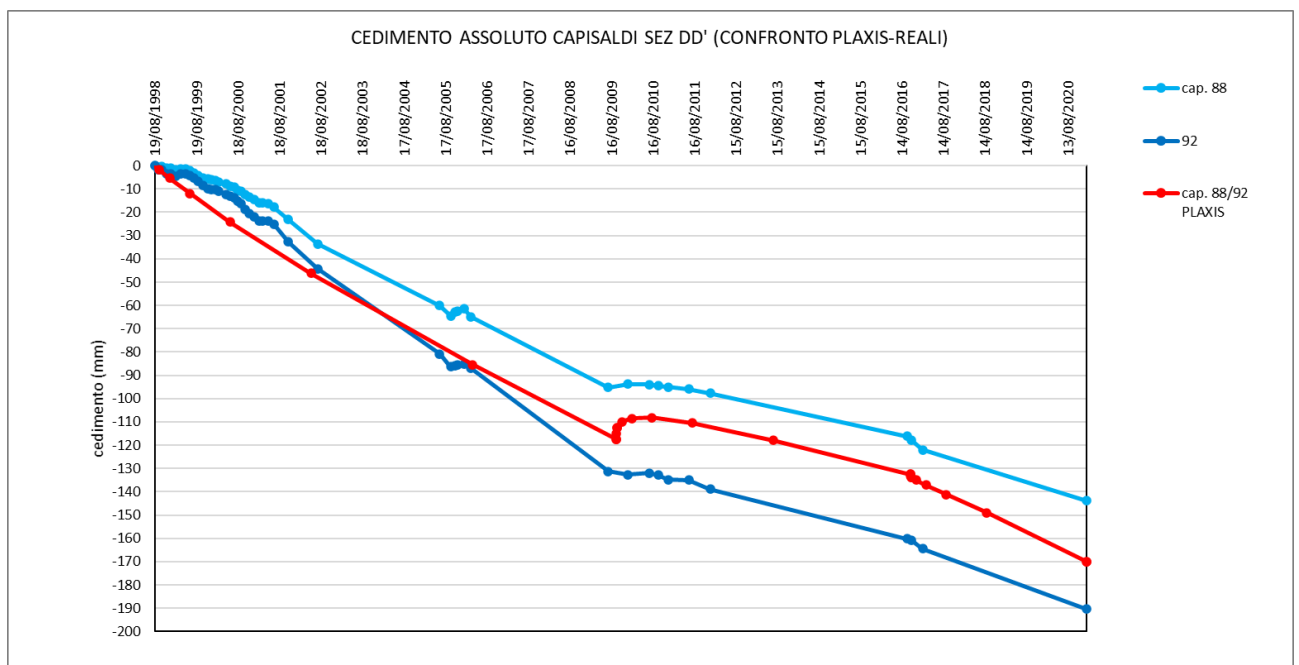


Figura 5.73: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 88 e 92 e quelli ottenuti dalla modellazione.

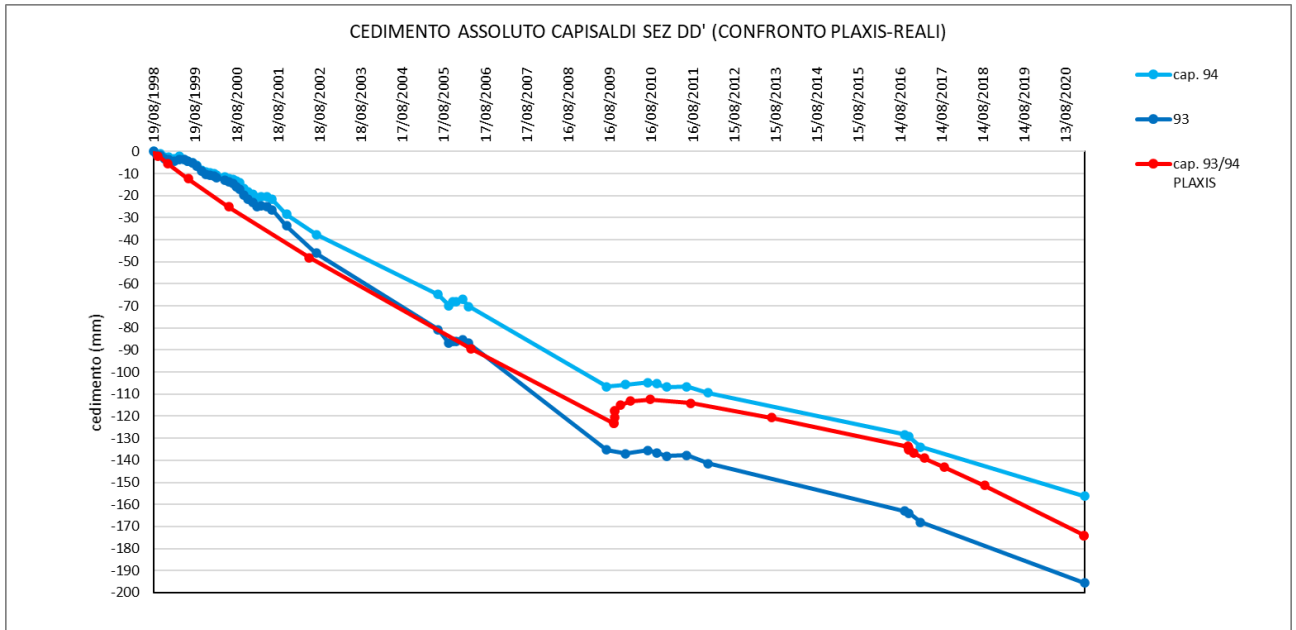


Figura 5.74: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 93 e 94 e quelli ottenuti dalla modellazione.

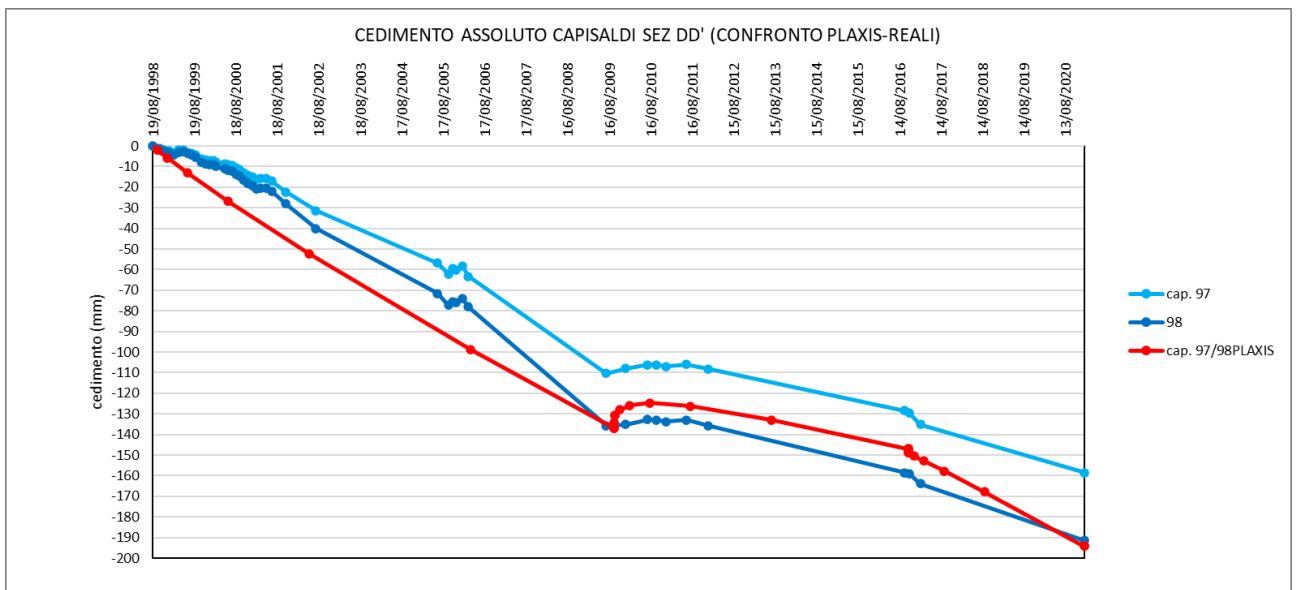


Figura 5.75: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 97 e 98 e quelli ottenuti dalla modellazione.

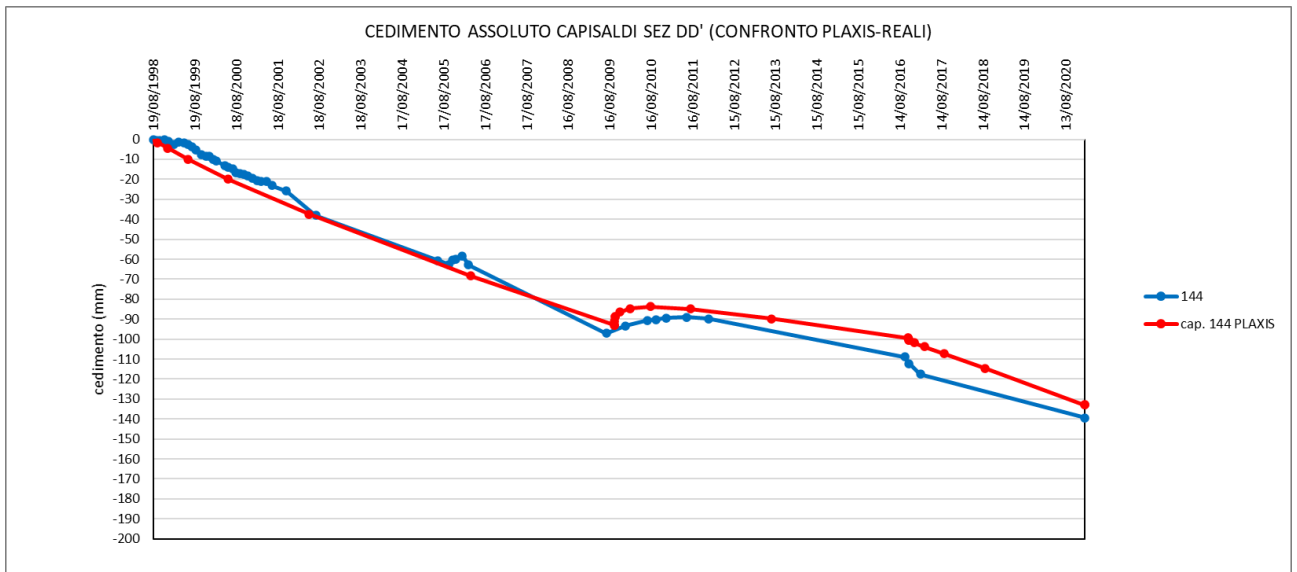


Figura 5.76: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 144 e quelli ottenuti dalla modellazione.

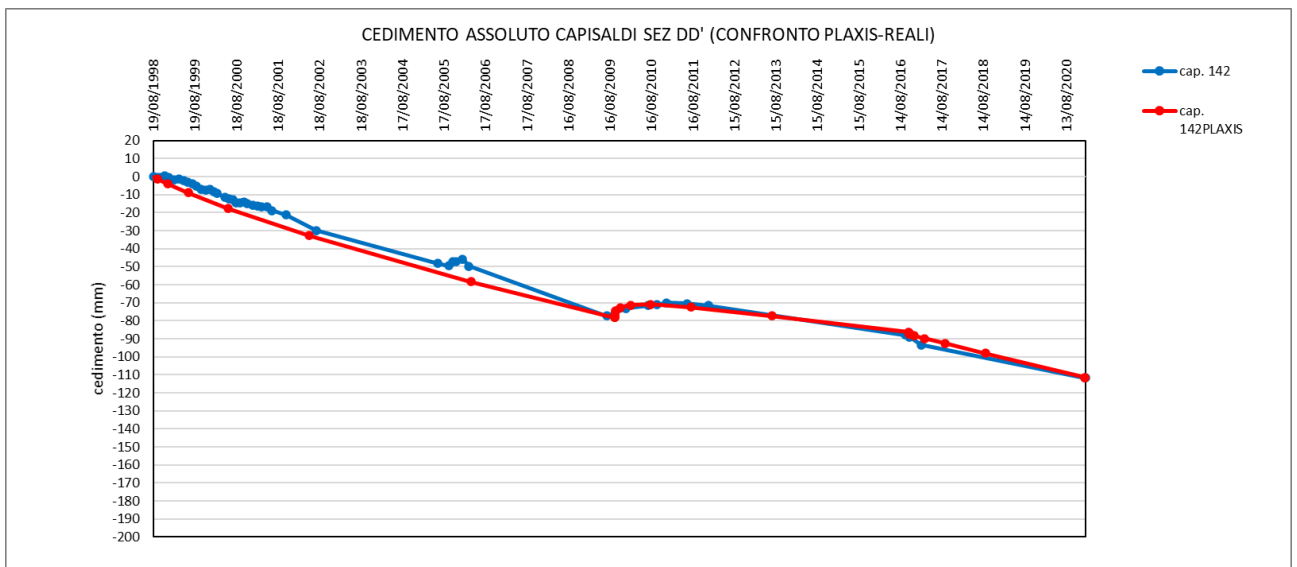


Figura 5.77: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 142 e quelli ottenuti dalla modellazione.



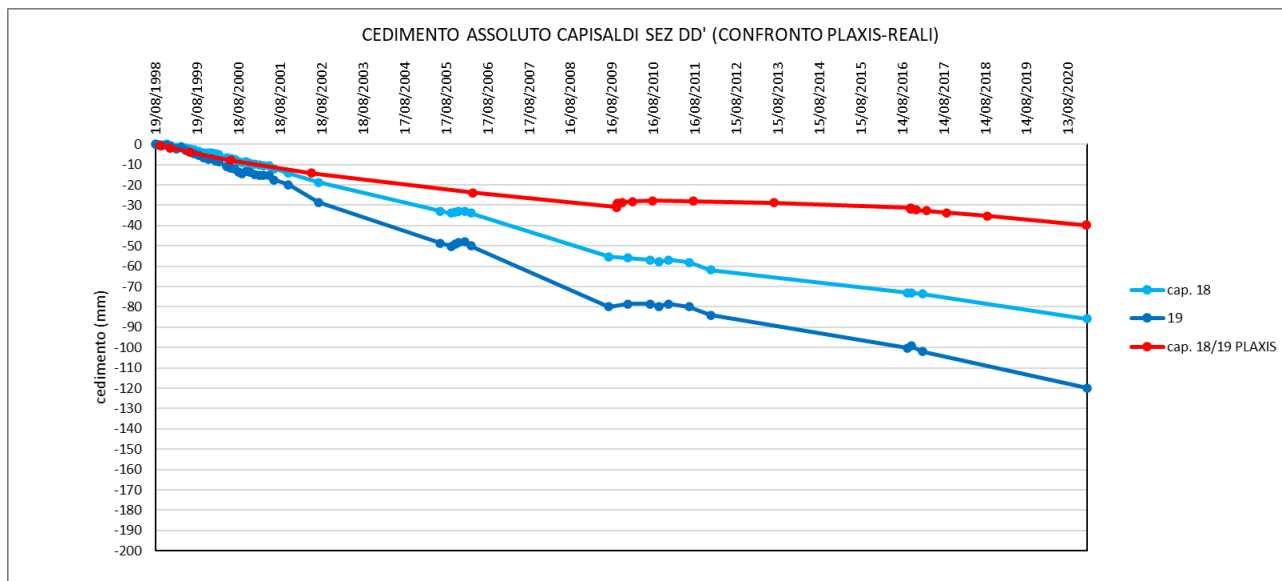


Figura 5.78: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 18 e 19 e quelli ottenuti dalla modellazione.

Con riferimento ai dati ottenuti dalla simulazione nel 2021, è stato calcolato lo spostamento in direzione orizzontale ed il cedimento attesi fra 50 anni in numerosi punti del piano campagna, ed è stato quindi così ottenuto l'andamento del piano campagna al 2071, riportato in Figura 5.79. In Tabella 5.14 sono riportati gli spostamenti stimati nei punti del piano campagna in corrispondenza di alcuni capisaldi.

In merito alla deformata del piano campagna al 2071 rispetto al 2021 per la sezione D-D' (Figura 5.79 e Tabella 5.14) si può osservare quanto segue:

- i massimi cedimenti attesi da oggi al 2071 risultano nell'area centrale del quartiere (capisaldi 88/92, 93/94, 96/97 e 144), con valori compresi fra 18-33 cm (valore massimo ottenuto dalla simulazione = 33 cm in prossimità della posizione dei capisaldi 97/98);
- anche le componenti orizzontali degli spostamenti risultano essere significative, con valori assoluti fino a circa 8 cm, indicando uno spostamento verso la direttrice nell'intorno della condotta di immissione;
- il massimo cedimento ottenuto nella sezione D-D' è sostanzialmente coincidente con quello ottenuto nella stessa area mediante la simulazione della sezione S-S' (differenze inferiori al 10% del cedimento stimato);



- l'andamento del cedimento nel tempo per i prossimi 50 anni nella verticale di intersezione fra la sezione S-S' e D-D' è pressoché coincidente (Figura 5.80).

In Figura 5.81 sono riportate le curve di estrapolazione dei cedimenti di consolidazione fino all'anno 2221 (200 anni da oggi) in corrispondenza dell'incrocio delle due sezioni analizzate. I risultati dimostrano che il cedimento proseguirà oltre il 2071 (preso come riferimento). In particolare, dalla figura si può stimare un cedimento di consolidazione finale di circa 60-70 cm nell'area centrale del quartiere.

Si precisa che tutte le stime del cedimento ottenute si basano sull'ipotesi che non vi siano in futuro significative variazioni delle tensioni nel deposito argilloso indotte da eventi esterni (sovraccarichi, scavi, livello piezometrico, ecc.).

Posizione	$s_x$ (cm)	$s_z$ (cm)
81/82	3	3
86/87	5	14
90/91	5	17
88/92	6	21
93/94	8	25
97/98	5	32
144	-6	18
143	-5	12
142	-5	11
141	-5	9

Tabella 5.13: Sezione D-D': spostamenti orizzontali ( $s_x$ ) e cedimenti ( $s_z$ ) stimati al 2071

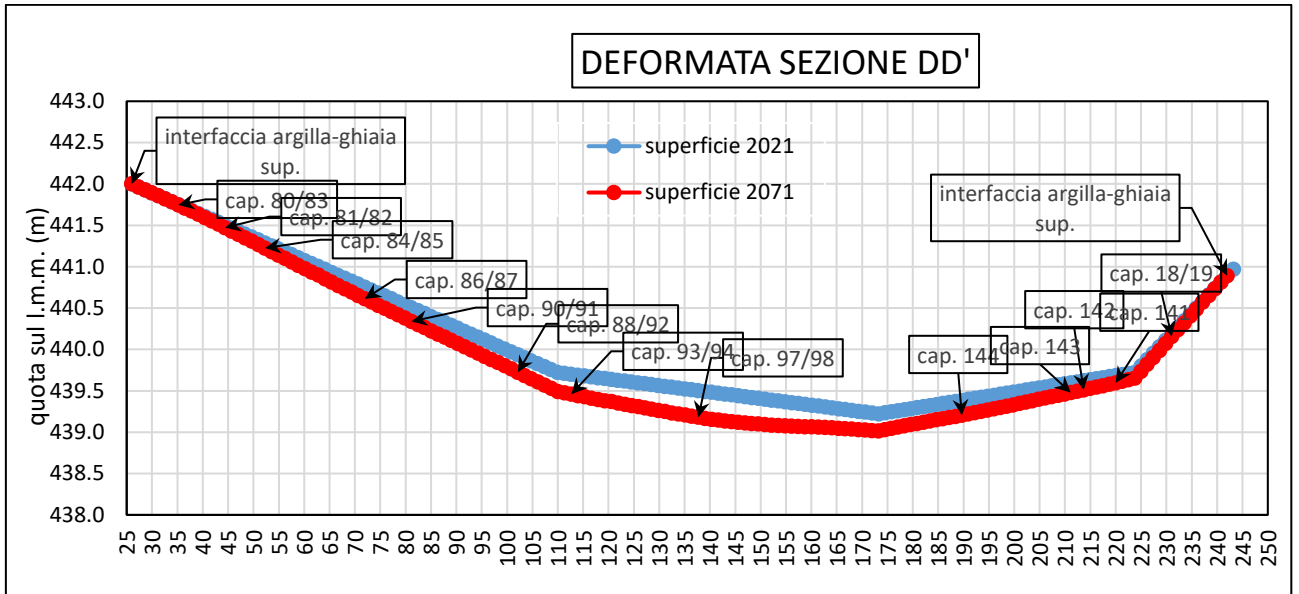


Figura 5.79: Sezione D-D': Deformata del piano campagna stimata al 2021 ed al 2071.

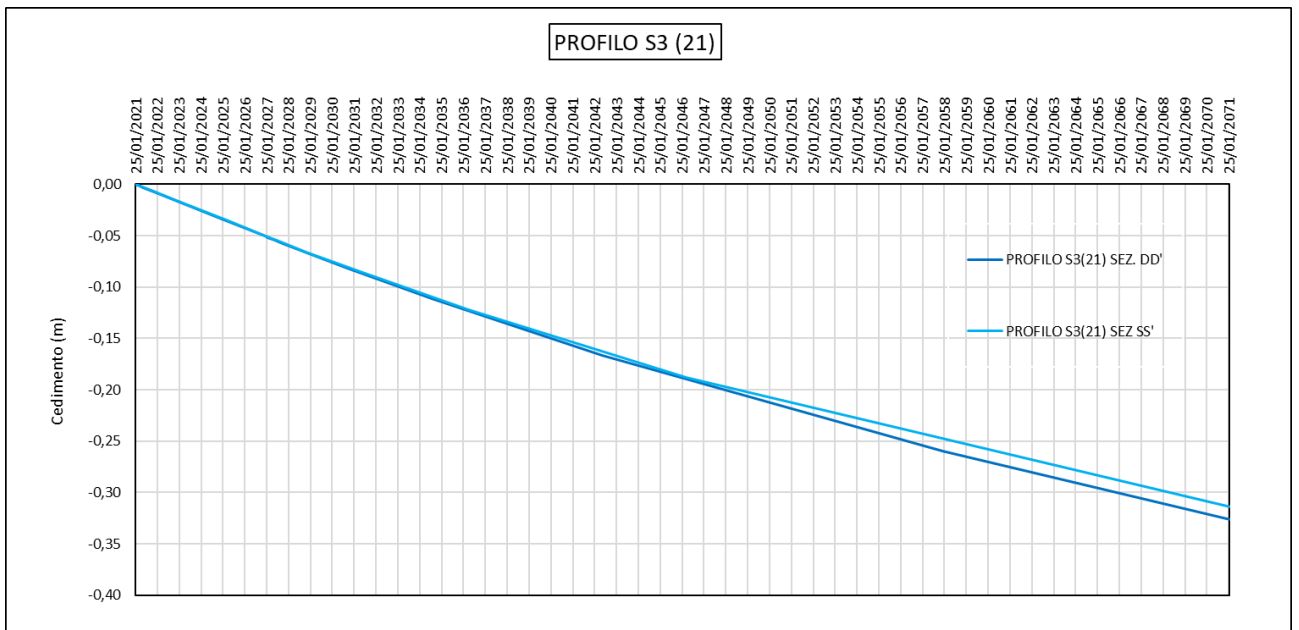


Figura 5.80: Andamenti del cedimento nel tempo per i prossimi 50 anni nella verticale di intersezione fra la sezione S-S' e D-D' ottenuti da ciascuna sezione.

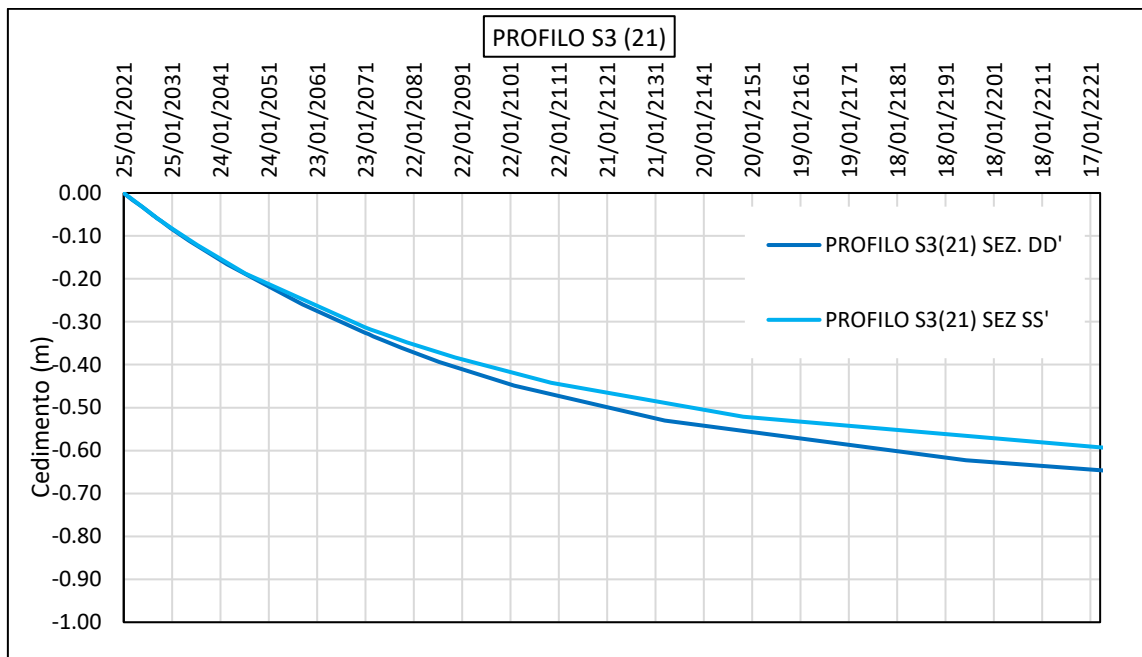


Figura 5.81: Andamenti del cedimento nel tempo nella verticale di intersezione fra la sezione S-S' e D-D' ottenuti da ciascuna sezione.

## 5.7 Considerazioni conclusive

La campagna di indagini geognostiche eseguita nel 2021 ha confermato che nel terreno argilloso di fondazione degli edifici del quartiere “Madonnetta” è tuttora in corso un processo di consolidazione attribuibile principalmente alla recente formazione del deposito ed alle variazioni dei livelli piezometrici.

Si conferma inoltre che il deposito argilloso è pressoché omogeneo, di consistenza plastica, molto comprimibile e di scadenti caratteristiche meccaniche.

I risultati ottenuti dalla campagna di indagini in sito e di laboratorio svolta nel 2021 hanno consentito la determinazione dei parametri indispensabili per la modellazione del comportamento idraulico e meccanico del deposito argilloso finalizzato alla stima dei cedimenti futuri.

La stessa campagna di indagini 2021 ha consentito di determinare i parametri di caratterizzazione geotecnica del deposito argilloso che potranno essere utilizzati per la progettazione geotecnica e strutturale delle fondazioni di edifici nel caso di nuove costruzioni nell’area in esame e/o di interventi su edifici esistenti. A tale riguardo, si

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

dovrà tenere conto del processo di consolidazione ancora in atto sia per il calcolo dei cedimenti, sia per la scelta dei valori dei parametri di resistenza al taglio e della resistenza a breve termine, dipendenti dal livello tensionale efficace.

Nello specifico, mediante la modellazione bidimensionale di due sezioni stratigrafiche perpendicolari, rappresentative dell'area del quartiere, è stato possibile fornire una previsione dei cedimenti per i prossimi 50 anni. La suddetta modellazione ha considerato: (1) le variazioni dei livelli piezometrici registrate dal 1999 ad oggi, (2) i cedimenti misurati, nello stesso arco di tempo, nei capisaldi in corrispondenza delle due sezioni e (3) l'andamento delle pressioni interstiziali residue con la profondità risultate dalla campagna di indagini 2021 nella principale verticale di indagine.

La previsione ha fornito valori dei cedimenti coerenti per le due sezioni in corrispondenza dell'area di incrocio e dipendenti dagli spessori del deposito argilloso nell'area del quartiere.

Nel dettaglio, i massimi cedimenti risultano nell'area centrale del quartiere con valori, al 2071, stimati in 30-35 cm. I cedimenti nella zona del quartiere in adiacenza alla via Sanzio sono stimati in circa 20 cm. Valori da qualche cm ad un massimo di circa 20 cm sono stati ottenuti nell'area fra la parte centrale del quartiere e via della "Madonnetta". In questa area, la modellazione bidimensionale ha evidenziato anche una significativa componente orizzontale degli spostamenti.

La simulazione numerica ha consentito di ottenere le deformate di dettaglio del piano campagna (coppie spostamenti orizzontali-verticali) lungo le due sezioni analizzate, che sono state utilizzate per la determinazione dei cedimenti differenziali per le analisi strutturali (Cap. 7).

Va sottolineato che, con riferimento alla previsione dei cedimenti futuri, i valori ottenuti vanno intesi come stime orientative, la cui affidabilità dipende dalla combinazione di molteplici variabili.

Le incertezze sulla stima dei cedimenti sono legate alla determinazione delle pressioni interstiziali residue, dipendenti dal regime delle pressioni interstiziali nell'area e dalle assunzioni in merito alle variazioni dei livelli freatici soprattutto negli ultimi decenni.



**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Va considerato inoltre che il modello è stato tarato sui cedimenti misurati negli ultimi 22 anni nei capisaldi ubicati sugli edifici che dipendono dalla rigidità di ciascun edificio. Essi non corrispondono al cedimento del piano campagna libero (simulato nella modellazione), per quanto ne rispecchino l'andamento nel tempo.

La stima dei cedimenti è stata eseguita considerando che i livelli piezometrici non subiscano ulteriori abbassamenti fino al 2071. Nel caso di ulteriori abbassamenti piezometrici, qualsiasi ne sia la causa, sono da attendersi cedimenti assoluti di maggiore entità in funzione dell'entità dell'abbassamento del livello piezometrico e conseguentemente cedimenti differenziali di maggiore entità anche in ragione della notevole variabilità dello spessore del deposito argilloso nel quartiere "Madonnetta".

La stima dei cedimenti futuri non considera infine le variazioni dei livelli tensionali indotte dalla costruzione di nuovi edifici, per i quali pertanto sarà indispensabile il calcolo dei cedimenti tenendo conto delle pressioni nette che ciascun nuovo edificio trasferisce al terreno in relazione alla sua tipologia di fondazione. In linea generale, nel caso di fondazioni superficiali, si ritiene conveniente la demolizione e ricostruzione di un edificio sulla stessa impronta per limitare i cedimenti indotti.

In virtù di tutto quanto precisato, si ritiene molto importante proseguire le attività di monitoraggio dell'andamento dei cedimenti futuri nell'area in esame. A tale riguardo, in occasione della riunione del luglio 2020 con i dirigenti e tecnici della Struttura Commissariale per la Ricostruzione Sisma 2016, è stato proposto il monitoraggio del quartiere "Madonnetta" anche mediante tecniche interferometriche basate su immagini SAR (Synthetic Aperture Radar), che consentono di avere in modo preciso e agevole (da remoto) il controllo degli spostamenti nell'area in esame.



# CAPITOLO 6                      ANALISI DI RISPOSTA

## SISMICA LOCALE (RSL)

---

### 6 Introduzione

Il quartiere “Madonnetta”, come precedentemente descritto, si trova nella valle del fiume Potenza e ospita una parte cospicua della popolazione di Pioraco. L’area è stata oggetto di edificazione principalmente negli anni ‘60.

Le indagini geologiche e geotecniche eseguite nell’area in esame (studi pregressi e campagna di indagini 2021) hanno evidenziato la presenza di un deposito argilloso poggiante su uno strato di ghiaie, a sua volta poggiante su un substrato roccioso, affiorante ai lati della valle, che raggiunge nella parte centrale anche gli 80 m di profondità (stratigrafie in Figg. 5.1 e 5.2). La larghezza della valle è di circa 250 m.

Tale conformazione può risultare particolarmente svantaggiosa nel caso di evento sismico dando origine a severe amplificazioni del moto sismico per le seguenti ragioni:

- a) presenza di una successione stratigrafica di terreni con caratteristiche meccaniche differenti (e.g. il deposito argilloso è molto più deformabile rispetto allo strato ghiaioso e al substrato roccioso);
- b) effetti bidimensionali e tridimensionali di focalizzazione, associati alla geometria del contatto fra gli strati.

Il recente studio di Microzonazione Sismica di III livello del 2017, a cura del Centro MS, eseguito nel territorio dell’intero Comune di Pioraco, documenta analisi di risposta sismica locale eseguite su due geometrie monodimensionali rappresentative della stratigrafia del quartiere “Madonnetta” e della valle del fiume Potenza (rispettivamente Microzona Omogenea in Prospettiva Sismica 2005 e 2013). I risultati hanno evidenziato una severa amplificazione del moto sismico in superficie associabile a fenomeni di



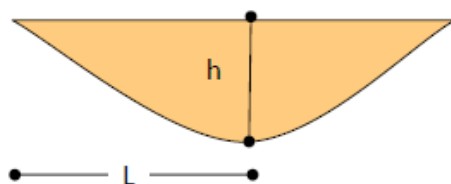
amplificazione di tipo stratigrafico. I fattori di amplificazione calcolati per diversi intervalli di periodo sono riportati in Tabella 6.1.

MOPS	FA 0.1÷0.5 s	FA 0.4÷0.8 s	FA 0.7÷1.1 s
2005	1.49	1.91	2.09
2013	1.83	2.43	2.47

Tabella 6.1: Fattori di amplificazione calcolati in analisi 1D dello studio di Microzonazione Sismica di III Livello per le MOPS di interesse.

Essendo uno studio eseguito su modelli di geometria monodimensionale, tali risultati non tengono conto di possibili effetti di amplificazione di tipo bidimensionale associati alla geometria tipica della valle del Potenza. Nello stesso elaborato, in conclusione alle analisi eseguite, si precisa infatti che: “...considerando le geometrie coinvolte, la RSL andrebbe eseguita con modellazione bidimensionale.”

È infatti noto che gli effetti bidimensionali di amplificazione sismica sono di particolare rilevanza per geometrie di valle nelle quali il rapporto  $h/L > 0.25$  (Bard & Bouchon, 1985; Kramer, 1996) dove  $h$  è lo spessore del cono di sedimentazione e  $L$  è la semi-larghezza della valle (Figura 6.1). In questo caso, considerando una profondità massima del substrato variabile tra 60-80 metri al centro della valle ed  $L$  pari a 125 m (metà della larghezza della valle nella zona del quartiere “Madonnetta”) si ha un rapporto  $h/L = 0.48 \div 0.64$ . Pertanto, nell’ambito del presente studio, sono state eseguite analisi di Risposta Sismica Locale con un modello bidimensionale con lo scopo di quantificare gli effetti di amplificazione dovuti alle ragioni sopraesposte.



**RAPPORTO DI FORMA:**

- $h/L < 0.25 \rightarrow$  valle superficiale
- $h/L > 0.25 \rightarrow$  valle profonda

Figura 6.1: Rapporto di forma.





Allo scopo di definire il modello geotecnico di riferimento sono stati utilizzati i risultati della campagna d'indagine geotecnica 2021 descritta al Cap. 5 ed in particolare i risultati di prove geotecnico-sismiche eseguite per caratterizzare il deposito argilloso.

Nello specifico sono state eseguite:

- n. 2 prove SCPTU per la misurazione diretta della velocità delle onde di taglio  $V_S$  (l'ubicazione è stata indicata in Figura 5.9);
- n. 1 prova di Taglio torsionale ciclico accoppiato a n. 1 prova in colonna risonante, per la determinazione sperimentale delle curve di decadimento del modulo di taglio ( $G/G_0$ ) e di variazione del fattore di smorzamento  $D$ , in funzione della deformazione angolare, su un campione indisturbato prelevato nel deposito argilloso (Tabella 5.1).

Tali indagini hanno consentito di rappresentare analiticamente la variazione della velocità delle onde di taglio  $V_S$  e di compressione  $V_P$  per il deposito argilloso e di tener conto del degrado della rigidità del terreno più superficiale in condizioni di sollecitazione ciclica attraverso analisi lineari equivalenti.

L'analisi è stata eseguita avvalendosi del codice di calcolo agli elementi finiti QUAD4M su una sezione rappresentativa della geometria di valle. I risultati delle analisi sono presentati con riferimento a punti di controllo relativi a diverse zone del quartiere "Madonnetta", per i quali sono stati determinati gli spettri di risposta sismica amplificati, utilizzati per le analisi strutturali (cap. 7).

## **6.1 Riferimenti normativi**

La normativa italiana di riferimento per le analisi di risposta sismica locale è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*), nel seguito richiamate come NTC 2018, e dalla relativa circolare esplicativa (Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*), nel seguito indicata brevemente come Circolare 2019.



Le NTC 2018 e la Circolare 2019 forniscono indicazioni metodologiche e operative su come procedere per le analisi di risposta sismica locale. In particolare, sono di interesse il §3.2, relativo alla definizione dell'azione sismica, e il §7.11, che disciplina la progettazione e verifica di opere e sistemi geotecnici soggetti ad azioni sismiche.

Al §C7.11.3.1 le norme stabiliscono che per definire le azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione che in elevazione, devono essere valutate le modificazioni (rispetto a quanto atteso sulla base della pericolosità sismica di base) che il segnale sismico subisce dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa degli strati di terreno compresi tra il piano campagna e il bedrock (volume significativo ai fini delle analisi di risposta sismica locale, §C7.11.3.1.2).

Tali valutazioni devono essere svolte mediante specifiche analisi di risposta sismica locale (§3.2.2). In alternativa a questo approccio rigoroso, le NTC 2018 consentono il ricorso a un approccio semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$ , che tuttavia può essere adoperato solo se le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 3.2.II e se le condizioni topografiche sono assimilabili alla classificazione della Tabella 3.2.III. Nella Circolare, inoltre, viene precisato che il metodo semplificato non può essere impiegato se l'azione sismica in superficie è descritta mediante storie temporali del moto del terreno (§C3.2.2).

In entrambi gli approcci, comunque, è necessario disporre del profilo di  $V_s$  con la profondità, che deve essere ottenuto mediante specifiche prove geofisiche. Per l'approccio rigoroso non è consentito il ricorso a relazioni empiriche, pur di comprovata affidabilità (§C3.2.2).

Per individuare in modo univoco la risposta sismica ci si deve riferire ad un piano di riferimento definito a seconda della tipologia strutturale (*e.g.*, il piano di imposta per le fondazioni dirette, la testa dei pali per le fondazioni profonde) (§C3.2.2).

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Le analisi di risposta sismica locale devono essere condotte con procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche nel volume significativo (§C7.11.3.1.2), e sono generalmente articolate nelle seguenti fasi:

1. scelta della schematizzazione geometrica del problema (§C7.11.3.1.2.1);
2. definizione del modello geotecnico di sottosuolo (§C7.11.3.1.2.1);
3. definizione delle azioni sismiche al substrato (§C7.11.3.1.2.2);
4. scelta della procedura di analisi (§C7.11.3.1.2.3).

Secondo quanto stabilito al §C7.11.3.1.2.1 della Circolare, ci si può ricondurre al più semplice schema monodimensionale di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente con piano campagna e bedrock orizzontali, solo quando la giacitura degli strati e/o del substrato rigido sono facilmente riconducibili a questa schematizzazione. Negli altri casi è necessario considerare configurazioni bidimensionali o tridimensionali.

Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo, per ciascuno strato individuato devono essere definiti i parametri di ingresso per le analisi (§C7.11.3.1.2.1).

Come stabilito al §C7.11.2 delle norme, la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici deve integrare quella relativa alla progettazione in condizioni statiche e deve essere finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici secondo le necessità della progettazione sismica. Pertanto, devono essere predisposte specifiche indagini atte a caratterizzare gli elementi che influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni topografiche, le condizioni stratigrafiche, la profondità e la conformazione del bedrock o di una formazione ad esso assimilabile (*i.e.*, strato con  $V_s \geq 800$  m/s, §C7.11.3.1.2.1).

Al §C7.11.3.1.1 la Circolare precisa che specifiche indagini in sito e in laboratorio sono necessarie anche al fine di caratterizzare adeguatamente le proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

In accordo al §7.11.3.1, nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di input è definita in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1), in condizioni cosiddette "free-field", cioè in condizioni di campo libero.

In merito alla selezione degli accelerogrammi, al § 3.2.3.6 le norme escludono l'impiego di segnali artificiali per le analisi di risposta sismica locale, così come per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici. Per tali analisi, è ammesso invece l'utilizzo di segnali naturali, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Per le analisi di risposta sismica locale, l'input sismico deve essere definito da un gruppo di almeno 7 registrazioni accelerometriche di terremoti reali (§7.11.3.1.2.2). I siti di registrazione dovrebbero essere posti su un affioramento rigido con superficie topografica orizzontale (§3.2.3.6).

Le registrazioni naturali selezionate devono soddisfare il requisito di spettro-compatibilità, secondo il quale la differenza tra lo spettro medio dell'insieme di accelerogrammi selezionati e lo spettro elastico di risposta per lo stato limite considerato (spettro di riferimento) non deve eccedere una prefissata tolleranza in un determinato intervallo di periodi. Nello specifico, l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% (§ 3.2.3.6) e uno scarto in eccesso dei singoli spettri superiore al 30% (§7.11.3.1.2.2), rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico di riferimento, in un range di periodi delimitato dal periodo minimo  $T_{\min}=0.15$  s e da un periodo massimo dipendente dallo stato limite considerato. Nel caso di verifiche agli stati limite ultimi,  $T_{\max}=\max(2.0 \text{ s}; 2T)$ , con T periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico. Al fine di soddisfare le suddette condizioni di coerenza spettrale, i segnali registrati possono essere scalati linearmente in ampiezza, ma il fattore di scala dev'essere contenuto (§3.2.3.6).



Al §C7.11.3.1.2.3 la Circolare stabilisce che le analisi di risposta sismica locale possono essere eseguite con diversi livelli di raffinatezza, a seconda dell'importanza dell'intervento e della complessità del problema in esame.

Le analisi avanzate (terreno assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico), in tensioni efficaci, forniscono una descrizione più realistica del comportamento del terreno, ma richiedono modelli costitutivi sofisticati e un numero elevato di parametri di ingresso, da determinare con specifiche campagne di indagine. La norma consente perciò il ricorso alle analisi semplificate (terreno assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con rigidità e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione), da eseguire in tensioni totali e risolvendo le non linearità di comportamento con un approccio lineare equivalente. Tale approccio può essere utilizzato per valori delle deformazioni di taglio non superiori a 1-2%.

## **6.2 Sezione di riferimento per le analisi**

Per le analisi di risposta sismica locale del quartiere "Madonnetta" è stata scelta la sezione B-B' ubicata come indicato in Figura 6.2, in quanto ritenuta rappresentativa della geometria della valle.

La sezione (Figura 6.3) è stata ricostruita a partire dalle stratigrafie dei sondaggi S3, S4, S5 (eseguiti nelle precedenti campagne di indagine) e del pozzo di immissione (2007), posizionati direttamente sulla traccia della sezione, integrata con le informazioni stratigrafiche dedotte dalle prove penetrometriche statiche eseguite nel corso della campagna di indagine 2021. La topografia al di fuori dell'area di indagine è stata ricostruita a partire dalle isoipse indicate nella Carta geologico-tecnica, Regione Marche, Comune di Pioraco.

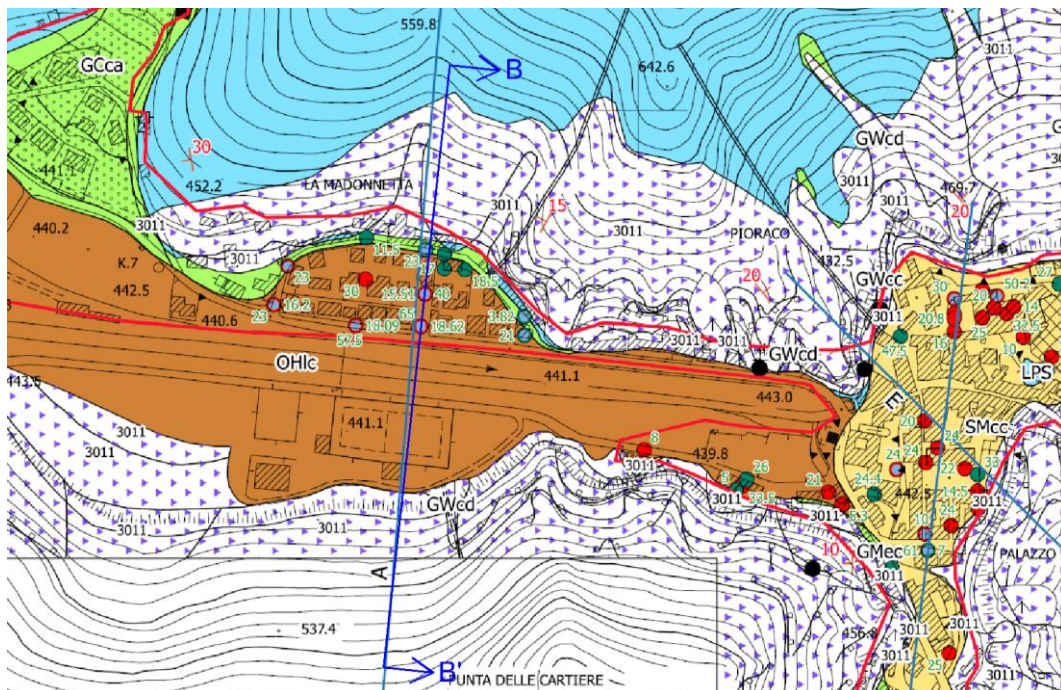


Figura 6.2: Sezione B-B' studiata per le analisi di risposta sismica locale (stralcio da Microzonazione Sismica, Carta geologico-tecnica, Regione Marche, Comune di Pioraco).

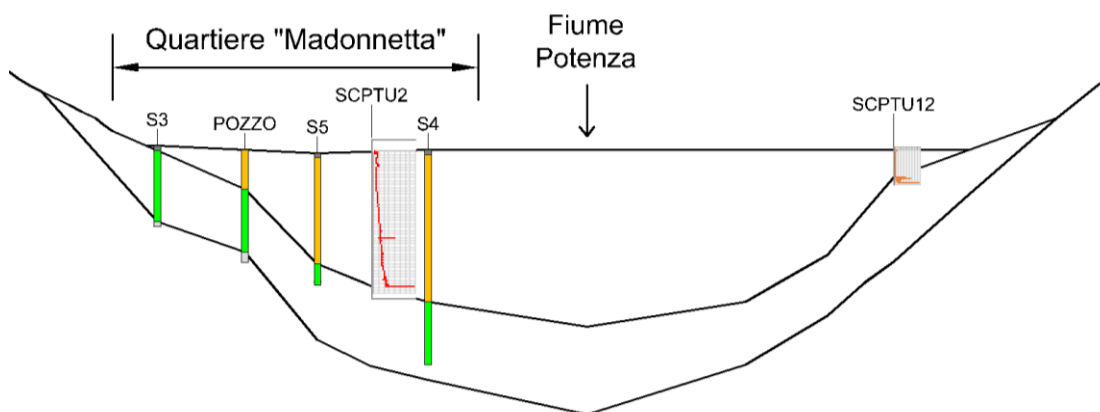


Figura 6.3: Sezione stratigrafica B-B'.

### 6.3 Codice di calcolo e tipologia di analisi eseguite

Le analisi di risposta sismica locale della sezione B-B' oggetto di studio sono state eseguite con il codice di calcolo QUAD4M (Hudson et al., 1994), basato sul codice QUAD4 (Idriss et al., 1973). QUAD4M consente di calcolare, mediante il metodo agli elementi



finiti, la RSL dei terreni con un'analisi lineare equivalente bidimensionale nel dominio del tempo.

Come già anticipato nell'introduzione, le analisi 2D si sono rese necessarie per tener conto degli effetti locali associati alla morfologia superficiale e profonda.

Le analisi lineari equivalenti (EQL) introducono legami costitutivi capaci di tener conto, seppur in maniera approssimata, delle non linearità di comportamento dei terreni interessati dall'analisi. Tali legami costitutivi sono descritti dalle leggi di variazione del modulo di taglio normalizzato  $G/G_{max}$  e del fattore di smorzamento  $D$  con la deformazione di taglio  $\gamma$ . Poiché in campo non lineare il modulo di taglio e il fattore di smorzamento dipendono dalla deformazione  $\gamma$ , la procedura di analisi è iterativa.

È quindi necessario imporre la tolleranza accettabile sui parametri dinamici  $G$  e  $D$  a cui interrompere l'iterazione. È anche necessario definire il rapporto tra il valore efficace di deformazione  $\gamma_{eff}$ , rispetto al quale vengono aggiornati tali parametri, e la deformazione massima  $\gamma_{max}$ , calcolata durante la simulazione. Tale rapporto, noto come *effective strain ratio*, viene comunemente posto, secondo la relazione proposta da Idriss & Sun (1992), pari a:

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{(M-1)}{10}$$

dove  $M$  è la media delle magnitudo dei sismi considerati. Nel caso in esame, essendo la magnitudo media del set di sismi considerati pari a 6.71 (cfr. §6.8), è stato assunto un *effective strain ratio* pari a 0.57.

#### **6.4 Modello geotecnico di riferimento**

Il modello geotecnico e sismo-stratigrafico della sezione B-B' considerato nelle analisi di risposta sismica locale è illustrato nella Figura 6.4. In tale modello si possono riconoscere tre unità litologiche principali:

- deposito argilloso (“*clayey sediments*”) di spessore variabile lungo la sezione (da 0 a circa 53 m);
- strato di ghiaia, costituito da ghiaie sabbiose di diversa genesi (di versante, di conoide alluvionale, fluviale); tale deposito è stato modellato con due diversi materiali, “*gravel 1*” ai bordi e “*gravel 2*” al centro della valle, al fine di tener conto, nella definizione dei legami costitutivi, della diversa pressione di confinamento;
- substrato roccioso (“*rock*”), stratificato e fratturato, comprendente la Formazione del Calcere Massiccio e della Corniola.

Le caratteristiche dei materiali sono riassunte nella Tabella 6.2.

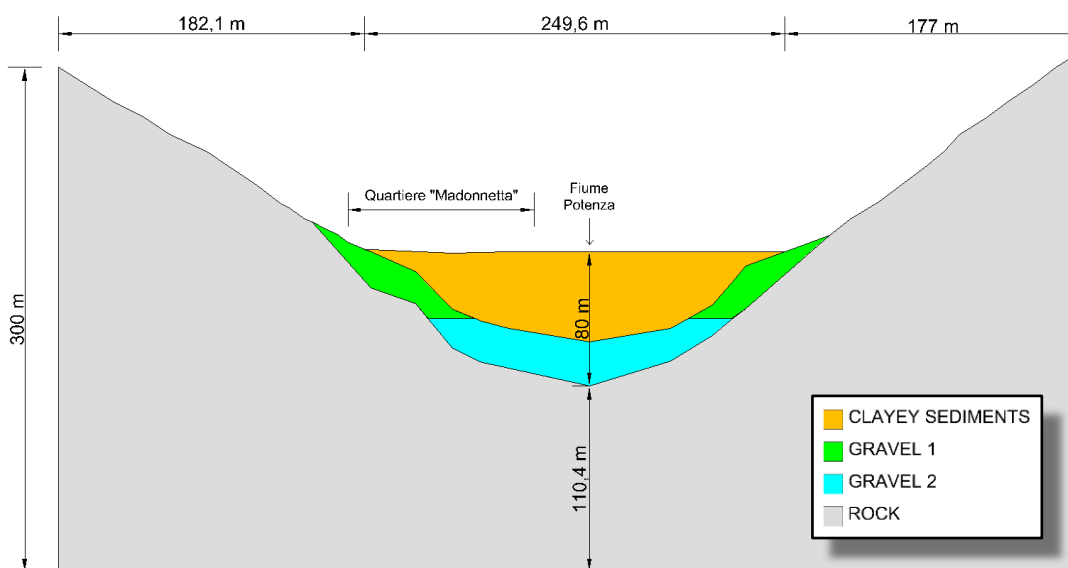


Figura 6.4: Modello geotecnico della sezione B-B’.

SISMO-STRATO	$\gamma$	$V_s$	$V_p$	$\nu$
	( $kN/m^3$ )	( $m/s$ )	( $m/s$ )	(-)
Clayey sediments	16.9	$V_s(z)$	$V_p(z)$	0.4
Gravel 1 e 2	20.1	420	686	0.2
Rock	25.0	1150	1792	0.15

Tabella 6.2: Caratteristiche degli strati costituenti il modello geotecnico della sezione B-B’.





Il peso di volume  $\gamma$  dello strato di argilla è stato definito dai risultati delle prove di laboratorio eseguite nel 2021. Tale parametro non presenta una significativa variabilità con la profondità e con la direzione orizzontale, perciò è stato assunto costante in tutto lo strato. Per la ghiaia e per la roccia, non disponendo di ulteriori dati in merito, sono stati considerati i valori indicati nella Microzonazione Sismica di III livello del comune di Pioraco eseguita nel 2017.

Il coefficiente di Poisson  $\nu$  per le argille è stato stimato pari a 0.4, valore compreso nel range tipico delle argille (0.35÷0.45), mentre per le ghiaie e per la roccia sono stati assunti valori più bassi, rispettivamente pari a 0.2 e 0.15 (valori compatibili con materiali litoidi).

Per quanto riguarda la velocità delle onde di taglio nello strato di argilla, l'andamento di  $V_s(z)$  è stato ricostruito interpolando le misure delle prove penetrometriche statiche con piezocono sismico appositamente eseguite nella campagna di indagini 2021. Nella zona del quartiere è stata eseguita la prova SCPTU2 fino a circa 40 m di profondità (Figura 6.5). I valori di  $V_s$  misurati sono stati interpolati con un'analisi di regressione, ottenendo un andamento  $V_s(z)$  lineare, ben descritto dall'equazione:

$$V_s(z) = 4.13z + 91.34 \text{ ( m/s)}$$

dove  $z$  è la profondità dal piano campagna, espressa in metri.

Sul margine opposto della valle è stata eseguita la SCPTU12, fino a una profondità di circa 10 m (Figura 6.5): in questa verticale, la distribuzione di  $V_s(z)$  è risultata pressoché costante nello strato di argilla, con un valore pari a circa 116 m/s, molto simile al valor medio calcolato con l'equazione nei primi metri. Pertanto, si ritiene che l'equazione possa essere applicata lungo tutta la sezione per definire  $V_s$  nel deposito di sedimenti argillosi. Nota la distribuzione delle  $V_s$  nello strato di argilla, la distribuzione della velocità delle onde P, necessaria per l'esecuzione delle analisi, è stata ricavata direttamente dal software utilizzato.



Nel tratto finale della prova SCPT12 è stato misurato anche il valore di velocità delle onde di taglio sulla sommità dello strato di ghiaia: tale valore, pari a 420 m/s, è stato assunto come valore di  $V_s$  per la ghiaia nel modello geotecnico.

La velocità delle onde di taglio nel substrato roccioso è stata definita a partire dai dati della Microzonazione Sismica di III livello.

Nota la velocità delle onde S, la velocità delle onde P è stata ricavata applicando la teoria della propagazione di onde sismiche in un mezzo elastico:

$$V_p = V_s \sqrt{(1-\nu)/(0.5-\nu)}$$

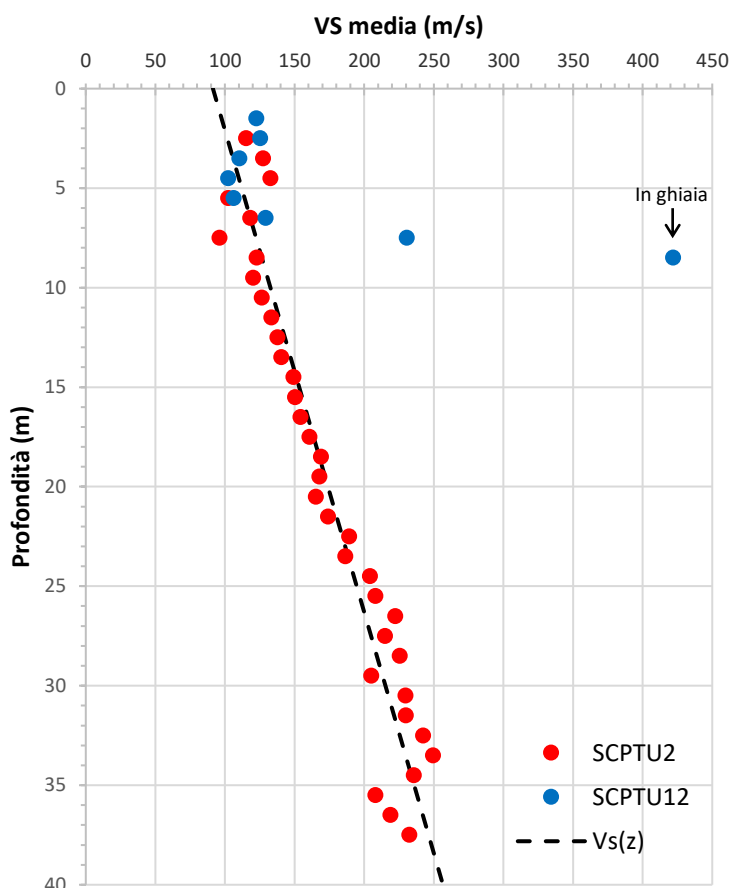


Figura 6.5: Profili della velocità delle onde di taglio (media) misurata nelle prove SCPTU2 e SCPTU12.



## 6.5 Curve di decadimento dei parametri dinamici

L'esecuzione di analisi lineari equivalenti richiede l'introduzione nel modello delle curve di decadimento del modulo di taglio e di smorzamento in funzione della deformazione tangenziale. Tali curve possono essere costruite a partire da dati sperimentali o mediante modelli empirici.

Tra i modelli empirici disponibili in letteratura, il modello di Darendeli (2001) è uno dei più accreditati, in quanto consente di tener conto, nella generazione delle curve, di cinque parametri: livello tensionale medio  $\sigma'_m$ , indice di plasticità PI, grado di sovraconsolidazione OCR, frequenza di eccitazione e numero cicli.

Tale modello è applicabile a tutti i tipi di terreno e, nel caso in esame, è stato utilizzato sia per lo strato argilloso di copertura che per la ghiaia. Per il bedrock, invece, è stato assunto un comportamento visco-elastico lineare ( $G=G_{max}$ ,  $D=0.25\%$ ).

Per la taratura delle curve sono stati eseguite una prova in colonna risonante (RC) e una prova di taglio torsionale ciclico (TSC) sul campione S3(21).C6 prelevato a 24.5÷25.0 m di profondità. I risultati sono stati confrontati con il modello empirico di Darendeli (2001), applicato considerando la pressione di confinamento media di 2.4 atm (~240 kPa) ipotizzata alla quota di prelievo del campione indisturbato. Tali curve sono rappresentative di una condizione di sollecitazione intermedia e sono state applicate a tutto lo strato argilloso in quanto, per i terreni a grana fine, l'influenza della tensione di confinamento sulla rigidità e sullo smorzamento è trascurabile. Il modello utilizzato approssima ottimamente i risultati sperimentali ed è stato quindi ritenuto affidabile per estrapolare le curve a deformazioni maggiori (Figura 6.6).

I terreni a grana grossa, invece, risultano maggiormente influenzati dalla pressione di confinamento e, proprio per questa ragione, nel modello in esame sono stati considerati due strati di ghiaia a differente pressione efficace di confinamento. Le curve sono state elaborate mediante il modello di Darendeli (2001) per pressioni efficaci di confinamento medie di circa 200 kPa (gravel 1) e di circa 500 kPa (gravel 2), rappresentative del livello tensionale medio rispettivamente ai bordi e al centro della valle (Figura 6.7).

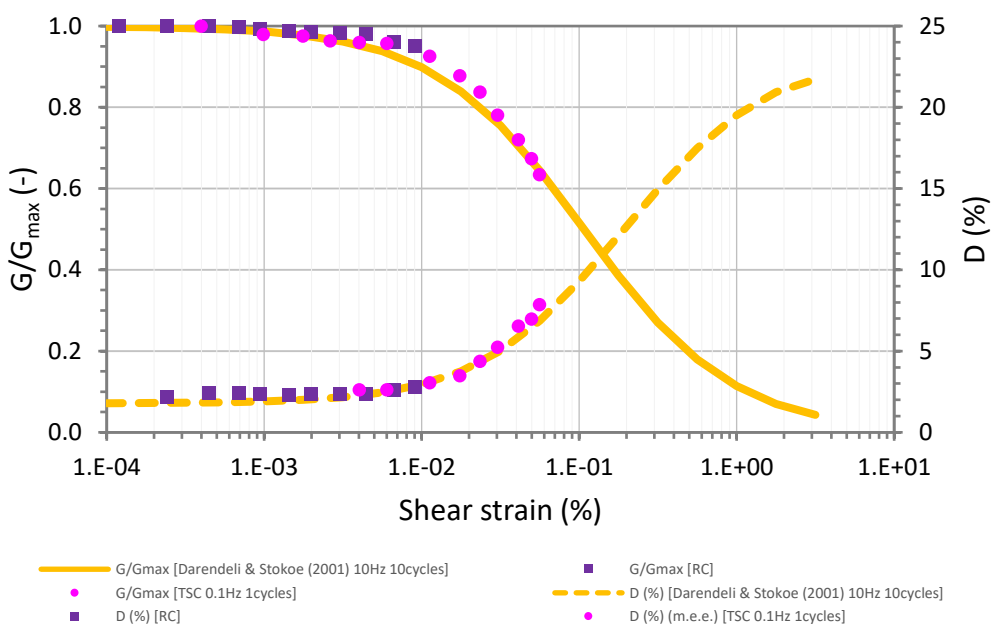


Figura 6.6: Curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e di incremento del fattore di smorzamento con la deformazione di taglio per lo strato clayey sediments ottenute con il modello di Darendeli (2001) e sovrapposizione con i risultati sperimentali delle prove RC e TSC eseguite sul campione indisturbato S3(21).C6.

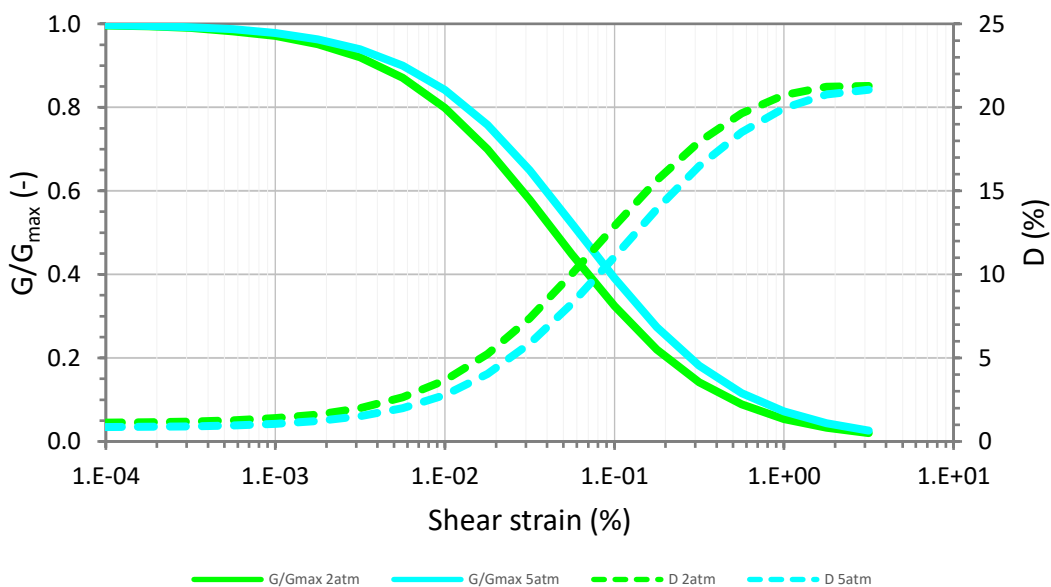


Figura 6.7: Curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e di incremento del fattore di smorzamento con la deformazione di taglio per gli strati gravel 1 ( $\sigma'_m = 2 \text{ atm}$ ) e gravel 2 ( $\sigma'_m = 5 \text{ atm}$ ) ottenute con il modello di Darendeli (2001).



## 6.6 Definizione della mesh

La Figura 6.8 descrive il modello di base implementato in QUAD4M per l'esecuzione delle analisi bidimensionali di risposta sismica locale. Rispetto alla geometria della sezione B-B', riportata in Figura 6.3, il modello analizzato è stato esteso lateralmente al fine di simulare la perdita di energia per radiazione, allontanando dalla regione di interesse eventuali fenomeni di riflessione dell'onda sismica, non realistici. Tale artificio risulta necessario per i bordi laterali in quanto il codice di calcolo utilizzato non permette la modellazione di contorni laterali assorbenti, mentre non è necessario per il bordo inferiore del modello dove QUAD4M permette di implementare un contorno dotato di smorzatori viscosi.

In Figura 6.9 è riportato il modello agli elementi finiti adottato. La mesh è composta da elementi quadrangolari aventi dimensioni in accordo alle indicazioni di letteratura (Pagliaroli et al., 2007). In particolare, l'altezza  $h$  di ogni maglia è stata posta inferiore a  $\frac{1}{8} \div \frac{1}{5}$  della minima lunghezza d'onda considerata nell'analisi ( $h \leq (\frac{1}{8} \div \frac{1}{5})V_s/f_{max}$ , con  $V_s$  velocità delle onde S nello strato meno rigido e  $f_{max}$  massima frequenza di interesse) e *aspect ratio* (rapporto tra la dimensione orizzontale e verticale delle maglie) non superiore a 5. Nel caso in esame, nello strato argilloso le maglie della mesh hanno altezza di circa 1.5 m e larghezza pari a circa 2 m. Tali dimensioni sono mantenute pressoché uguali anche nei due strati di ghiaia, ad eccezione degli elementi ai lati del deposito argilloso, dove la larghezza delle maglie raggiunge i 3 m. Infine, nel substrato roccioso le maglie sono quadrate di lato circa pari a 7.5 m. La frequenza massima raggiunta nelle analisi è di 12 Hz.

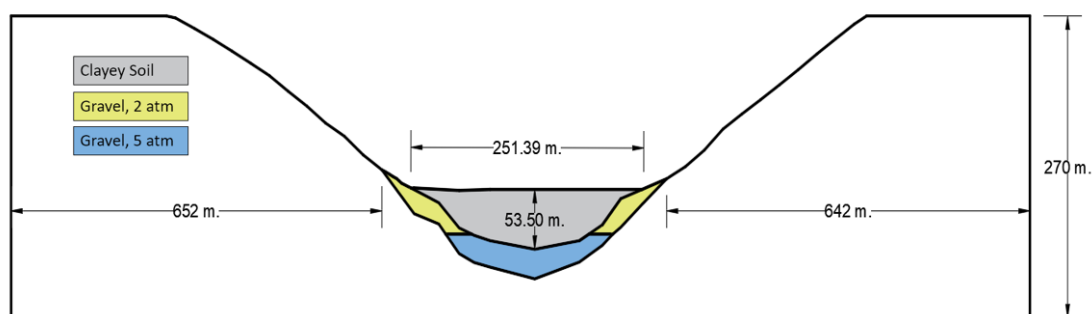


Figura 6.8 – Dimensioni del modello implementato su QUAD4M.

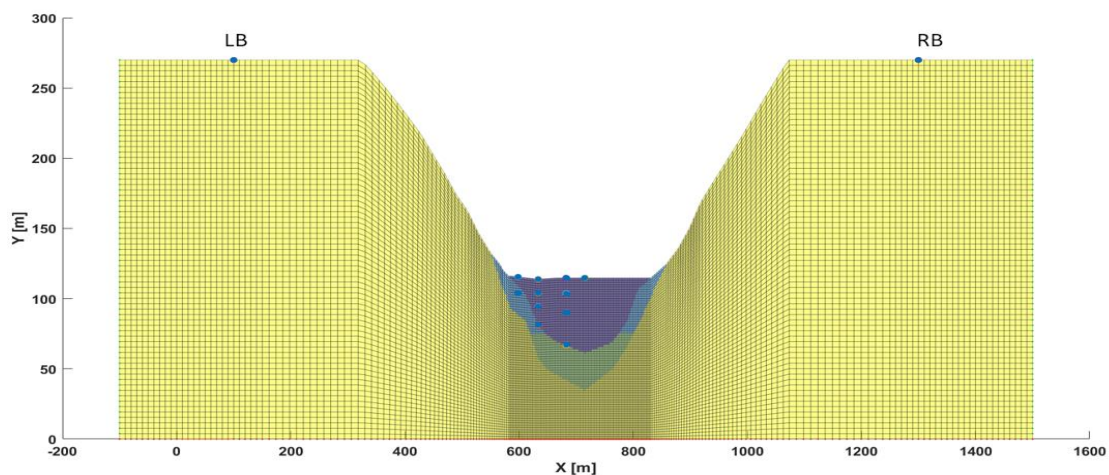


Figura 6.9: Modello FEM analizzato su QUAD4M. LB e RB indicano i limiti di estensione a sinistra e destra del modello, scelti per limitare gli indesiderati effetti di riflessione ai bordi. Sono evidenziati in blu i punti in cui sono presentati i risultati.

## 6.7 Selezione delle storie temporali di input

La selezione delle storie temporali di input per le analisi di risposta sismica locale in esame è avvenuta tramite SEISM-HOME (*SElection of Input Strong-Motion for HOmogeneous MEsozones*), un applicativo WEB-GIS della Fondazione Eucentre che permette di scaricare dal proprio portale (<https://www.eucentre.it/seism-home-accelerogrammi/>) un set preselezionato di accelerogrammi reali spettro-compatibili richiedendo solo le coordinate geografiche del sito di interesse. Tali registrazioni



**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

accelerometriche risultano già corrette e scalate e possono essere impiegate direttamente come input nelle analisi di risposta sismica locale.

Nello specifico, tramite le coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito di interesse, SEISM-HOME:

- individua il nodo del reticolo di riferimento riportato nell'Allegato B delle NTC 2008 più prossimo al sito di interesse, al quale sono associate le informazioni di pericolosità sismica del sito specifico (informazioni relative al nodo selezionato in Tabella 6.3);
- individua il gruppo spettrale di appartenenza e determina lo spettro di risposta in accelerazione (componente orizzontale) previsto dalla normativa per quel nodo e per un periodo di ritorno di 475 anni;
- restituisce un gruppo di 7 accelerogrammi reali registrati su roccia affiorante (suolo di categoria A) che soddisfano la spettro-compatibilità (in media) allo spettro della normativa.

La procedura di sviluppo di SEISM-HOME è reperibile nella letteratura tecnica specifica (e.g.: Rota et al., 2012; Corigliano et al., 2012; Taverna et al., 2013).

Per ogni registrazione accelerometrica l'applicazione indica le principali caratteristiche sismologiche (magnitudo, distanza epicentrale, fattore di scala applicato, banca dati accelerometrica di origine e codice identificativo). La dimensione del set è in accordo alle prescrizioni normative italiane (Circolare NTC 2018 §C7.11.3.1.2.2.), che fissano un numero minimo di 7 accelerogrammi per poter considerare la media degli effetti strutturali di tali segnali invece che i risultati più sfavorevoli (Baraschino et al., 2019). Le caratteristiche delle registrazioni selezionate sono riportate in Tabella 6.4.



$T_R$ (anni)	475
Gruppo	3
ID NTC	22748
Longitudine	13.0100
Latitudine	43.1840

Tabella 6.3: Identificazione del nodo del reticolo NTC e del gruppo spettrale per Pioraco.

	Magnitudo $M_w$ (-)	Distanza epicentrale $d$ (km)	Fattore di scala totale $SF_{tot}$ (-)	Database di origine
MOTION 1	7.40	114.00	0.83	ESD
MOTION 2	6.87	11.00	0.8	ESD
MOTION 3	6.20	32.00	1.85	ESD
MOTION 4	6.93	28.64	0.43	NGA
MOTION 5	6.69	38.07	1.8	NGA
MOTION 6	6.60	36.18	1.64	KNET1
MOTION 7	6.30	101.74	0.38	ITACA
<b>MEDIA</b>	<b>6.71</b>	<b>51.66</b>	<b>1.10</b>	

Tabella 6.4: Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati.

La Figura 6.10 illustra gli accelerogrammi restituiti da SEISM-HOME e utilizzati come input sismico nelle analisi effettuate, mentre la Figura 6.11 mostra i corrispondenti spettri di risposta in accelerazione con smorzamento del 5%. La Figura 6.12 riporta lo spettro di risposta medio dei 7 accelerogrammi selezionati e lo spettro di Fourier medio, da cui si ricava che la frequenza predominante del moto sismico è pari a 3.1 Hz (ovvero il periodo fondamentale è circa 0.32 s).

La Figura 6.13 mostra come lo spettro medio dei sette accelerogrammi selezionati sia compatibile, nel range di periodi di interesse, con lo spettro di riferimento previsto da normativa nel range di periodi di interesse.

Si precisa che i segnali accelerometrici naturali spettro-compatibili al sito di Pioraco attinti dal portale SEISM-HOME non tengono conto delle caratteristiche del moto sismico in condizioni *near-source*, la cui definizione richiederebbe un approfondito studio sismotettonico sito-specifico. La rigorosa procedura di selezione attuata da Eucentre fornisce comunque segnali coerenti con la pericolosità sismica del sito.



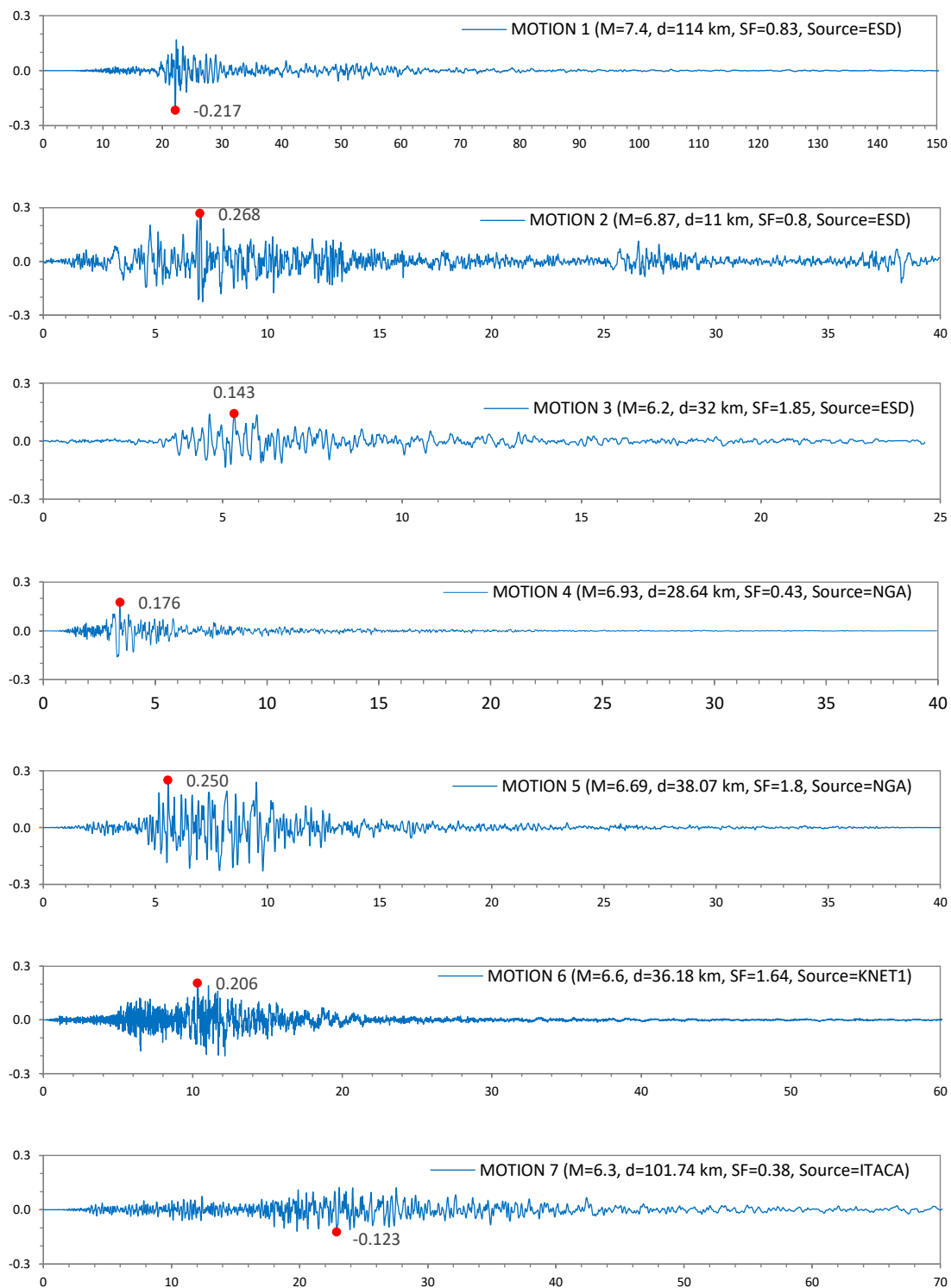


Figura 6.10: Input sismico per il sito in esame: gruppo di 7 accelerogrammi spettro-compatibili (in media) con lo spettro di riferimento. Per tutti gli accelerogrammi, il tempo (in ascissa) è in secondi, l'accelerazione (in ordinata) è in unità g.

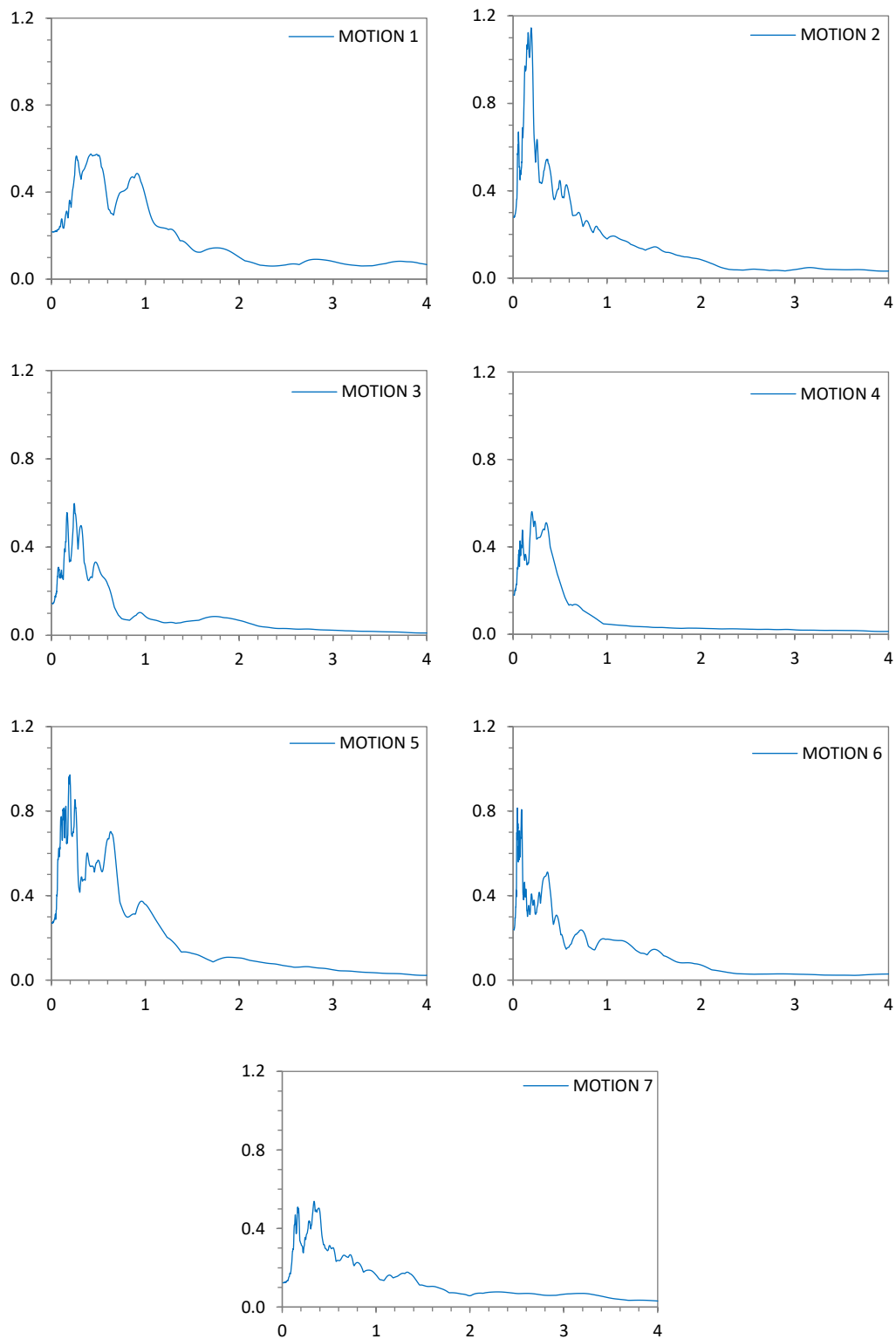


Figura 6.11: Spettri di risposta in accelerazione dei 7 accelerogrammi di input. Per tutti gli spettri, il periodo (in ascissa) è in secondi, l'accelerazione spettrale (in ordinata) è in unità g.

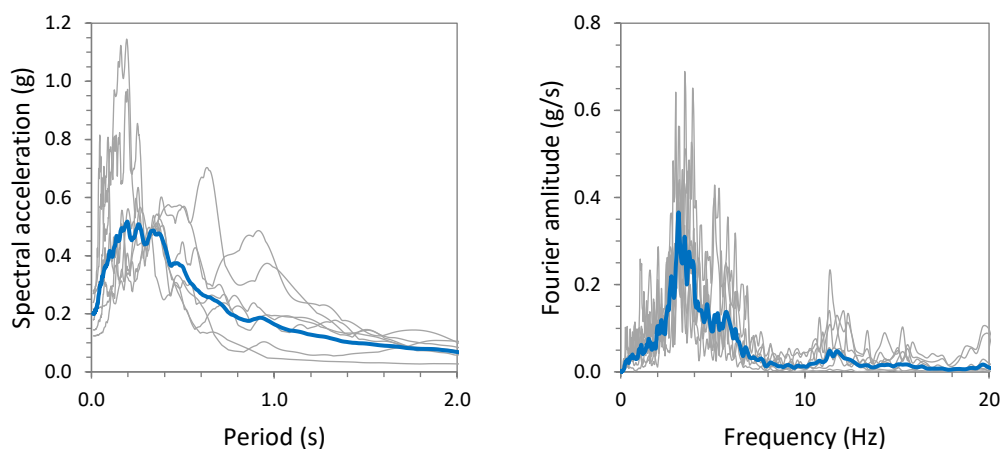


Figura 6.12: A sinistra: spettro di risposta medio di input; a destra: spettro di Fourier di input.

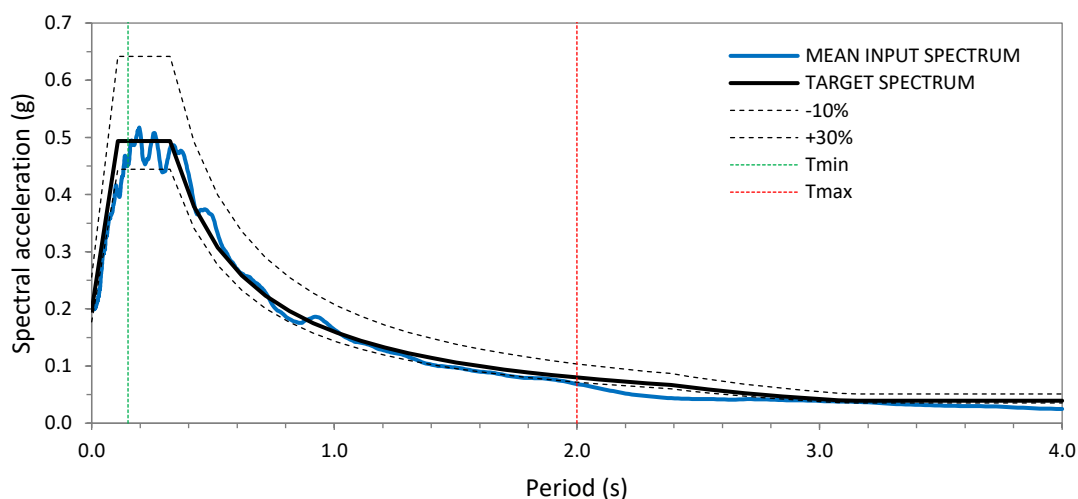


Figura 6.13: Verifica della spettro-compatibilità dello spettro medio (mean input spectrum) con lo spettro della norma (target spectrum).

## 6.8 Risultati

Sono di seguito riportati i risultati del modello analizzato con riferimento agli spettri di risposta in accelerazione per 11 punti di controllo, distribuiti su 4 verticali, in corrispondenza del quartiere “Madonnetta”, in superficie e a varie profondità di interesse, ed al centro della valle in superficie. La posizione di detti punti è riportata in Figura 6.14. Le verticali scelte presentano una diversa risposta sismica in superficie in quanto sono caratterizzate da differenti spessori dello strato argilloso di copertura e da



differenti morfologie di contatto fra gli strati nel loro intorno. Per tale ragione i risultati ottenuti in tali punti sono ritenuti rappresentativi della risposta sismica locale del quartiere “Madonnetta”.

Gli spettri di risposta in termini di accelerazione in output sono riportati in Figura 6.15 insieme agli spettri dell’input medio utilizzato. L’entità dell’amplificazione riscontrata è risultata elevata, come era lecito attendersi per una geometria di valle stretta ( $h/L > 0.6$ ). In particolare, in superficie (punti di controllo 1, 3, 7 e 11) si possono riscontrare le maggiori amplificazioni in termini di accelerazioni. Al centro della valle (punti 11 e 7) si riscontra un’amplificazione importante per periodi  $T = 0.0 \div 1.5$  s. Nel punto 11 il rapporto fra le PGA in output e input è pari a 3.

Nell’intorno dell’affioramento roccioso (punti 1 e 3) l’amplificazione in superficie è limitata a periodi minori,  $T = 0.0 \div 0.7$  s. Il rapporto fra la PGA in output e quella in input è pari a circa 2.

Dai punti di controllo posti in profondità è possibile osservare che l’amplificazione è decrescente con la profondità e risulta concentrata nel deposito argilloso. Infatti, nei punti di controllo 6 e 10, posizionati a contatto fra la ghiaia e l’argilla, lo spettro di risposta in output è risultato sovrapponibile allo spettro di risposta dell’input sismico. Fa eccezione il punto di controllo 2, posizionato all’interno dello strato ghiaioso, dove è riscontrabile una, comunque modesta, amplificazione per periodi  $T = 0.1 \div 0.5$  s. Tale amplificazione si ritiene che possa essere dovuta al minore confinamento della ghiaia (nel modello è stato considerato un legame costitutivo diverso per lo strato superficiale del deposito ghiaioso) e ad una focalizzazione degli effetti nel bordo della valle, dove il contatto fra gli strati è sub-verticale.

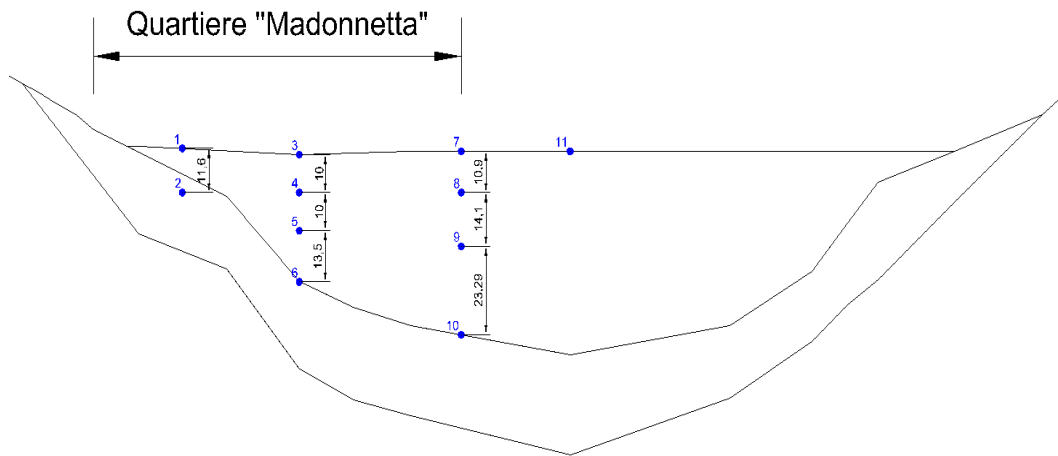
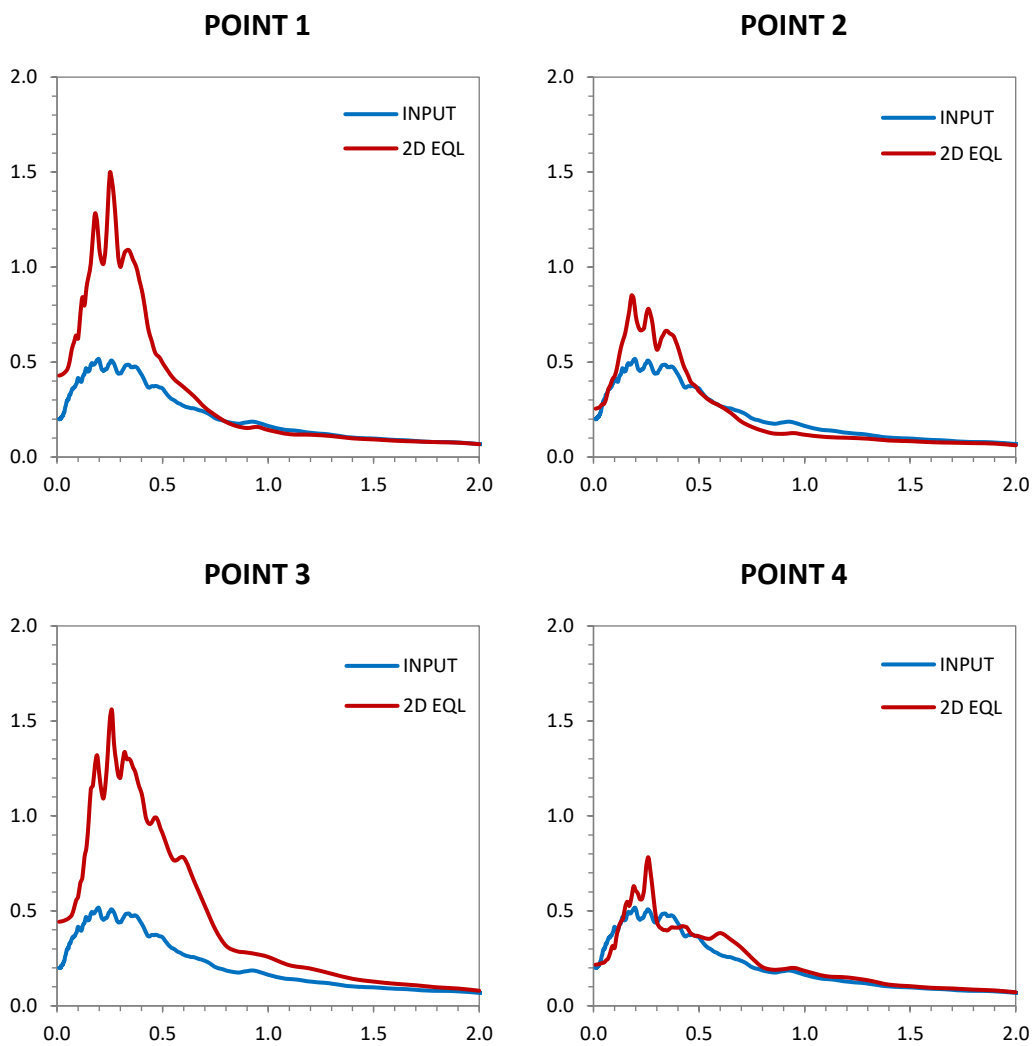
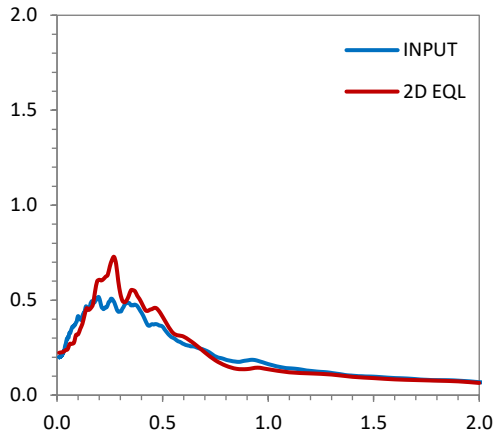


Figura 6.14: Punti in cui sono restituiti i risultati.

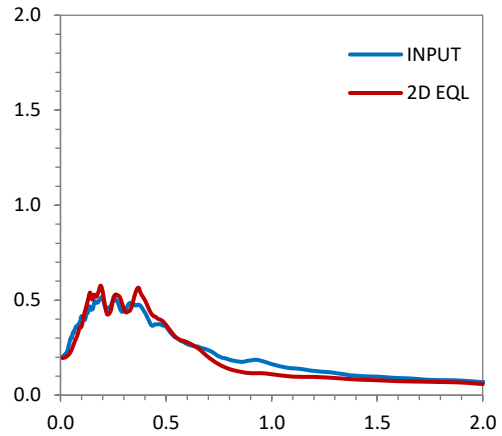




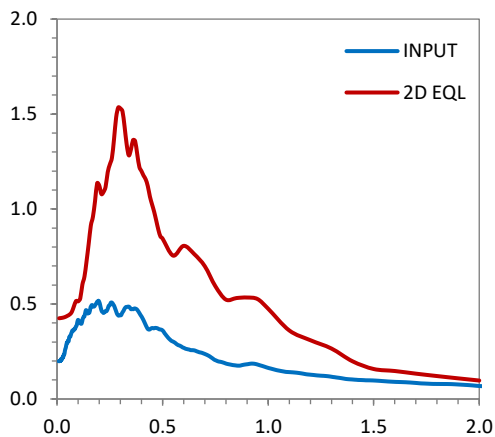
**POINT 5**



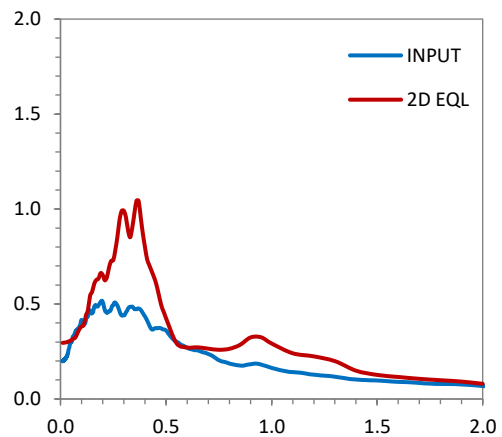
**POINT 6**



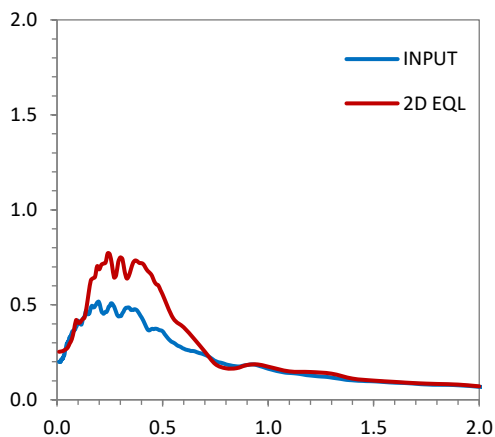
**POINT 7**



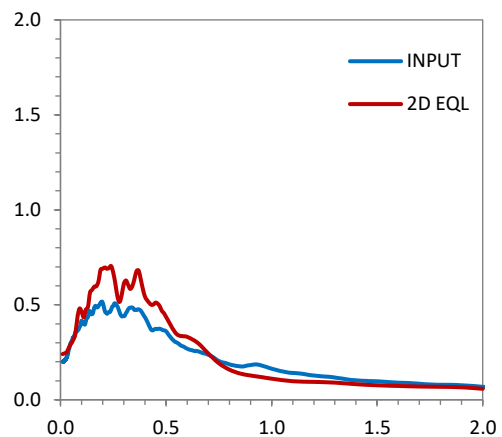
**POINT 8**



**POINT 9**



**POINT 10**





### POINT 11

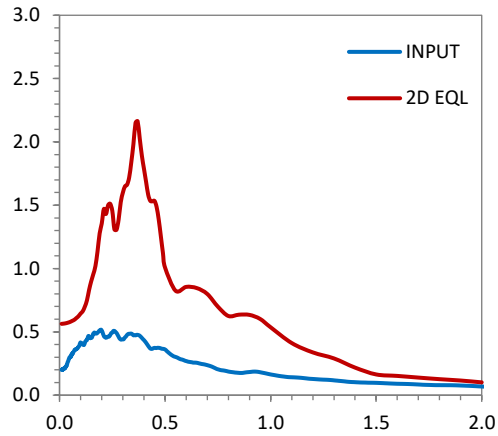


Figura 6.15: Confronto tra spettro di risposta di input e spettro di risposta di output per gli 11 punti di controllo individuati. Per tutti gli spettri, il periodo (in ascissa) è in secondi, l'accelerazione spettrale (in ordinata) è in unità g.



## **CAPITOLO 7                    IL PROGETTO DI NUOVI EDIFICI**

---

### **7 Premessa**

Dopo aver effettuato un'analisi del patrimonio edilizio esistente nel quartiere "Madonnetta", con riferimento alle diverse tipologie strutturali esistenti in elevato ed in fondazione, ed aver valutato lo stato di conservazione degli edifici relativamente a cause di degrado fisiologico dei materiali e agli eventuali effetti indotti sulle strutture dai cedimenti differenziali registrati nel recente passato, dopo aver ipotizzato i cedimenti futuri e la risposta sismica locale, si procede allo studio delle tipologie costruttive, in elevato e in fondazione, che possano meglio adattarsi alle specifiche condizioni del suolo, redigendo delle linee guida con suggerimenti per la costruzione di nuovi edifici.

Come già ampiamente esposto al Cap. 5, essendo la pressione litostatica (dovuta al peso degli strati sovrastanti) il fenomeno fisico che governa le deformazioni del terreno, e quindi i cedimenti, è inevitabile che gli abbassamenti del terreno avvengano per il processo di consolidazione in atto. La presenza dei fabbricati (esistenti ma anche nuovi se realizzati in sede di ricostruzione post-sisma 2016) seppur non predominante nello sviluppo del fenomeno, riveste un notevole interesse progettuale. Infatti, se da un lato produce un incremento in termini di pressioni agenti, dall'altro risulta fondamentale per la loro verifica/progettazione con particolare riferimento alle richieste del §2.2.2 della NTC2018 in merito all'analisi di spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione o la sua efficienza, ed alle ulteriori richieste di durabilità e robustezza strutturale (v. §2.2 del NTC2018).

Per questo, nel presente capitolo, si vuole effettuare una progettazione conformemente ai criteri delle attuali Norme tecniche per le costruzioni (approvate con Decreto





Ministeriale 17 gennaio 2018) e relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. di tipologie di fabbricati quadrifamiliare e plurifamiliare nell’ambito della zona denominata quartiere “Madonnetta” nel Comune di Pioraco (MC), cercando di individuare le tipologie migliori per una corretta progettazione tesa alla MITIGAZIONE del rischio (sismico e geologico/geotecnico).

Le unità abitative prese a riferimento appartengono alle tipologie degli alloggi quadrifamiliari (due piani) e plurifamiliari (tre piani); esse sono inserite nella realtà insediativa del quartiere “Madonnetta”, ad ovest rispetto al centro storico di Pioraco e rappresentano, per le loro caratteristiche costruttive e materiche, esempi di edilizia in grado di offrire immagini architettoniche formalmente compatibili con quelle riscontrabili nell’edificato tipico del luogo e assicurare la semplicità di reperimento sul mercato di materiali (e quindi costi non elevati) e buone caratteristiche meccaniche.

I modelli considerati hanno due differenti elevazioni (due e tre piani), due diverse tipologie costruttive (acciaio e calcestruzzo armato) e due diverse tipologie di fondazione (trave e platea) e sono qui di seguito testati su impronte di cedimenti differenziali attesi nel quartiere “Madonnetta”.

Va precisato che gli edifici considerati vanno intesi solo a titolo di riferimento per la verifica del soddisfacimento dei requisiti di normativa, come spunto e linee guida per la futura progettazione, senza valore di indicazione specifica. Si sottolinea tuttavia che le notevoli amplificazioni sismiche locali difficilmente consentono di raggiungere altezze superiori a quelle qui ipotizzate.

## **7.1 Progettazione delle unità abitative**

Il progetto definisce due differenti edifici plurifamiliari, caratterizzati da due e tre piani fuori terra, ricadenti nella tipologia delle case in linea, avendo per ciascun piano due unità affiancate una all’altra che condividono lo stesso collegamento verticale (corpo scala). Ciascun edificio è caratterizzato anche da un sottotetto non abitabile, ispezionabile tramite botola, e l’ingresso del fabbricato risulta facilmente raggiungibile



poiché è collocato a ridosso delle strade di accesso. La superficie utile netta di ciascuno degli alloggi è stata assunta pari a circa 100 mq.

La struttura con telaio in c.a. è pensata tamponature di chiusura verticali classiche. I solai piani e di copertura sono realizzati in laterocemento con soletta in calcestruzzo armata. La struttura con telaio in acciaio è pensata con tamponature di chiusura verticali con analoghe prestazioni di quella in c.a., e con solai con lamiera grecata e soletta collaborante in c.a. ben vincolata alle travi principali e secondarie tramite connettori a taglio.

La pavimentazione del piano terra, in entrambi i casi, è in conglomerato cementizio armato (con piastrelle di finitura) su magrone di cemento e vespaio aerato (quest'ultimo presente nel caso di travi di fondazione) con adeguata protezione per l'umidità di risalita dal terreno.

Gli edifici sono progettati per raggiungere elevati standard di isolamento termico al fine di limitare i consumi energetici invernali ed estivi; la coibentazione è a cappotto per pareti (oltre che con blocchi isolanti) e copertura con uno spessore totale di 10 cm per gli strati di isolamento e finitura ottenuti, rispettivamente, con intonaco in malta di calce e cemento per le pareti e tegole in laterizio per la copertura.

### **7.1.1 Descrizione delle strutture in elevazione di due (quattro unità immobiliari) e tre piani (sei unità immobiliari)**

Ciascun edificio è una costruzione indipendente e si sviluppa, a seconda della tipologia considerata, su due o tre livelli ciascuno caratterizzato da due unità immobiliari adibite a civile abitazione (Figura 7.1), un corpo scala e un sottotetto ispezionabile. La scala interna è localizzata nell'asse di simmetria verticale, con eccentricità rispetto al baricentro delle masse e al centro delle rigidezze.

Di seguito si riporta una planimetria a scopo indicativo del prototipo (Figura 7.1).

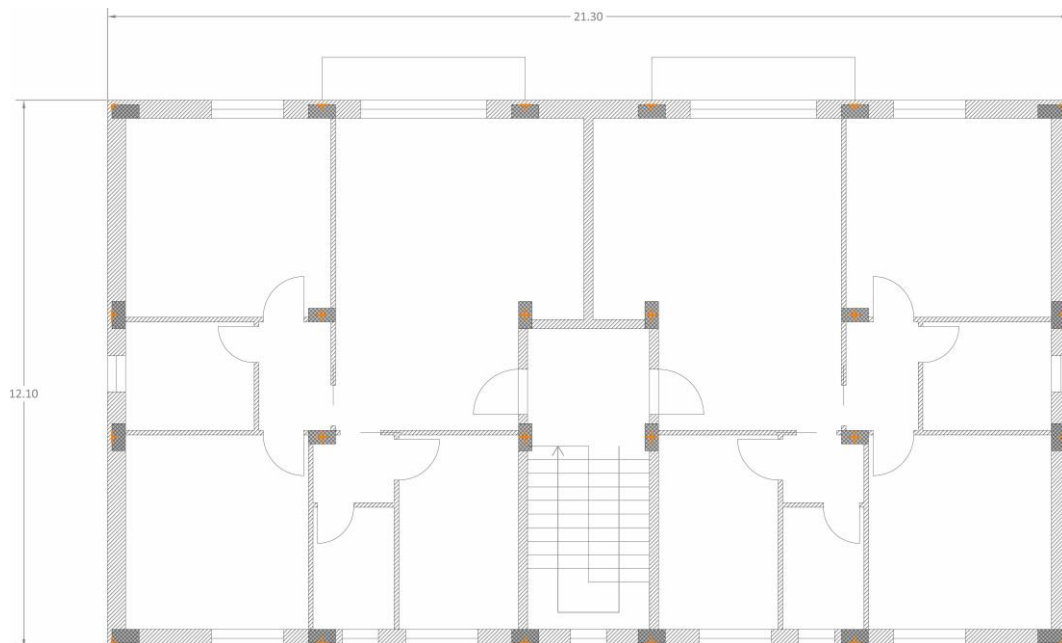


Figura 7.1: Planimetria indicativa degli edifici.

L'altezza utile misurata dal pavimento finito fino al soffitto sottotrave è pari a 2.70 m per tutti i piani, ad eccezione del sottotetto che ha un'altezza sottotrave di colmo pari a 1.38 m (Figura 7.2). L'altezza massima raggiunta da ciascun fabbricato a due e tre piani partendo dalla quota del terreno (0.00 m) è pari, rispettivamente, a 8.85 m (due elevazioni) e 12.20 m (tre elevazioni).

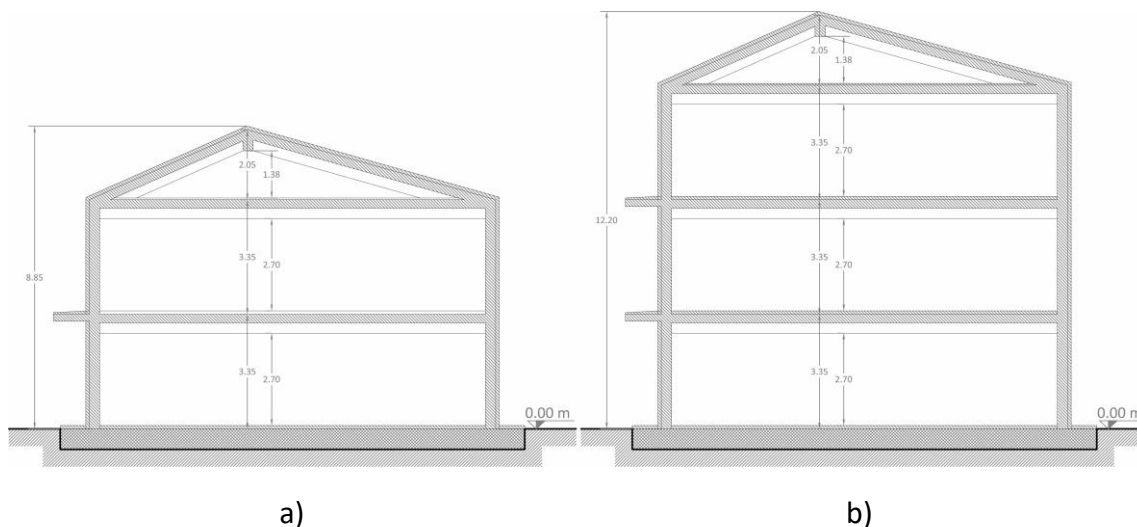


Figura 7.2: Sezioni edifici: a) due piani e b) tre piani abitabili.



Le strutture sono state modellate nella loro interezza considerando solai infinitamente rigidi nel loro piano: lo spessore della soletta (50 mm) ben collegata alle travi, e con armatura bidirezionale sono ben rappresentati da una modellazione con impalcati rigidi nel proprio piano secondo le indicazioni del §7.2.6 delle NTC2018.

Gli elementi strutturali principali quali travi e pilastri sono stati modellati come “beam” cioè aste monodimensionali. Le travi sono state supposte incastrate ai pilastri e i pilastri incastrati alle fondazioni.

### **7.1.2 Descrizione delle strutture di fondazione**

Le strutture di fondazione considerate sono di tipo superficiale, realizzate con:

- graticcio di travi rovesce;
- platea con elevata rigidità flessionale.

La trave rovescia, così definita per la sua forma in sezione e per il suo funzionamento statico, è una tipologia di fondazione superficiale la cui scelta è motivata principalmente dalla limitazione dei cedimenti differenziali. Generalmente, essa è caratterizzata da un’ala a contatto con il terreno e al di sopra di essa un’anima, sulla quale poggiano i pilastri della struttura in elevazione; in questo caso, per ragioni costruttive, si preferiscono travi con sezione rettangolare ma nulla vieta l’utilizzo di sezioni classiche a T rovescio.

La platea, detta anche piastra di fondazione, è la tipologia di fondazione superficiale che meglio si adatta a contrastare i cedimenti differenziali, il cui spessore è legato principalmente al valore dei cedimenti da fronteggiare oltre che dalle sollecitazioni dei pilastri soprastanti.

L’area della fondazione a platea, superiore alla soluzione con graticcio di travi rovesce, massimizza la superficie a contatto con il suolo e consente di sfruttare meglio la capacità portante del terreno, minimizzando la pressione su di esso e contrastando i cedimenti differenziali provocati da una distribuzione non uniforme dei carichi provenienti dalla sovrastruttura.

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

Inoltre, questa tipologia fondale risulta utile in presenza di falda, sia per disporre di un presidio contro le infiltrazioni di acqua dal basso, sia per contrastare le sovrappressioni dell'acqua.

Dal punto di vista della convenienza, la trave rovescia (rispetto alla platea) richiede quantitativamente minor materiale (acciaio e calcestruzzo), più manodopera per il confezionamento e garantisce buone prestazioni strutturali mentre la platea necessita di un quantitativo più elevato di materiale, minor manodopera e provvede ad una distribuzione più omogenea dei carichi anche in terreni più difficili con scarsa capacità portante.

Il dimensionamento delle strutture in fondazione in calcestruzzo (ed il calcolo delle armature in acciaio in esse contenute) è stato effettuato in conformità con le Norme Tecniche per le Costruzioni approvate il 17 gennaio 2018 e la relativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. in base a considerazioni sulla rigidezza della fondazione rispetto alla struttura in elevazione e sulla capacità portante del terreno di fondazione. Per quanto riguarda la tipologia di fabbricato con trave di fondazione, si assume come ipotesi che ciascuna trave sia abbastanza rigida rispetto al terreno e alla sovrastruttura, tale che la base B sia in grado di generare pressioni sufficientemente basse sul terreno e che l'altezza H sia tale da garantire adeguata rigidezza.

Entrambe le fondazioni sono progettate con adeguata rigidezza e resistenza tanto da poterle pensare agire in campo prettamente elastico lineare. Tale ipotesi è lecita nel momento in cui la fondazione è calcolata sia per resistere alle sollecitazioni indotte da un'analisi statica e poi sismica conforme alle NTC2018, e poi riverificata sotto azioni derivanti da cedimenti fondali. Quest'ultimo procedimento è teso a valutare se l'armatura presente, a flessione e a taglio, e la dimensione della stessa sezione trasversale sono tali da non immettere plasticizzazione nella fondazione.

In fase di modellazione le travi di fondazione sono state rappresentate come "beam", cioè aste monodimensionali, suddivise in elementi di lunghezza pari a 50 cm in modo tale da non avere la costante di sottofondo assegnata solamente in maniera concentrata

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

ai nodi di estremità della trave (molla nodale) ed ottenendo perciò diagrammi realistici dei momenti flettenti delle fondazioni su suolo elastico alla Winkler (v. §7.1.7).

La fondazione a platea è stata considerata come una semplice piastra di spessore costante e rappresenta una lastra isotropa su terreno alla Winkler (v. §7.1.7).

Per ciò che concerne la modellazione della platea di fondazione, essa è stata rappresentata tramite elementi bidimensionali a quattro nodi di tipo “plate”, ricavati suddividendo l'impronta della platea ogni 50 cm in entrambe le direzioni.

Il terreno di fondazione viene schematizzato come un letto di molle di rigidezza  $K$  (nota anche come  $K$  di Winkler) molto vicine tra loro ma mutuamente indipendenti; di conseguenza l'abbassamento di una molla, dovuto al cedimento del terreno sottostante, non comporta l'abbassamento anche delle molle adiacenti. La costante di Winkler è rappresentata nel modello di edificio con platea di fondazione tramite l'applicazione di una serie di molle elastiche in direzione verticale ( $Dz$ ).

In generale le platee, essendo rigide, minimizzano i cedimenti (specialmente quelli differenziali), tuttavia bisogna prestare attenzione ad alcune situazioni che potrebbero ricorrere nel caso studio: la presenza di strati cedevoli in profondità rappresenta un pericolo in quanto la dimensione trasversale della platea è generalmente grande e perciò il bulbo delle pressioni raggiunge strati profondi. Inoltre, in presenza di terreni con stratigrafie differenti, una platea estesa potrebbe poggiare su strati molto diversi tra loro. Infine, è necessario non sottovalutare anche l'entità dei cedimenti assoluti del terreno dovuti al processo di consolidazione dello stesso ancora in atto. Pertanto, prima di definire i progetti su ciascun lotto della perimetrazione sarà opportuno effettuare un piano di indagini molto accurato.

Di seguito si riportano le carpenterie con le due tipologie di fondazioni adottate nei diversi casi (Figure 7.3÷7.6 e 7.13-7.16). Nelle Figure 7.7÷7.12 e 7.17÷7.24 sono invece riportate le carpenterie dei vari solai per le varie tipologie strutturali esaminate.

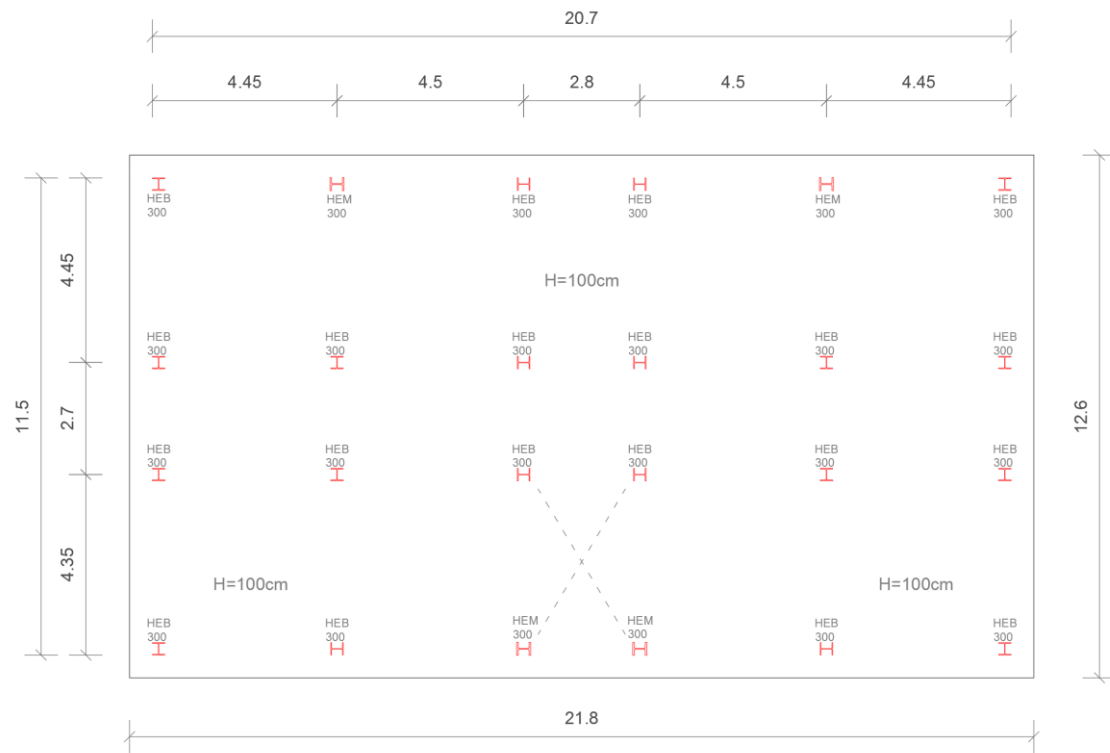


Figura 7.3: Carpenteria struttura in acciaio a due piani con platea di fondazione.

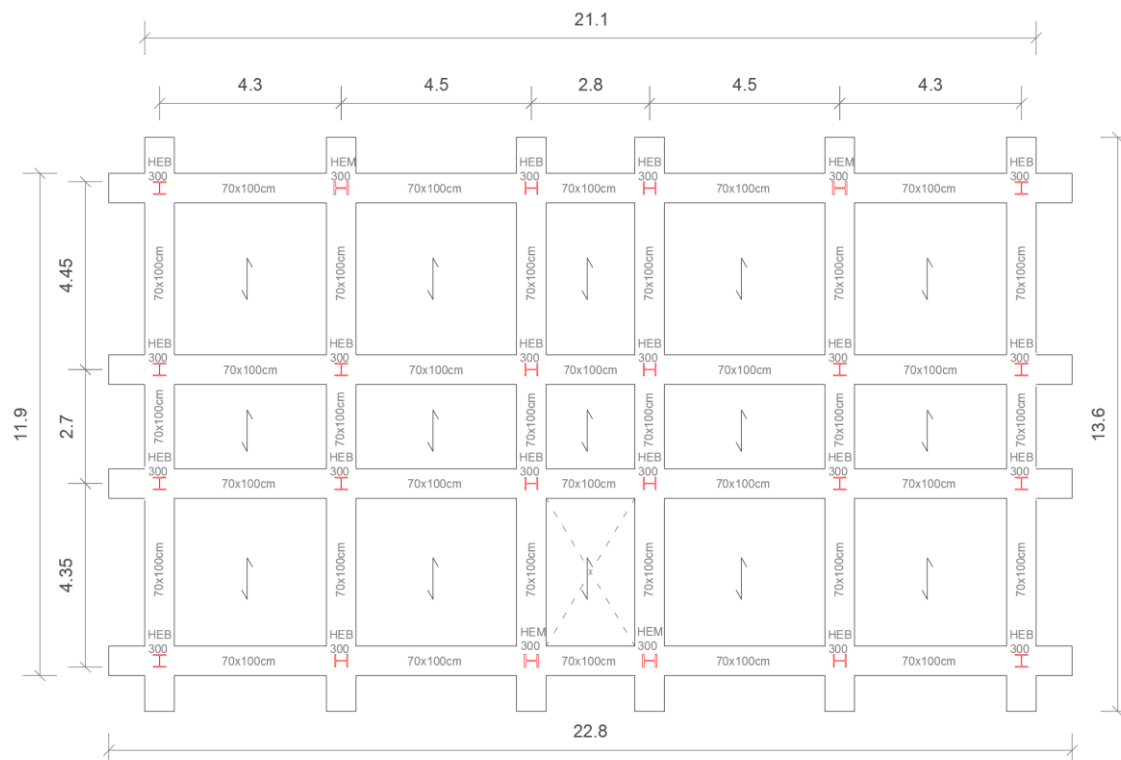


Figura 7.4: Carpenteria struttura in acciaio a due piani con graticcio di travi rovesce.

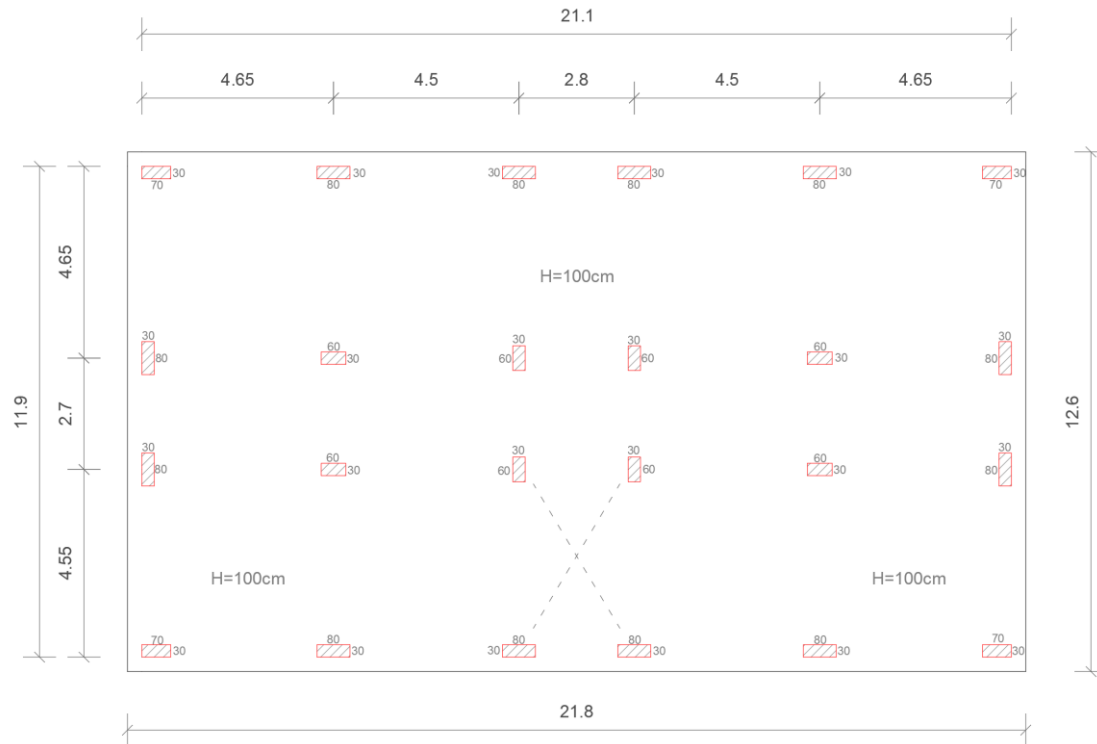


Figura 7.5: Carpenteria struttura in c.a. a due piani con platea di fondazione.

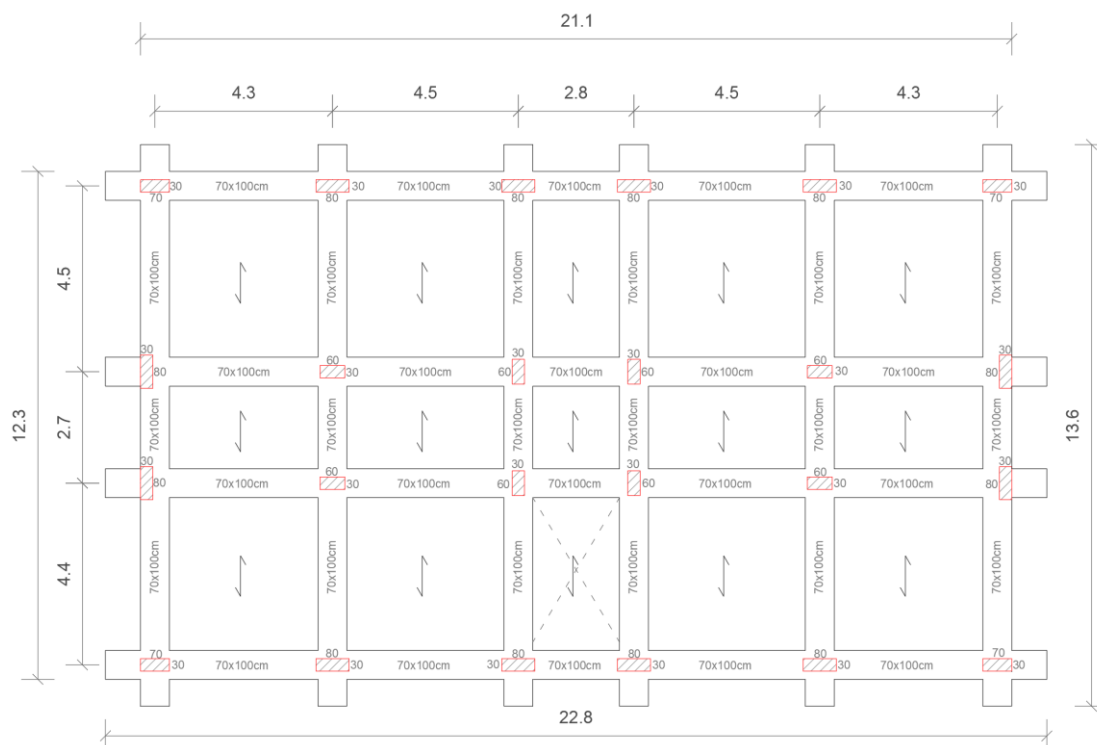


Figura 7.6: Carpenteria struttura in c.a. a due piani con graticcio di travi rovesce.



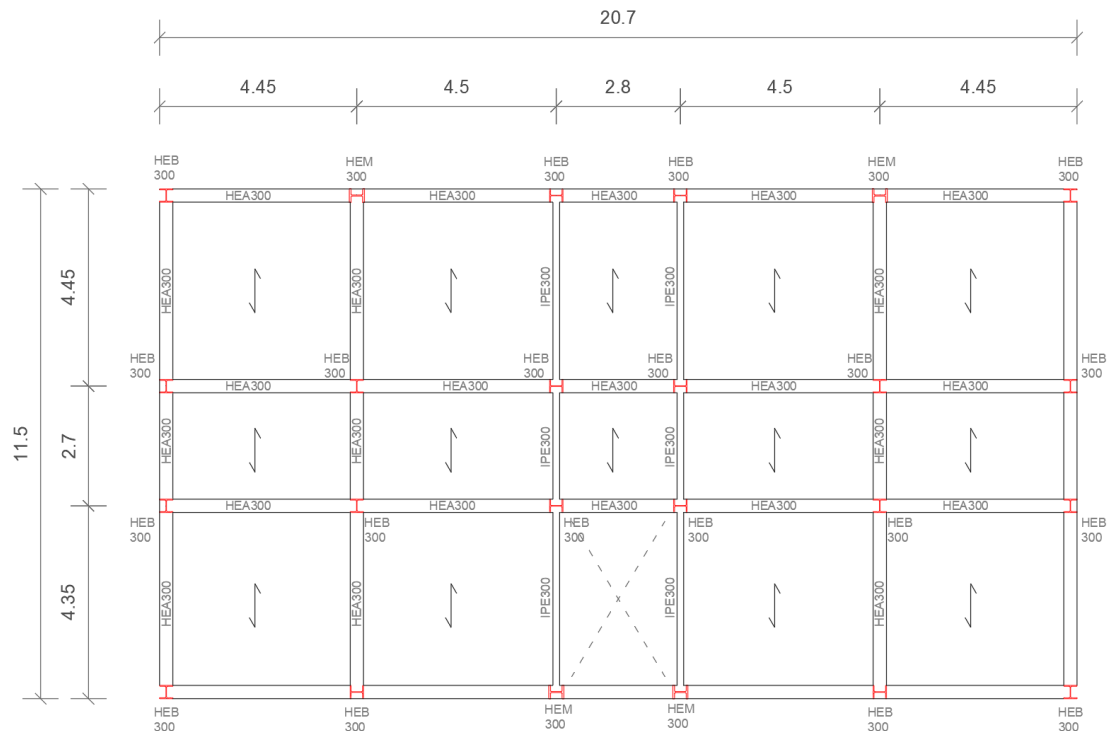


Figura 7.7: Carpenteria primo solaio struttura in acciaio a due piani.

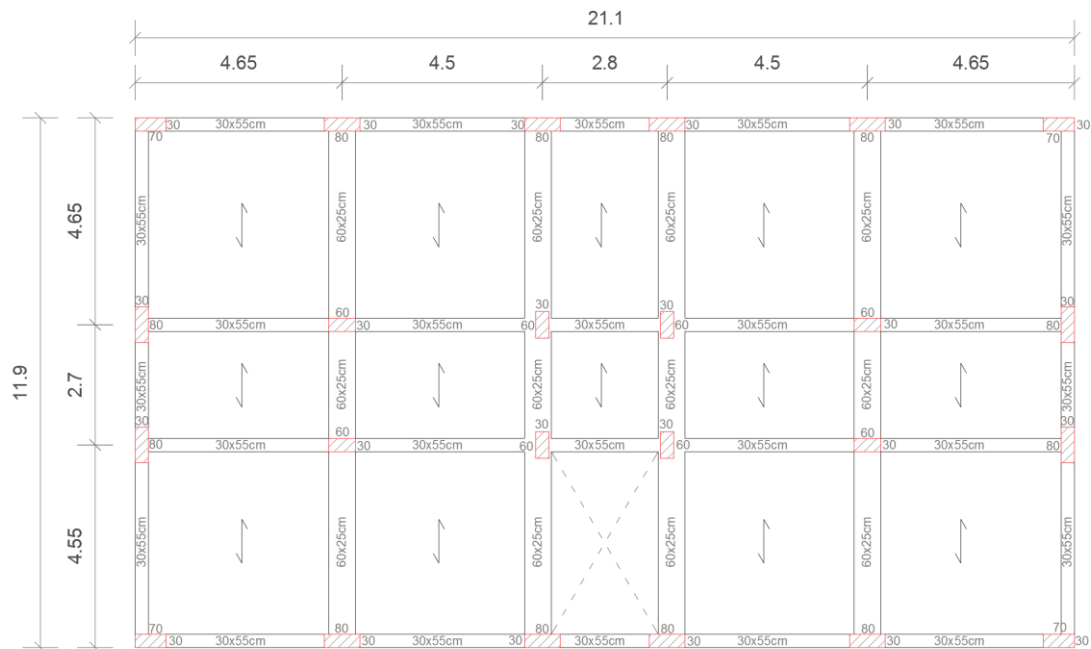


Figura 7.8: Carpenteria primo solaio struttura in c.a. a due piani.

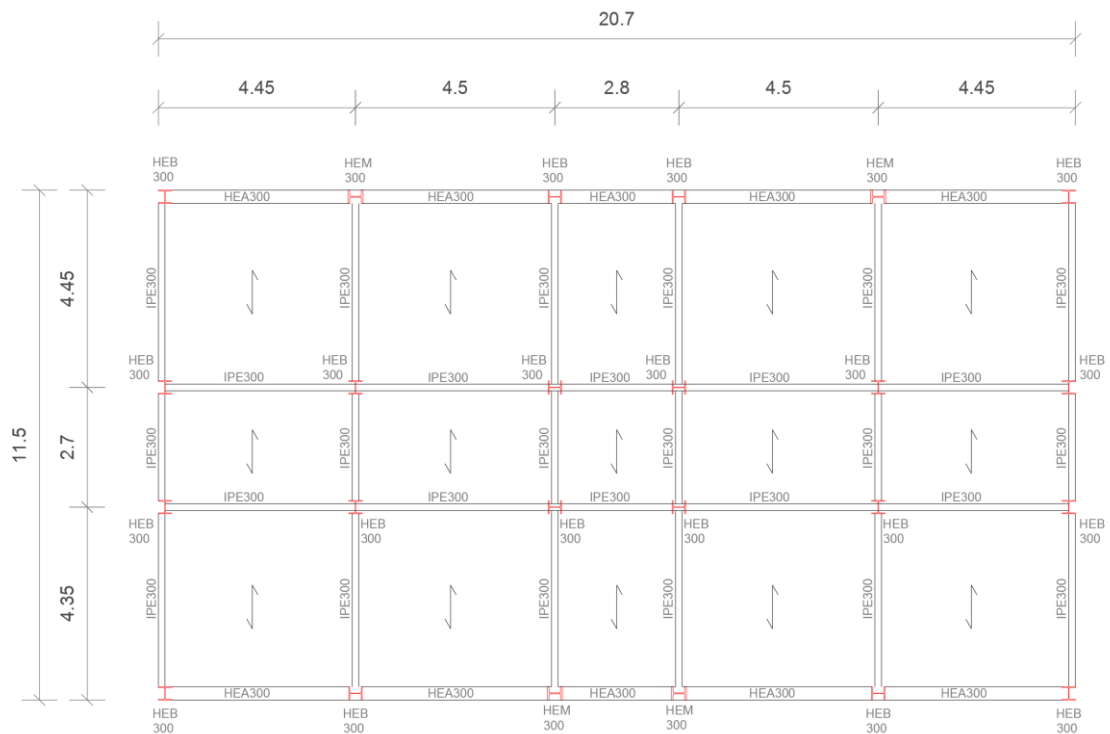


Figura 7.9: Carpenteria solaio di sottotetto struttura in acciaio a due piani.

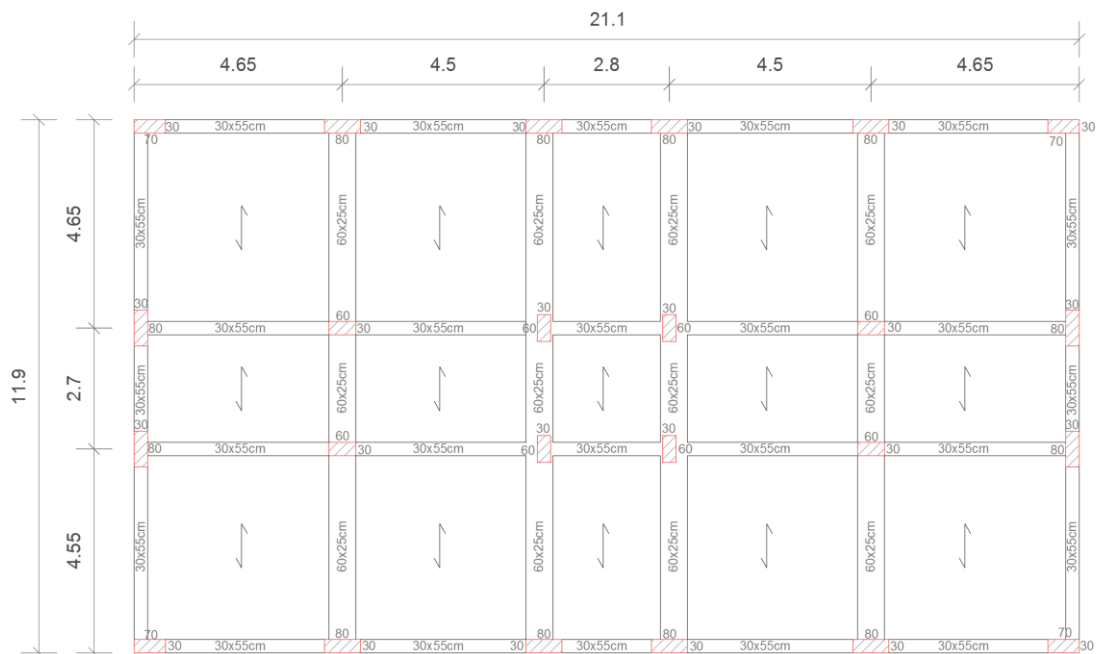


Figura 7.10: Carpenteria solaio di sottotetto struttura in c.a. a due piani.

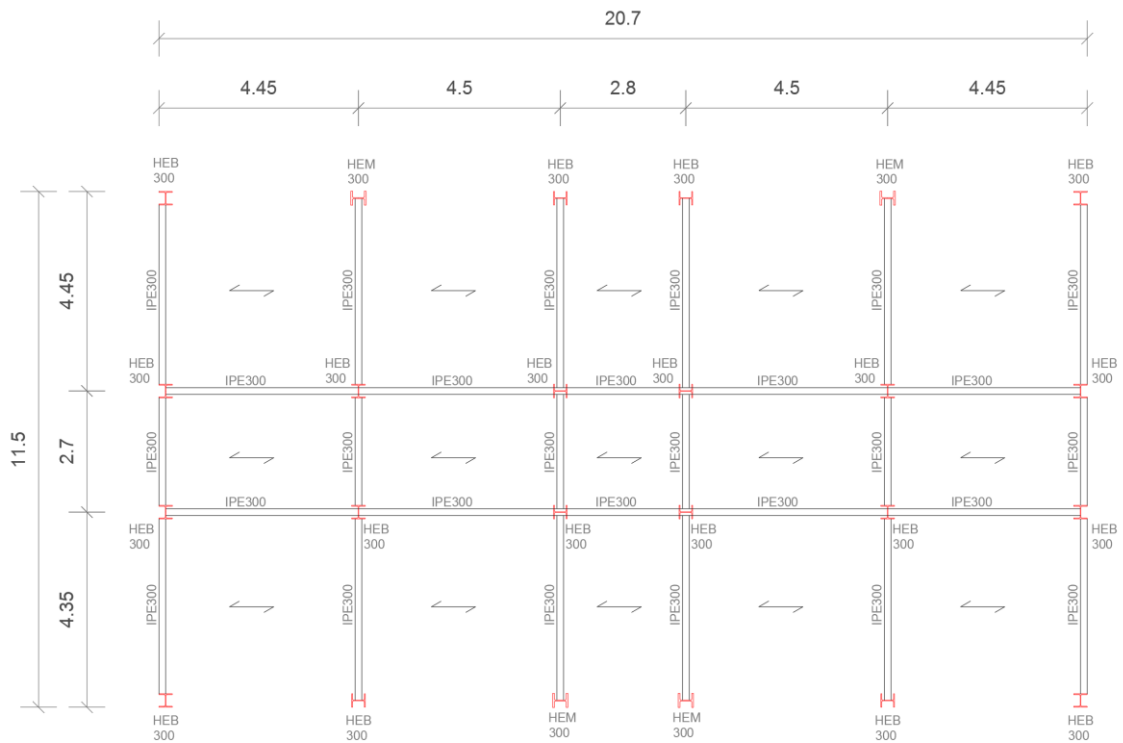


Figura 7.11: Carpenteria solaio di copertura struttura in acciaio a due piani.

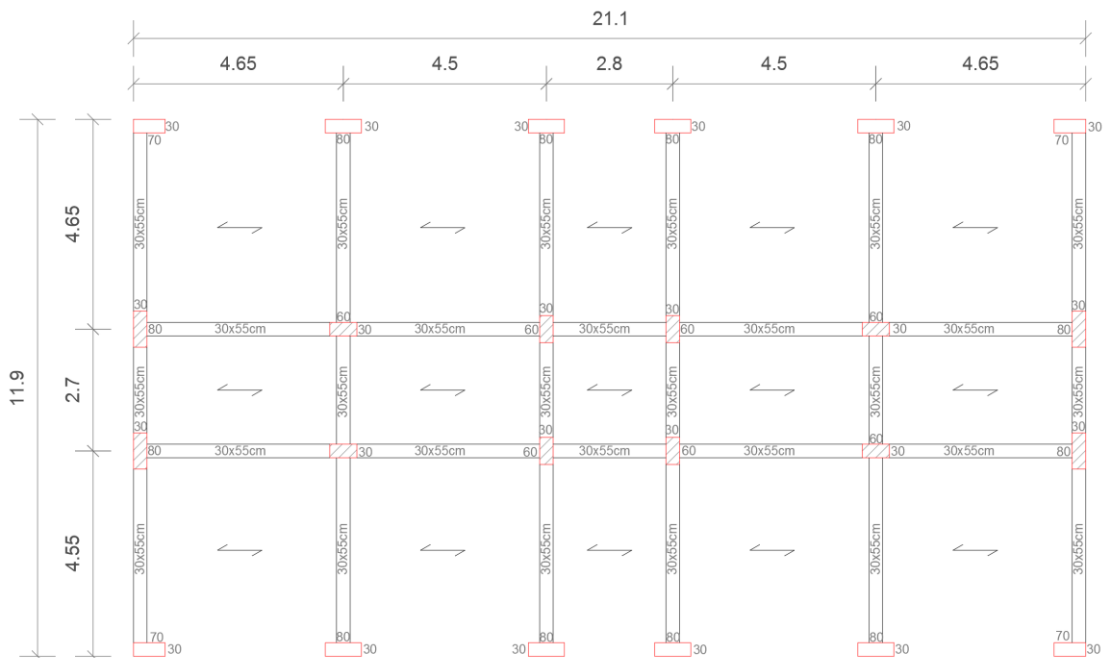


Figura 7.12: Carpenteria solaio di copertura struttura in c.a. a due piani.

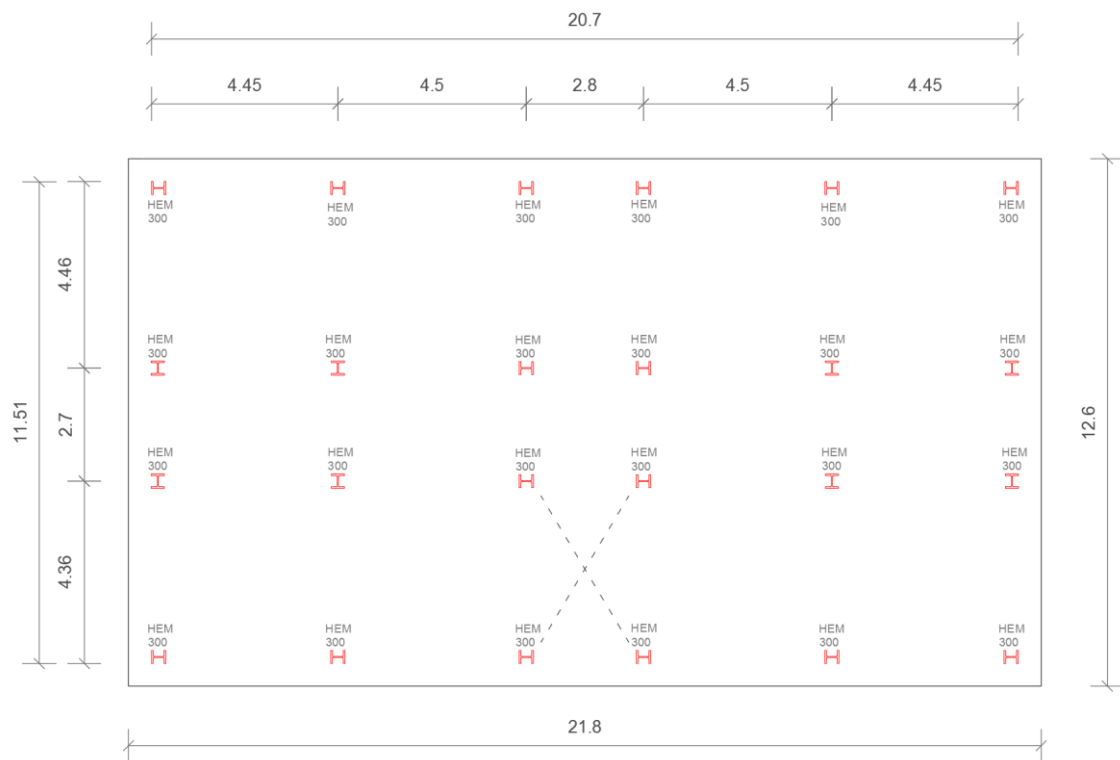


Figura 7.13: Carpenteria struttura in acciaio a tre piani con platea di fondazione.

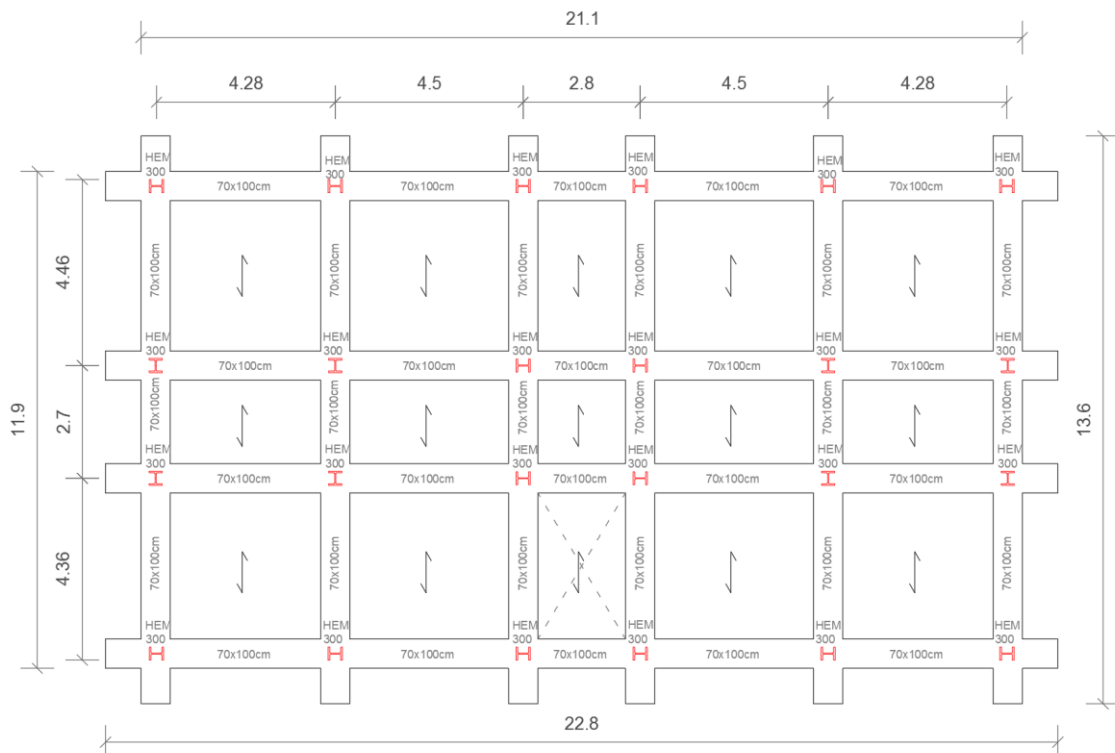


Figura 7.14: Carpenteria struttura in acciaio a tre piani con graticcio di travi rovesce.

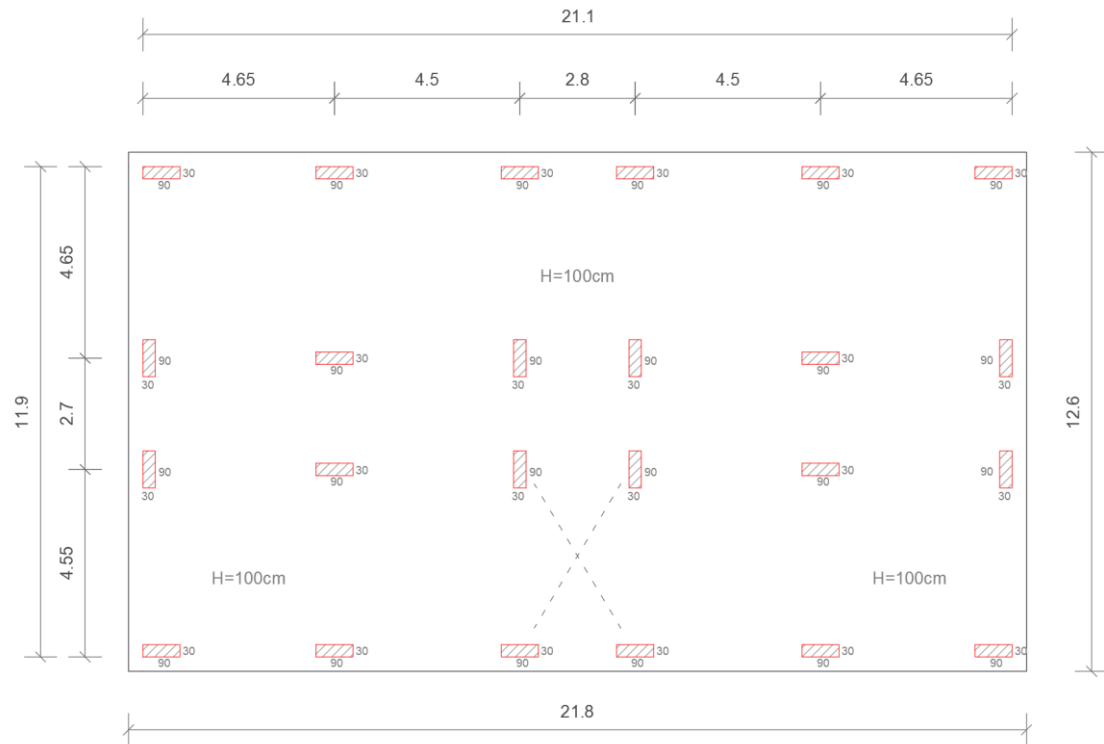


Figura 7.15: Carpenteria struttura in c.a. a tre piani con platea di fondazione.

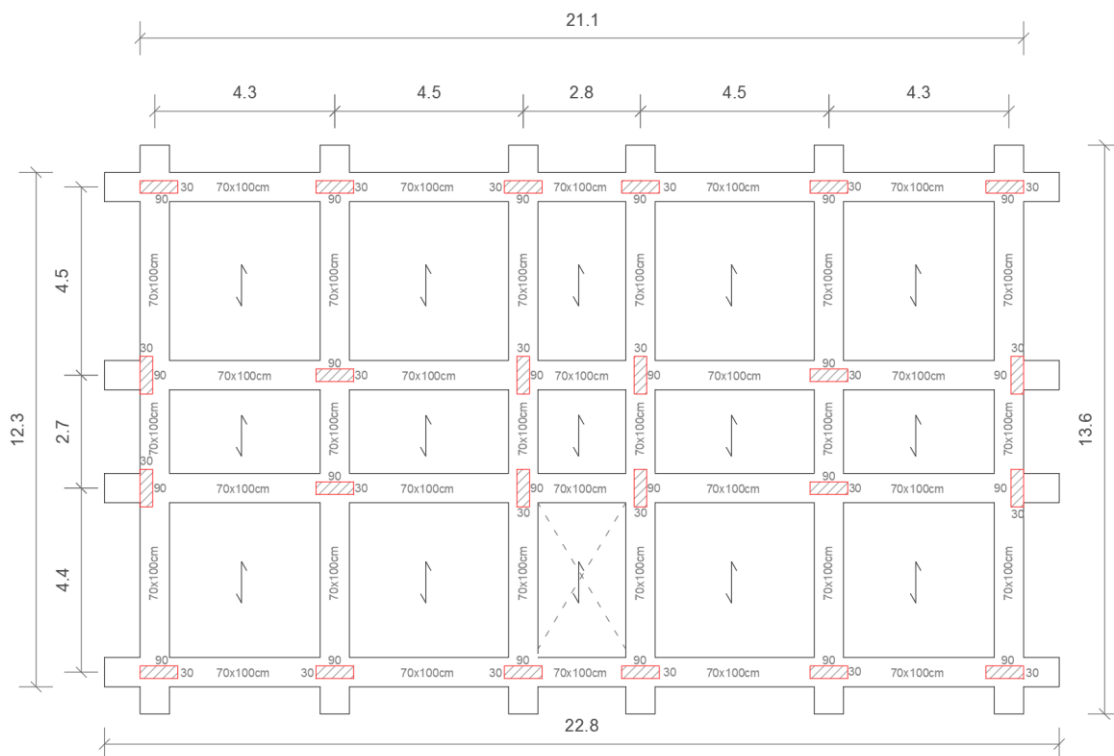


Figura 7.16: Carpenteria struttura in c.a. a tre piani con graticcio di travi rovesce.

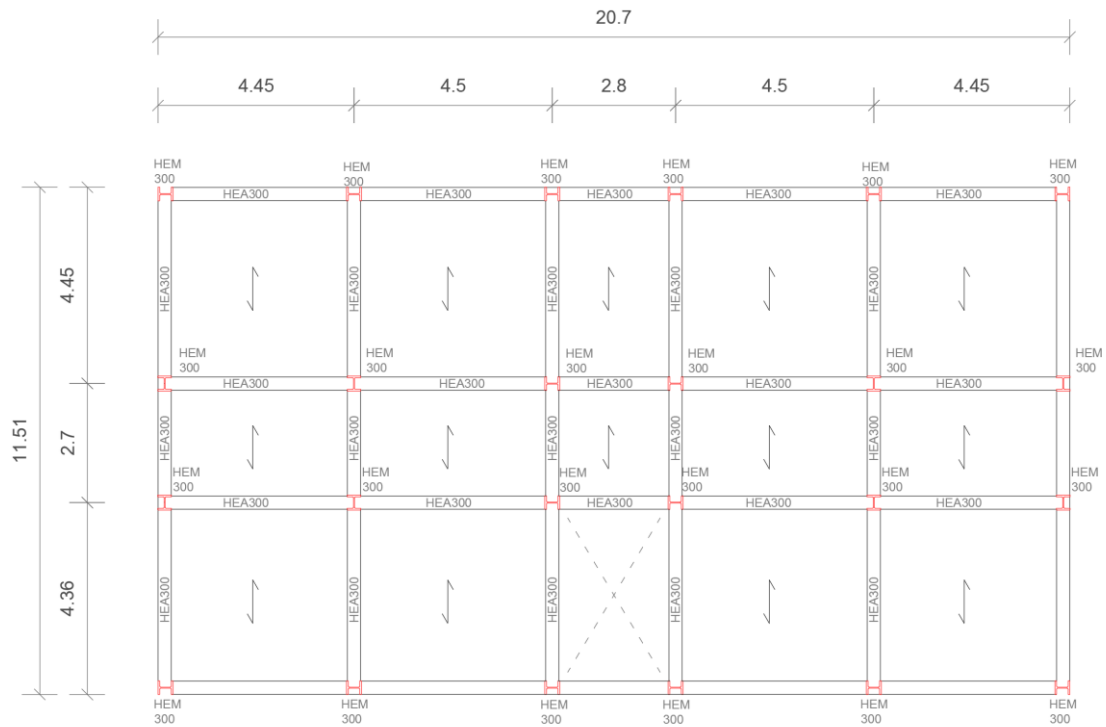


Figura 7.17: Carpenteria primo solaio struttura in acciaio a tre piani.

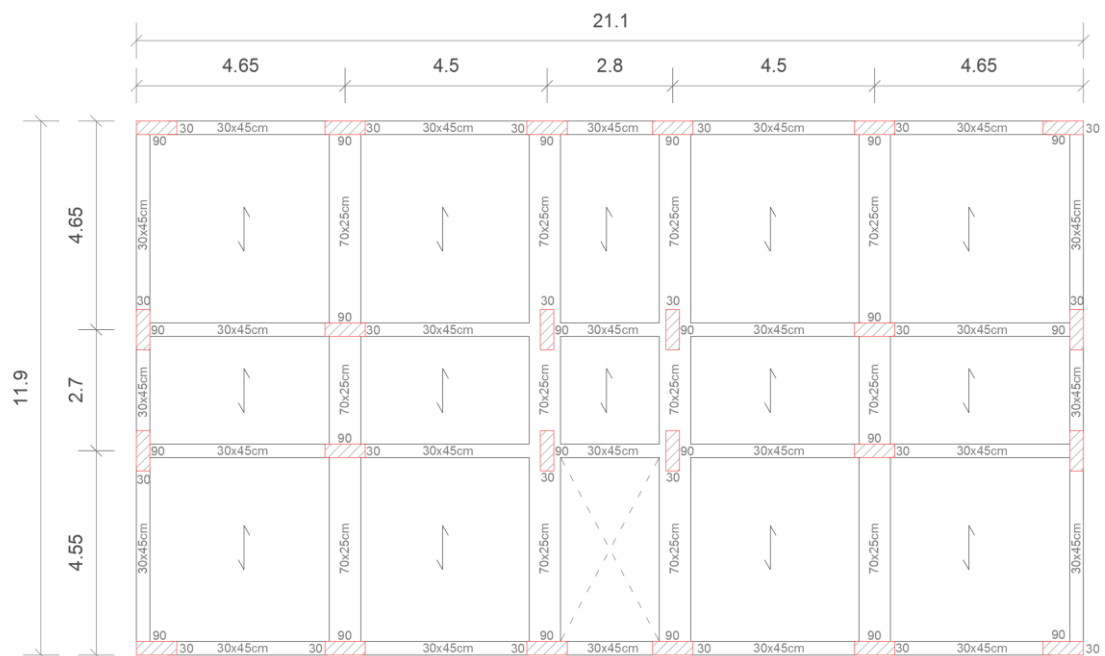


Figura 7.18: Carpenteria primo solaio struttura in c.a. a tre piani.

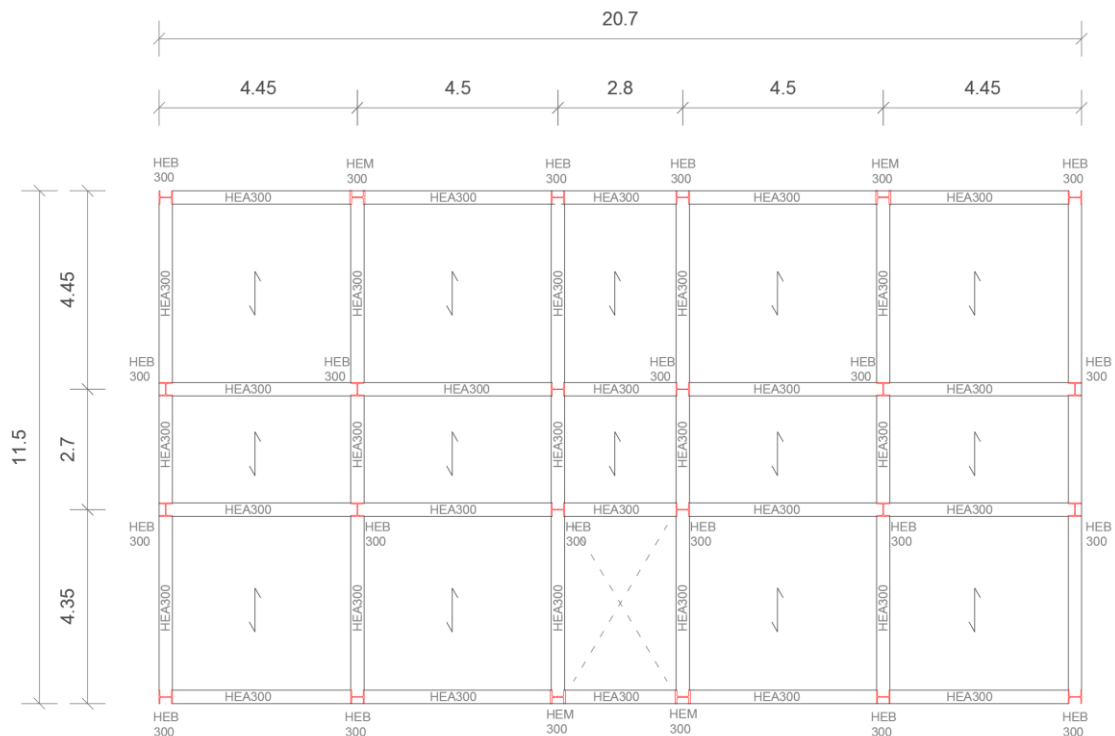


Figura 7.19: Carpenteria secondo solaio struttura in acciaio a tre piani.

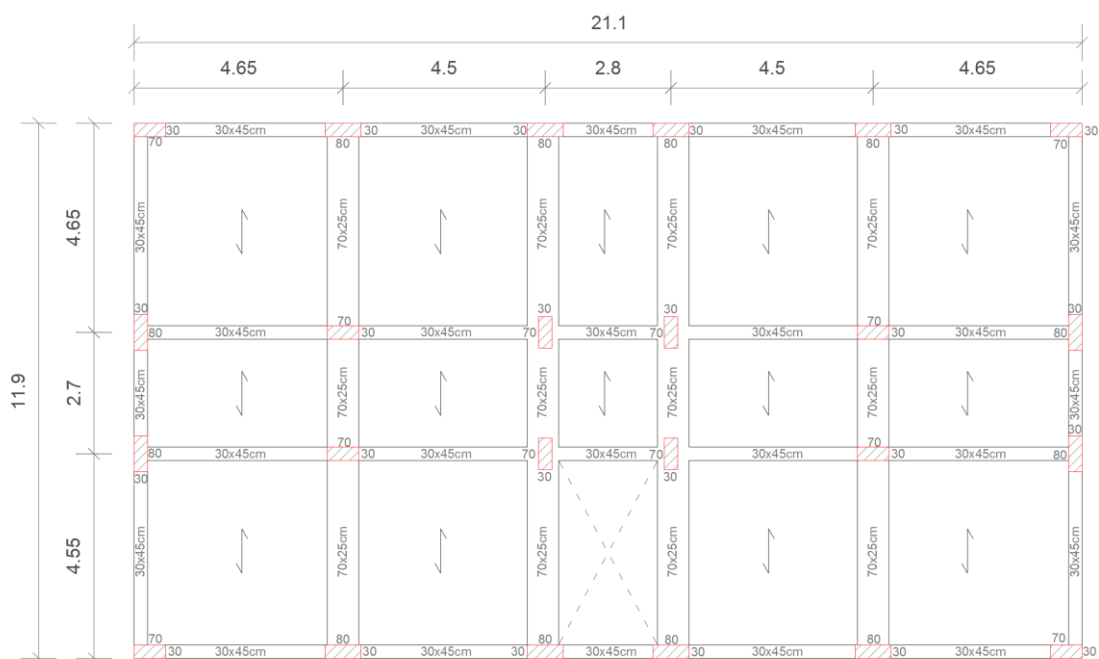


Figura 7.20: Carpenteria secondo solaio struttura in c.a. a tre piani.



Figura 7.21: Carpenteria solaio di sottotetto struttura in acciaio a tre piani.

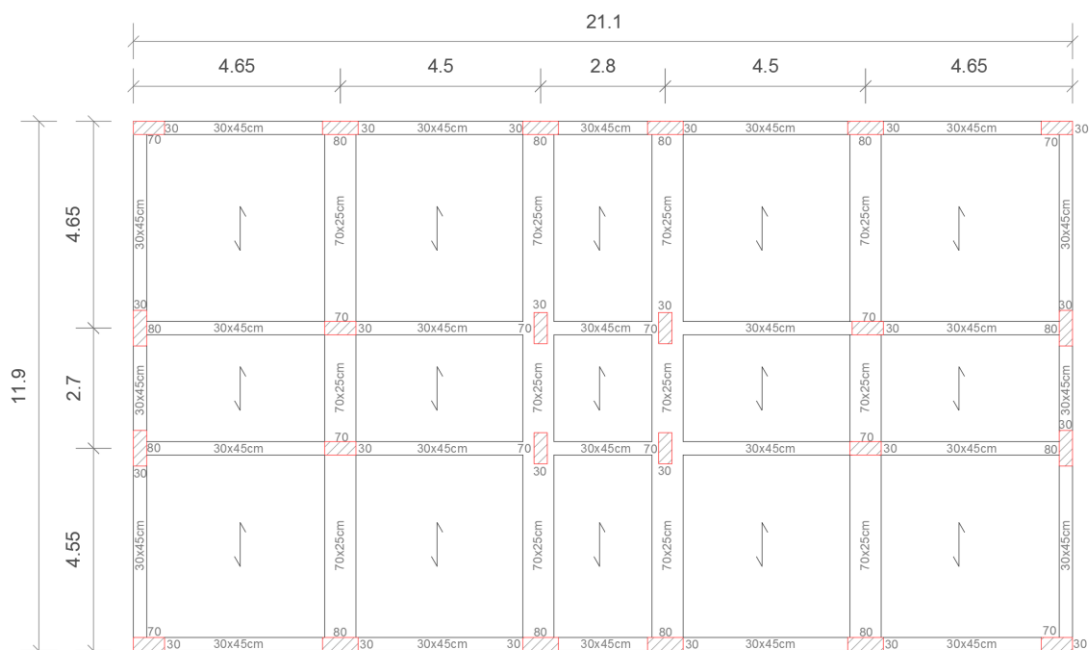


Figura 7.22: Carpenteria solaio di sottotetto struttura in c.a. a tre piani.



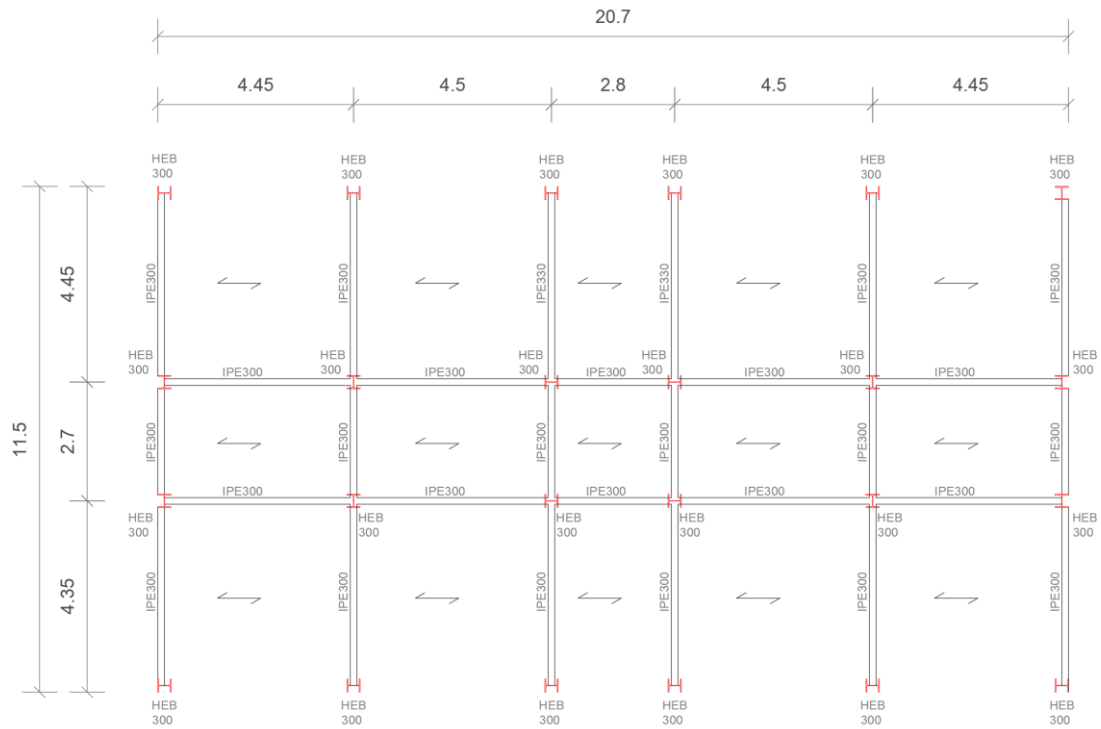


Figura 7.23: Carpenteria solaio di copertura struttura in acciaio a tre piani.



Figura 7.24: Carpenteria solaio di copertura struttura in c.a. a tre piani.



### 7.1.3 Proprietà dei materiali

Le caratteristiche dei materiali considerati sono:

- calcestruzzo di travi, pilastri e solette delle scale e dei balconi C30/37;
- calcestruzzo delle fondazioni C30/37;
- acciaio da armatura ad aderenza migliorata B450C;
- acciaio strutturale S275.

I valori meccanici corrispondenti sono riportati in Tabella 7.1.

CALCESTRUZZO				
	$R_{ck}$	$f_{ck}$	$f_{ctm}$	$E_{cm}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>C30/37</b>	37	30	2.94	33019.43

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO				
	$f_{t\ nom}$	$f_{y\ nom}$	$f_{yd}$	$E_s$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mmq]
<b>B450C</b>	540	450	391	210000

ACCIAIO STRUTTURALE				
	$f_{t\ nom}$	$f_{y\ nom}$	$f_{yd}$	$E_s$
	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]	[N/mmq]
<b>S275</b>	430	275	261	210000

Tabella 7.1: Proprietà meccaniche dei materiali.

### 7.1.4 Azioni sulle costruzioni

I principali carichi gravanti sulle strutture sono:

- peso proprio degli elementi strutturali (nel caso in cui gli elementi strutturali non siano stati modellati);
- permanenti strutturali quali solai e solette all'estradosso dei solai stessi;
- permanenti non strutturali quali massetti e pavimenti all'estradosso dei solai;



- accidentali da normativa per solai con categorie d'uso A (ambienti ad uso residenziale: aree per attività domestiche e residenziali e scale comuni, balconi e ballatoi), e per coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H) più il carico della neve e del vento;
- azione sismica.

Si definiscono le seguenti combinazioni, in accordo con quanto stabilito nelle Norme Tecniche (NTC 2018) al § 2.5.3:

- *Combinazione fondamentale*, impiegata agli stati limite ultimi (SLU):

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

I valori dei coefficienti parziali  $\gamma$  vengono definiti nella Tabella 2.6.I delle NTC18 sotto riportata (Tabella 7.2).

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Tabella 7.2: Tabella 2.6.I delle NTC18.



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

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

in cui:

- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali, del terreno e dell'acqua;
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $Q_{k1}$  valore caratteristico dell'azione accidentale principale di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante;
- E azione sismica.

I coefficienti per le combinazioni  $\Psi$  sono riportati nella tabella seguente, come definiti al § 2.5.3 delle Norme Tecniche (NTC2018) e dalla Tabella 2.5.I. nel § 2.5.2 delle NTC2018 (Tabella 7.3).



Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 7.3: Tabella 2.5.I delle NTC18.

Per gli edifici in esame è stata scelta la categoria A “Ambienti ad uso residenziale” e un carico neve per quota minore ai 1000 m s.l.m..

La combinazione dei carichi di progetto per il sisma è definita tenendo conto del contributo della massa corrispondente alle azioni permanenti (peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali ( $G_1$ )), dei carichi portati ( $G_2$ ) e del valore quasi permanente delle azioni variabili:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_j$$

Efficaci ai fini dell’input sismico sono le masse corrispondenti al peso proprio degli elementi strutturali e non, ed al contributo dei carichi permanenti portati.

L’azione sismica sarà definita dettagliatamente nel §7.1.4.2.

**7.1.4.1 Analisi dei carichi**

Una volta stabilita la geometria della struttura, sono stati valutati i carichi gravanti sugli edifici sulla base delle indicazioni stratigrafiche di progetto (Tabella 7.4).

Il peso proprio strutturale degli elementi modellati è generato automaticamente dal programma di calcolo FEM una volta inseriti gli stessi.

<b>1) SOLAIO INTERPIANO C.A.</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>5.50</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: 20+5 cm, i=50 cm	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: intonaco, sottofondo, isolante acustico, massetto, pavimentazione e tramezzi	
<b>q<sub>k</sub></b>	
A - Ambienti ad uso residenziale: Aree per attività domestiche e residenziali	<b>2.00</b>
<b>1bis) SOLAIO INTERPIANO ACCIAIO</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>3.6</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: orditura secondaria, lamiera grecata e soletta in c.a. di spessore minimo 5 cm	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: intonaco, sottofondo, isolante acustico, massetto, pavimentazione e tramezzi	
<b>q<sub>k</sub></b>	
A - Ambienti ad uso residenziale: Aree per attività domestiche e residenziali	<b>2.00</b>
<b>2) SOLAIO PIANO TERRA C.A. e ACCIAIO</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>5.00</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: soletta in calcestruzzo armato su vespaio	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: membrana impermeabilizzante, sottofondo, massetto, pavimentazione e tramezzi	
<b>q<sub>k</sub></b>	
A - Ambienti ad uso residenziale: Aree per attività domestiche e residenziali	<b>2.00</b>
<b>3) SOLAIO SOTTOTETTO C.A.</b>	[kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>4.00</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: 20+5 cm, i=50 cm	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: intonaco, massetto	
<b>q<sub>k</sub></b>	
H - Coperture accessibili per sola manutenzione	<b>0.50</b>
<b>3bis) SOLAIO SOTTOTETTO ACCIAIO</b>	[kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>3.30</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: orditura secondaria, lamiera grecata e soletta in c.a. di spessore minimo 5 cm	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: intonaco, massetto	
<b>q<sub>k</sub></b>	

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

H - Coperture accessibili per sola manutenzione	<b>0.50</b>
<b>4) SOLAIO COPERTURA C.A.</b> <span style="float: right;">[kN/m<sup>2</sup>]</span>	
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>5.00</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: 20+5 cm, i=50 cm	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: lisciatura, membrana impermeabilizzante, isolante e tegole	
<b>q<sub>k</sub></b>	
H - Coperture accessibili per sola manutenzione	<b>0.50</b>
NEVE - Zona II - Macerata	<b>1.25</b>
<b>4bis) SOLAIO COPERTURA ACCIAIO</b> <span style="float: right;">[kN/m<sup>2</sup>]</span>	
<b>G<sub>k</sub></b>	<b>3.30</b>
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali: 20+5 cm, i=50 cm	
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: lisciatura, membrana impermeabilizzante, isolante e tegole	
<b>q<sub>k</sub></b>	
H - Coperture accessibili per sola manutenzione	<b>0.50</b>
NEVE - Zona II - Macerata	<b>1.25</b>
<b>5) BALCONI</b> <span style="float: right;">[kN/m<sup>2</sup>]</span>	
<b>G<sub>k</sub></b>	
G <sub>1</sub> - Perm. strutturali:	MODELLATO
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali: massetto pendenze, impermeabilizzante, pavimentazione	
<b>q<sub>k</sub></b>	
A - Scale comuni, balconi e ballatoi	<b>4.00</b>
NEVE - Zona II - Macerata	<b>1.25</b>
<b>6) SCALE interne</b> <span style="float: right;">[kN/m<sup>2</sup>]</span>	
<b>G<sub>k</sub></b>	
G <sub>1</sub> - Perm. Strutturali:	MODELLATO
G <sub>2</sub> - Perm. non strutturali (ove presenti): intonaco, gradini, pavimento e parapetto	
<b>q<sub>k</sub></b>	
A - Scale comuni, balconi e ballatoi	<b>4.00</b>
<b>7) TAMPONATURE SCALA</b> <span style="float: right;">[kN/m]</span>	
G <sub>2</sub> - Tamponatura corpo scala - vuoto per pieno: intonaco, blocchi alleggeriti fonoassorbenti e malta cem.	
e intonaco	<b>6.40</b>
<b>8) TAMPONATURE PERIMETRALI</b> <span style="float: right;">[kN/m]</span>	
G <sub>2</sub> - Tamponatura esterna - vuoto per pieno: intonaco, blocchi isolanti alleggeriti e malta cem., isolante	
e intonaco	<b>8.20</b>

Tabella 7.4: Carichi gravanti sulle strutture.



#### **7.1.4.2 Determinazione dell'azione sismica**

La vita nominale ( $V_N$ ) - parametro che rappresenta il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata - è stata ipotizzata pari a 50 anni (costruzione di tipo 2 nella Tabella 2.4.I delle NTC 2018). In presenza di azione sismica, le costruzioni sono suddivise in "Classi d'uso" in base alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; in questo caso si considera la Classe d'uso "II". A questa classe corrisponde il coefficiente d'uso  $C_U=1$  (Tabella 2.4.II delle NTC 2018). Il periodo di riferimento (§2.4.3 delle NTC 2018) è pari a  $V_R=V_N \cdot C_U=50$  anni. Da tali ipotesi si assume un tempo di ritorno di domanda pari a 475 anni.

L'azione sismica non è qui determinata secondo le indicazioni del §3.2.3 della NTC2018 e tramite il programma "Spettri" scaricabile dal sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici considerando le caratteristiche del sito riportate al Par. §1.3.1, bensì tramite analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) bidimensionale (2D), che è ampiamente dettagliata nel Capitolo 6 della presente relazione.

La valutazione della RSL-2D è stata eseguita in ottemperanza al §3.2.2 della NTC2018, così da definire i parametri sismici del sito che mostra fenomeni di amplificazione locale provocati dalle modifiche del segnale sismico per mezzo delle caratteristiche geotecniche, morfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno che attraversa a partire da quello di riferimento per il sito rigido orizzontale (bed-rock). L'informazione di maggior interesse offerta dall'analisi di risposta sismica locale è lo spettro di risposta in accelerazione del moto del terreno in quel dato sito riportato con linea blu nella Figura 7.5.



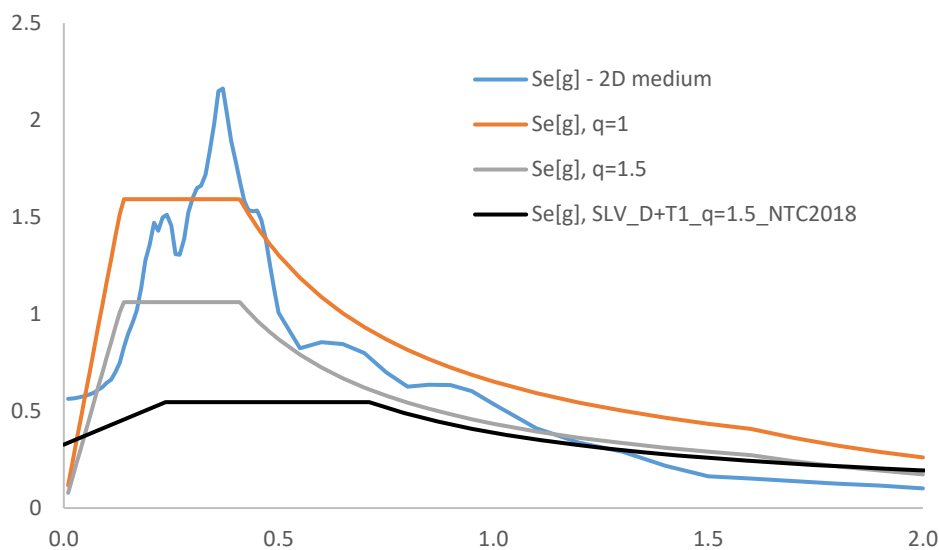


Figura 7.25: Spettro di risposta per civili abitazioni in località “Madonnetta”, Pioraco (MC)

Si considera il caso peggiore di Figura 6.15, quello relativo al punto 11. Lo spettro è qui regolarizzato ottenendo la classica forma spettrale richiesta dalla NTC2018 (vedasi linea arancione in Figura 7.25) attraverso il metodo dei minimi quadrati, tecnica di ottimizzazione (o regressione) che permette di trovare una funzione, rappresentata da una curva ottima (o curva di regressione), che si avvicini il più possibile ad un insieme di dati (tipicamente punti del piano). In particolare, la funzione trovata è quella che minimizza la somma dei quadrati delle distanze tra i dati osservati e quelli della curva che rappresenta lo spettro di risposta allo SLV per il sito di Pioraco.

Il valore dello spettro di risposta di progetto è stato poi calcolato attraverso l'uso del fattore di comportamento  $q$ : per gli scopi della presente convenzione si è scelto di progettare le strutture con un  $q=1.5$  ipotizzando un comportamento non dissipativo per tutte le tipologie strutturali analizzate (vedasi linea grigia in Figura 7.25).

A titolo puramente di confronto in Figura 7.25 è anche riportato, con linea nera, lo spettro da Normativa considerando il suolo di categoria D, da considerare in assenza di risposta sismica locale (vedasi Cap. 1.3.1), e sempre per  $q=1.5$ .



### 7.1.4.3 Determinazione dell'azione del vento

La valutazione delle azioni del vento è effettuata in base al § 3.3 delle NTC 2018 e alle relative integrazioni riportate nel paragrafo § C3.3 della Circolare del 21/01/2019 n. 7. I dati relativi sono riportati in Tabella 7.5.

DATI DI CALCOLO PER AZIONE VENTO	
Località	PIORACO
Coordinate GPS:	
Latitudine	43.180796 N
Longitudine	12.980511 E
Altitudine sito s.l.m.	442 m
Zona vento / Descrizione	3 / Marche
Velocità base di riferimento al livello del mare, $v_{b,0}$	27 m/s (Tab. 3.3.I)
Altitudine base della zona, $a_0$	500 m (Tab. 3.3.I)
Velocità base di riferimento, $V_b$	27,00 m/s ( $V_b = V_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ )
Periodo di ritorno, $T_R$	50 anni
Coefficiente di ritorno, $c_r$	1 per $T_R = 50$ anni
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $v_r = v_b * c_r$	27,00 m/s
Classe di rugosità del terreno	B [Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]
Categoria esposizione	IV ( $K_r = 0,22$ ; $Z_0 = 0,30$ m; $Z_{min} = 8$ m)
Pressione cinetica di riferimento, $q_r$	$= 0.5 * 1.25 * 27^2 = 455.625$ N/mq
Coefficiente di pressione, $c_p$	1,00
Coefficiente dinamico, $c_d$	1,00
Coefficiente di esposizione, $c_e$	1,701 / 1.920
Coefficiente di topografia, $c_t$	1,00
Altezza dell'edificio, h	8,85 m (2p) / 12.20 m (3p)
<b>Pressione del vento, p</b>	<b><math>= q_r * c_e * c_p * c_d =</math> <b>665.924 / 874.767 N/mq</b></b>
Il calcolo del vento è effettuato in base al punto 3.3 del D.M. 2018 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019 n. 7.	

Tabella 7.5: Determinazione azione del vento.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 delle NTC 2018. Per la localizzazione tramite coordinate GPS e l'altitudine del sito si prendono come riferimento i dati relativi al condominio in viale Raffaello Sanzio n° 58 relativi alla "Relazione geologica e consulenza



geotecnica” redatta dal Dott. Geologo Carlo Moriconi per il progetto per ristrutturazione di un fabbricato danneggiato dagli eventi sismici del 24, 26 agosto e 30 ottobre 2016.

#### 7.1.4.4 Determinazione dell'azione della neve

Il calcolo dell'azione della neve è stato effettuato con esplicito riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo §3.4 delle NTC 2018. I dati relativi sono riportati in Tabella 7.6.

DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			
Zona Geografica	II	Coefficiente Termico	1.00
Altitudine sito s.l.m. (m)	442	Coefficiente di forma	0.80
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1.00
Carico di riferimento kg/mq	157	Carico neve di calcolo kg/mq	125
Il calcolo della neve è effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2018 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019 n. 7.			

Tabella 7.6: Determinazione azione della neve.

#### 7.1.5 Modelli analizzati

Nella definizione dei modelli sono state rispettate le indicazioni derivanti dal progetto. Una volta definiti i modelli base costituiti dagli elementi in cemento armato ed acciaio, sono state inserite le proprietà dei materiali, applicati i carichi gravitazionali, introdotto lo spettro di progetto per la progettazione della struttura e verificati i vari elementi principali e secondari. Per la determinazione delle azioni sulle costruzioni si veda il Par. §7.1.4.

Di seguito sono riportate alcune viste dei modelli tridimensionali analizzati (Figure 7.26 – 7.41).

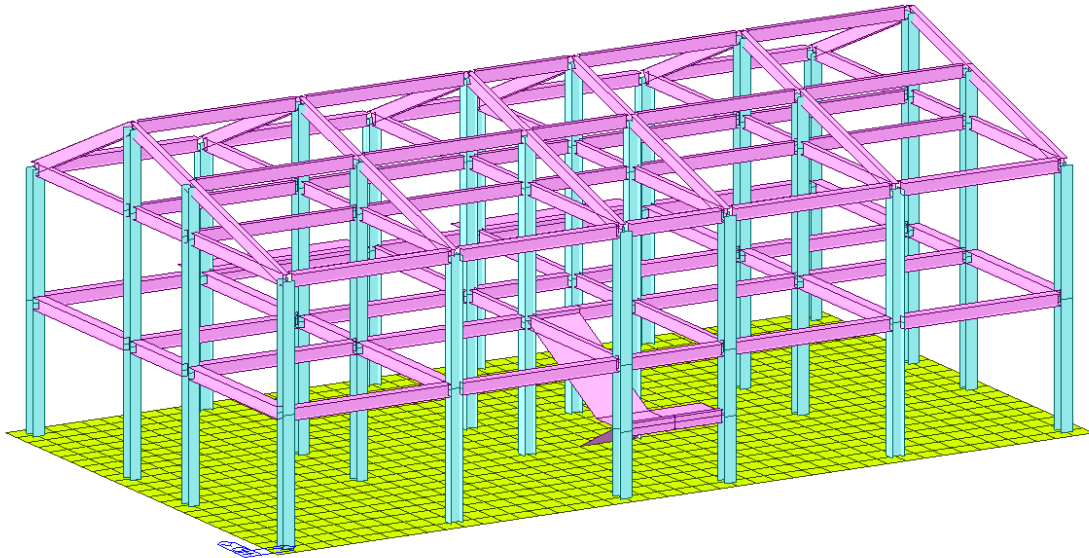


Figura 7.26: Modello FEM edificio a due piani in acciaio con platea di fondazione - Vista assometrica 1.

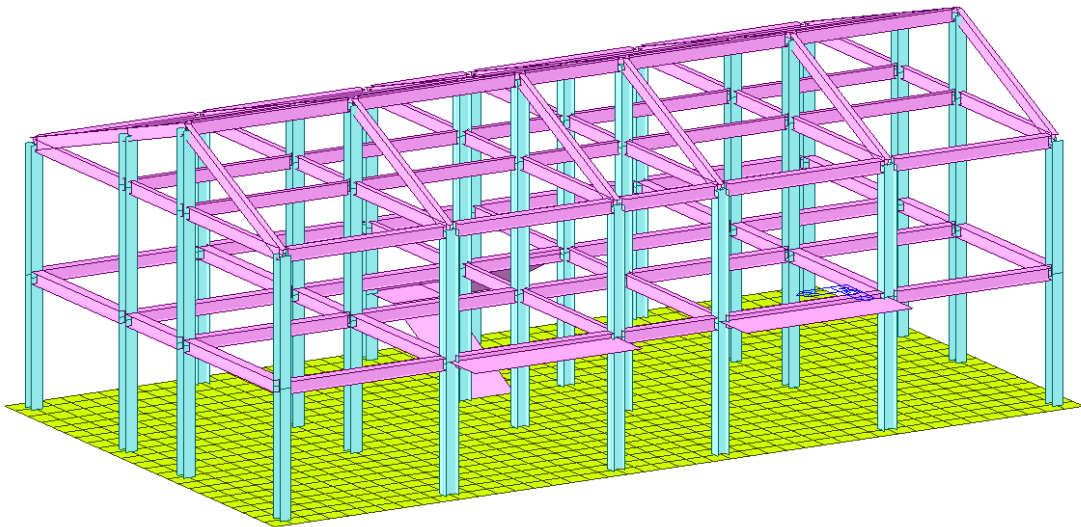


Figura 7.27: Modello FEM edificio a due piani in acciaio con platea di fondazione - Vista assometrica 2.

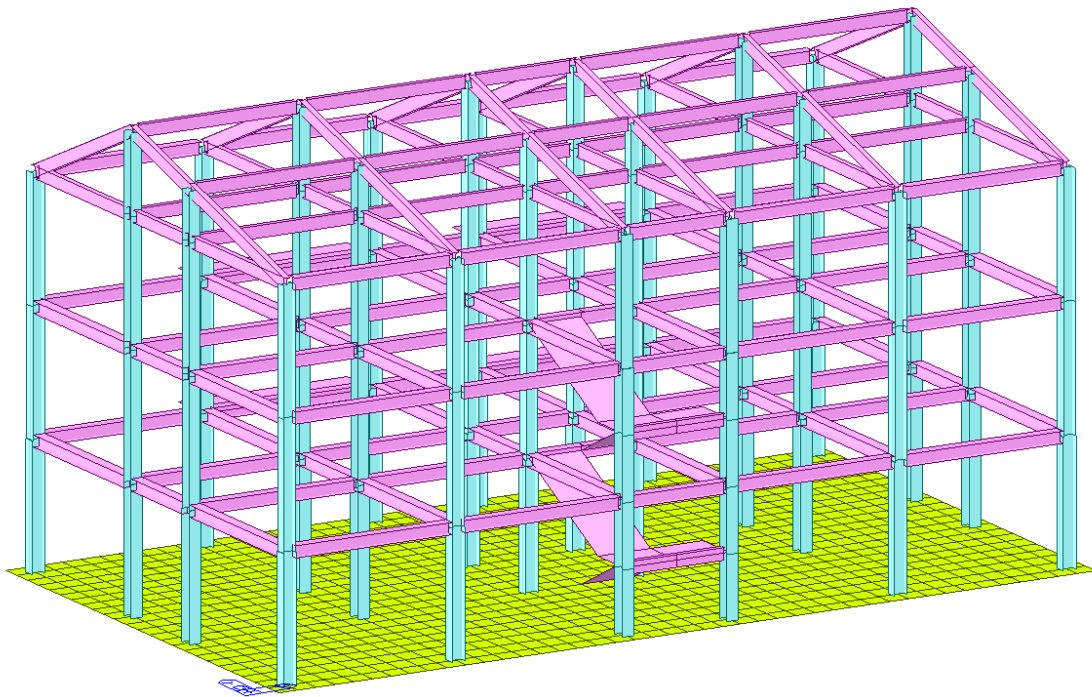


Figura 7.28: Modello FEM edificio a tre piani in acciaio con platea di fondazione - Vista assometrica 1.

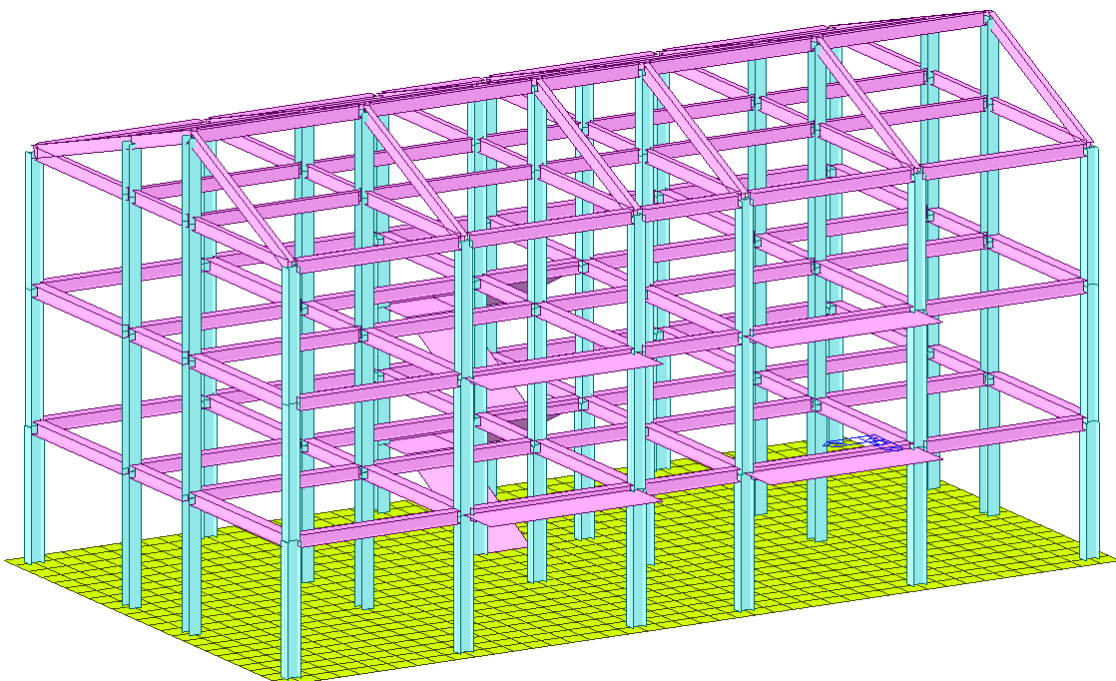


Figura 7.29: Modello FEM edificio a tre piani in acciaio con platea di fondazione - Vista assometrica 2.

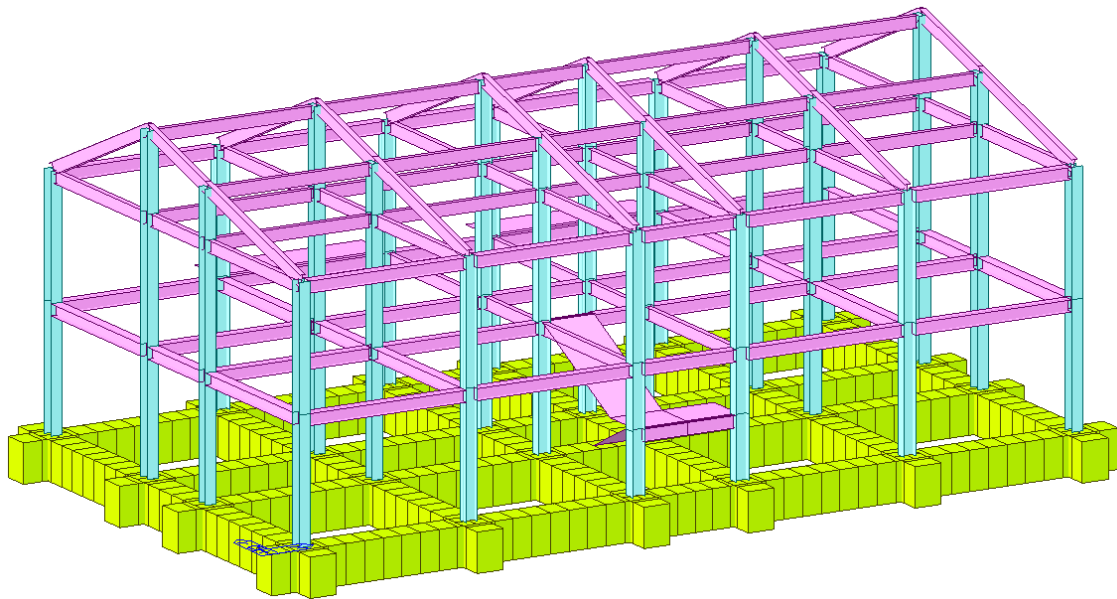


Figura 7.30: Modello FEM edificio a due piani in acciaio con trave rovescia - Vista assometrica 1.

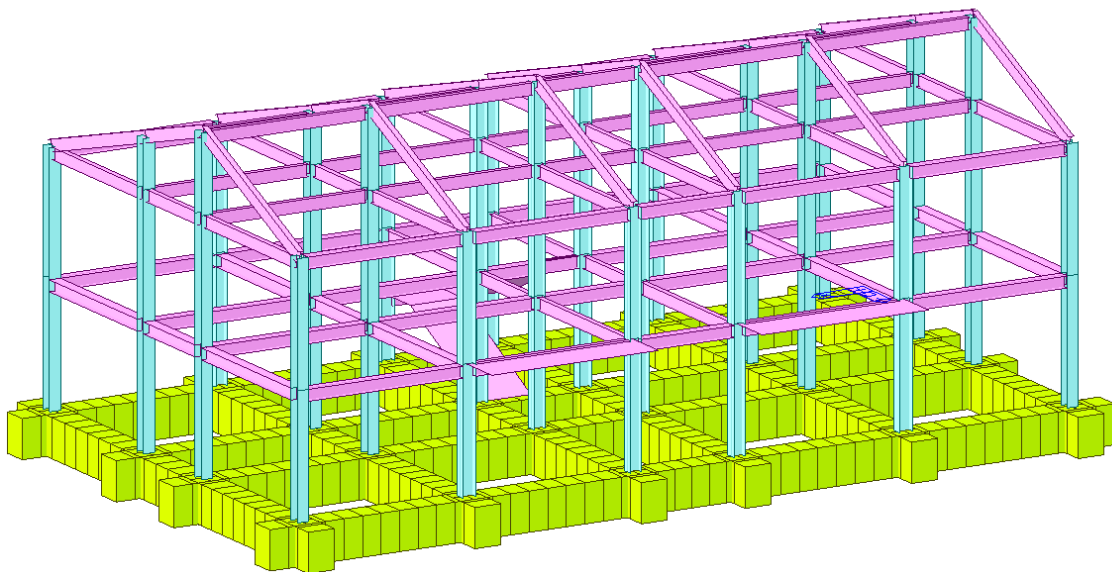


Figura 7.31: Modello FEM edificio a due piani in acciaio con trave rovescia - Vista assometrica 2.

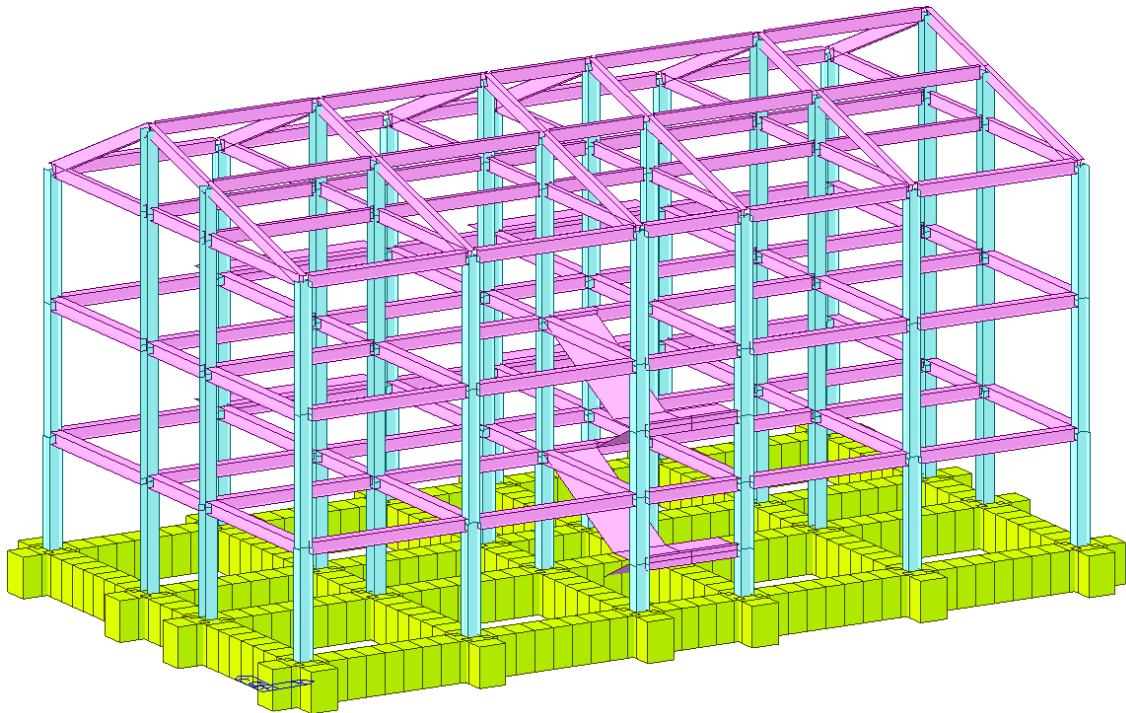


Figura 7.32: Modello FEM edificio a tre piani in acciaio con trave rovescia - Vista assonometrica 1.

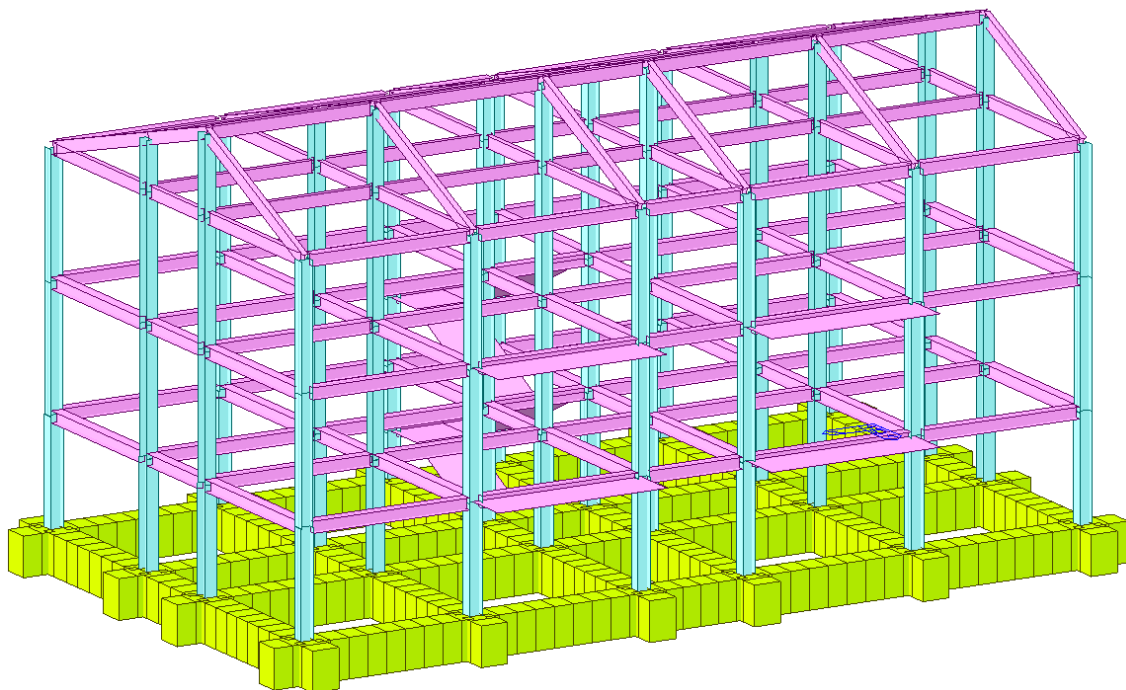


Figura 7.33: Modello FEM edificio a tre piani in acciaio con trave rovescia - Vista assonometrica 2.

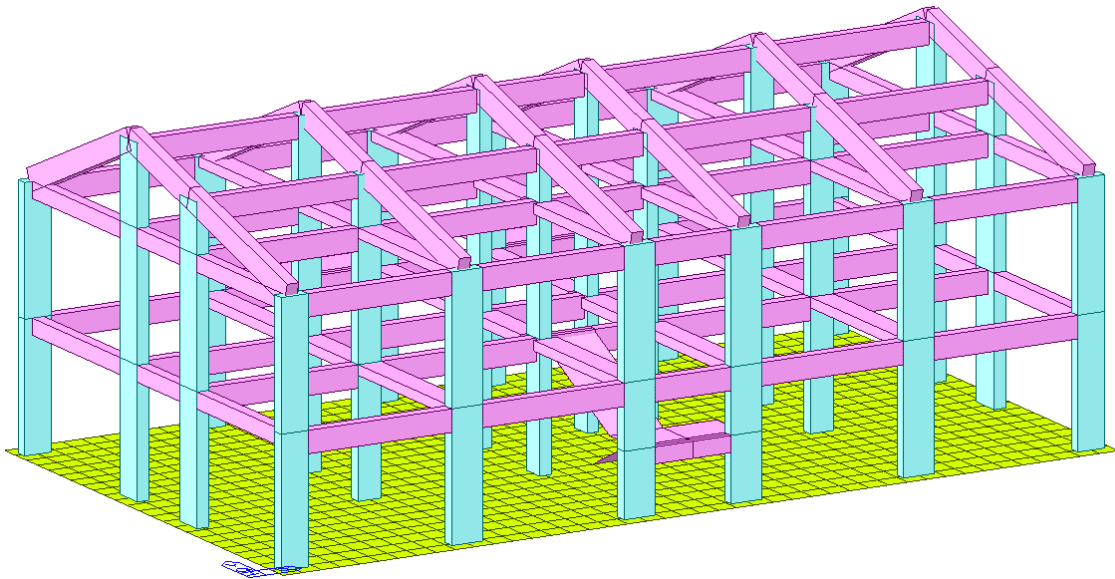


Figura 7.34: Modello FEM edificio a due piani in c.a. con platea di fondazione - Vista assometrica 1.

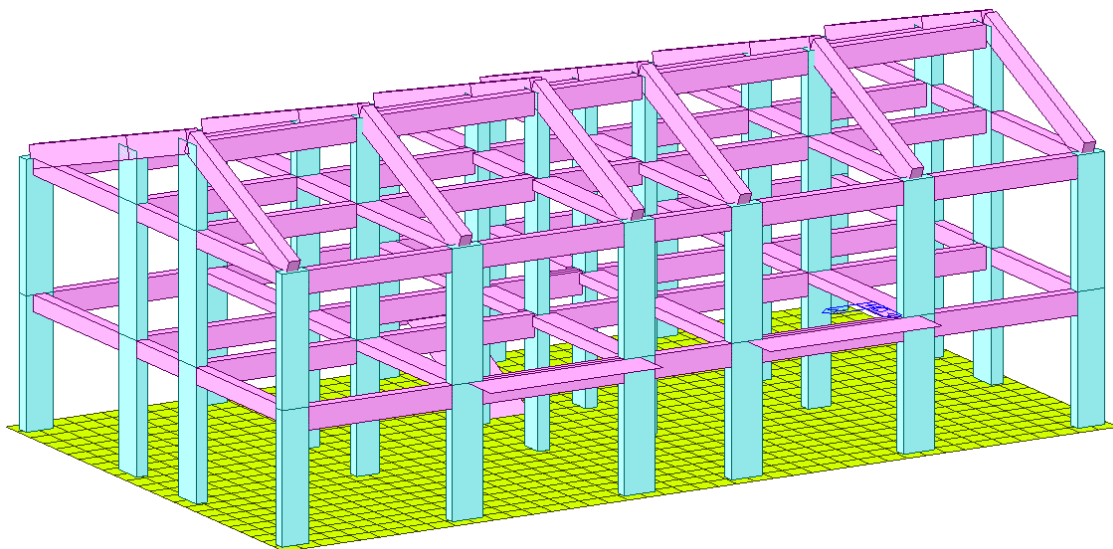


Figura 7.35: Modello FEM edificio a due piani in c.a. con platea di fondazione - Vista assometrica 2.



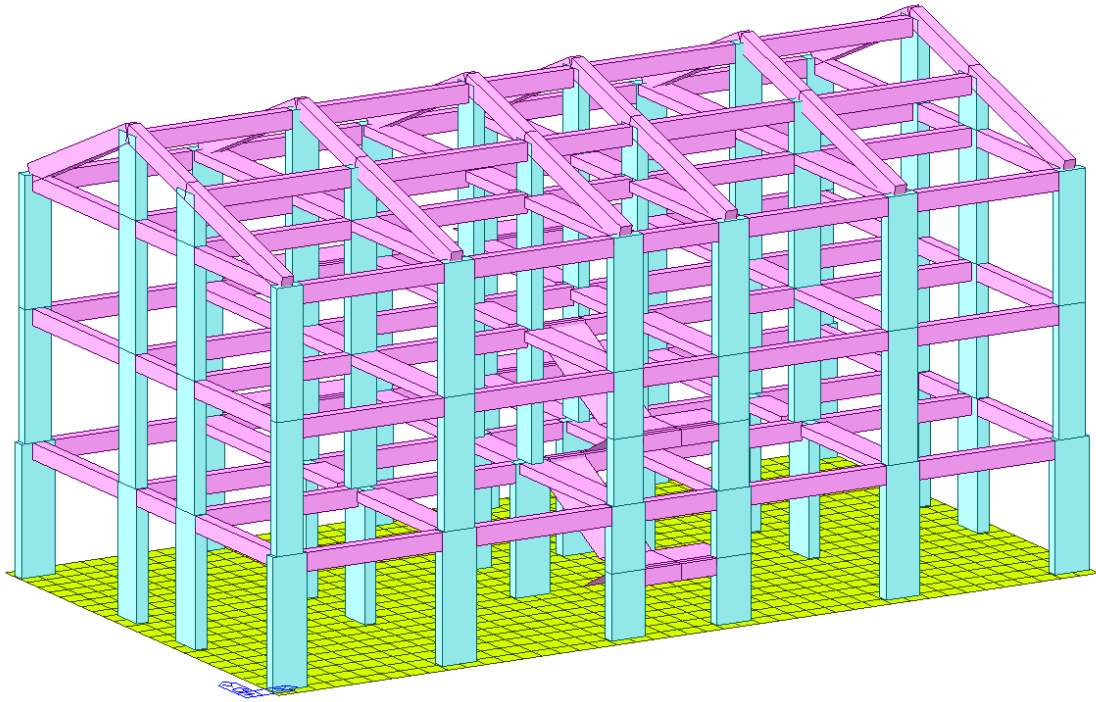


Figura 7.36: Modello FEM edificio a tre piani in c.a. con platea di fondazione - Vista assonometrica 1.

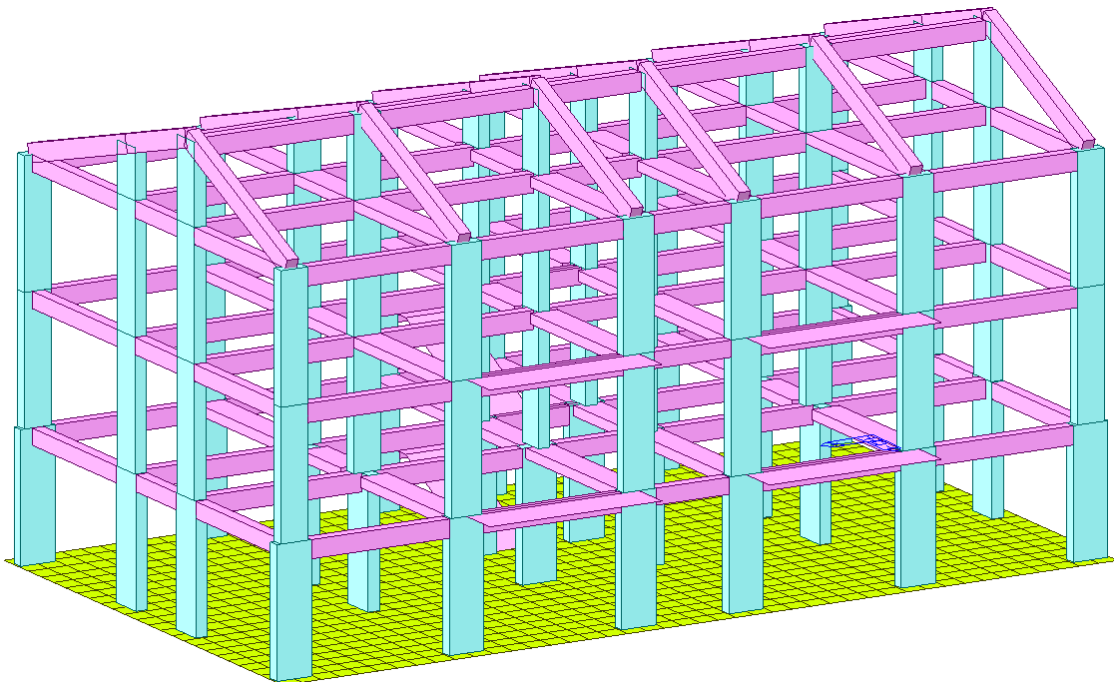


Figura 7.37: Modello FEM edificio a tre piani in c.a. con platea di fondazione - Vista assonometrica 2.

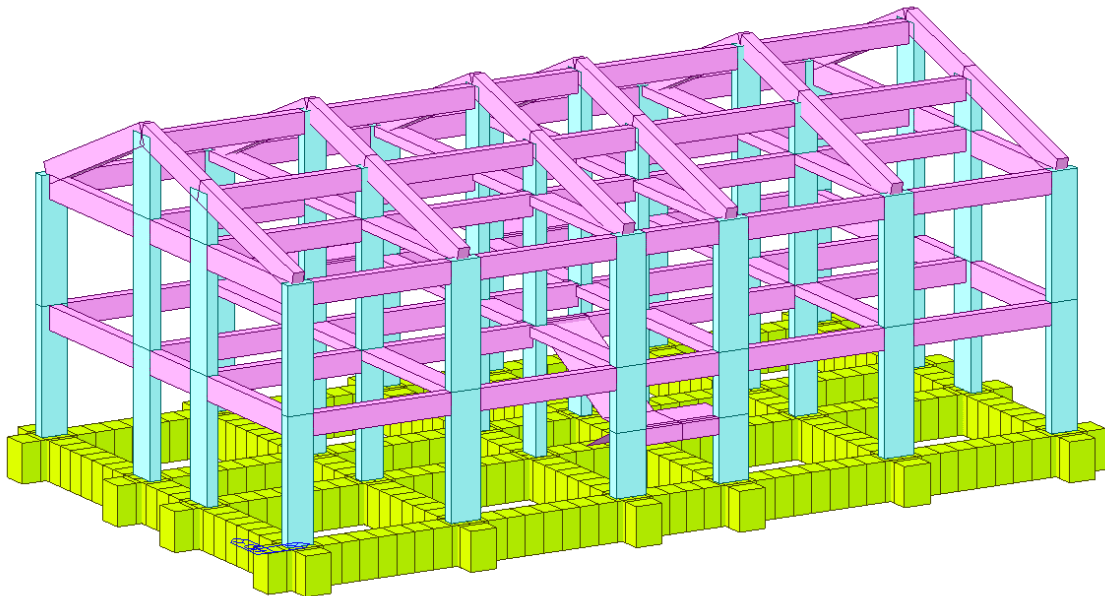


Figura 7.38: Modello FEM edificio a due piani in c.a. con trave rovescia - Vista assometrica 1.

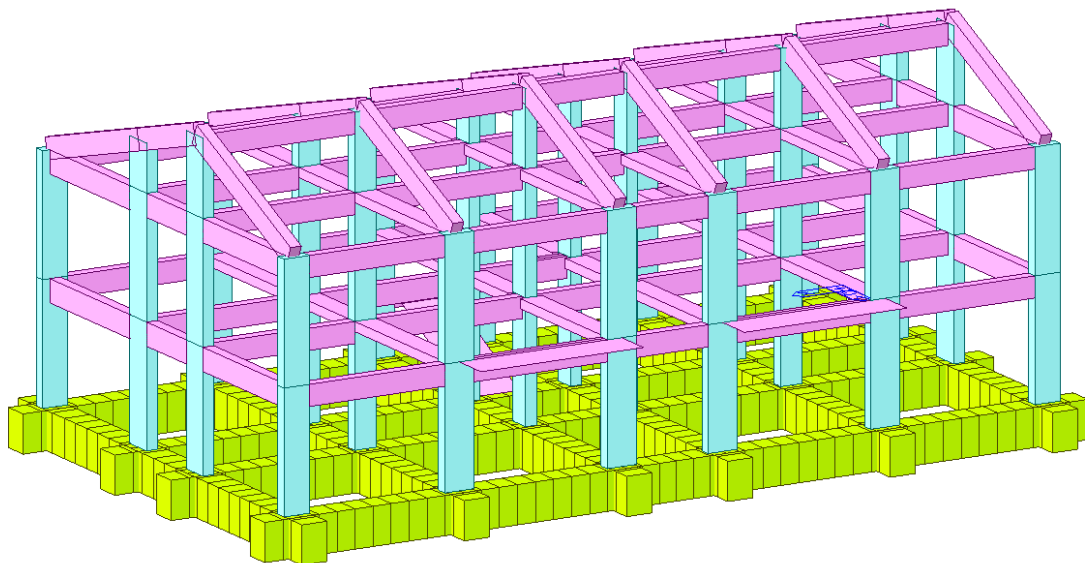


Figura 7.39: Modello FEM edificio a due piani in c.a. con trave rovescia - Vista assometrica 2.

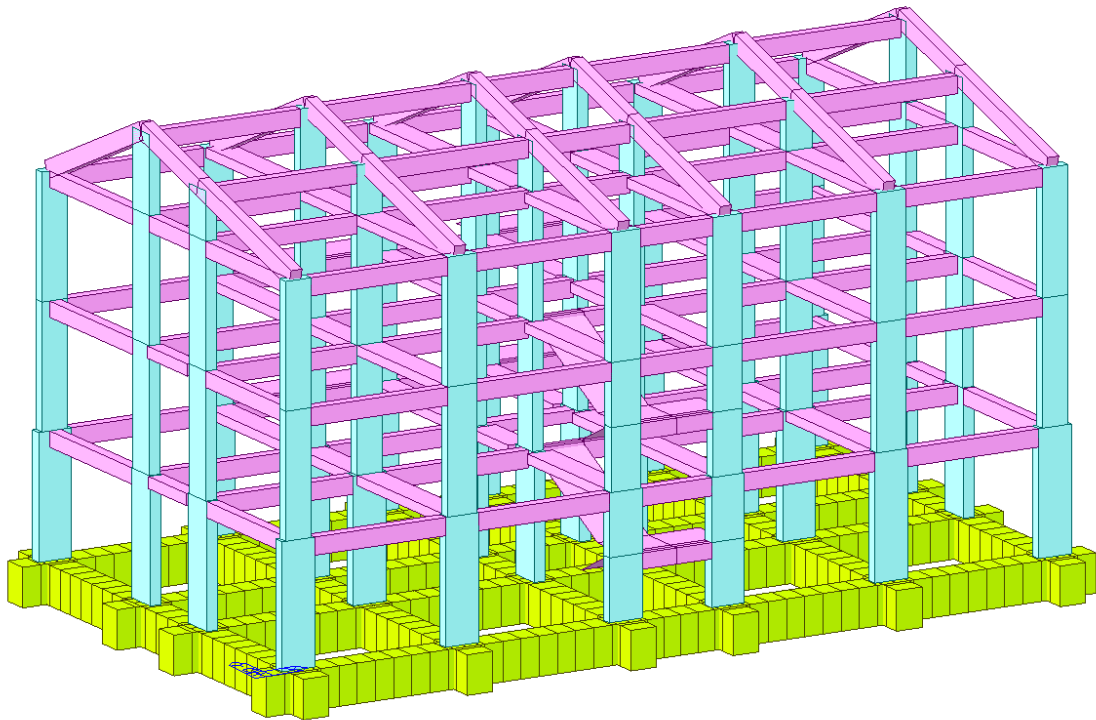


Figura 7.40: Modello FEM edificio a tre piani in c.a. con trave rovescia - Vista assometrica 1.

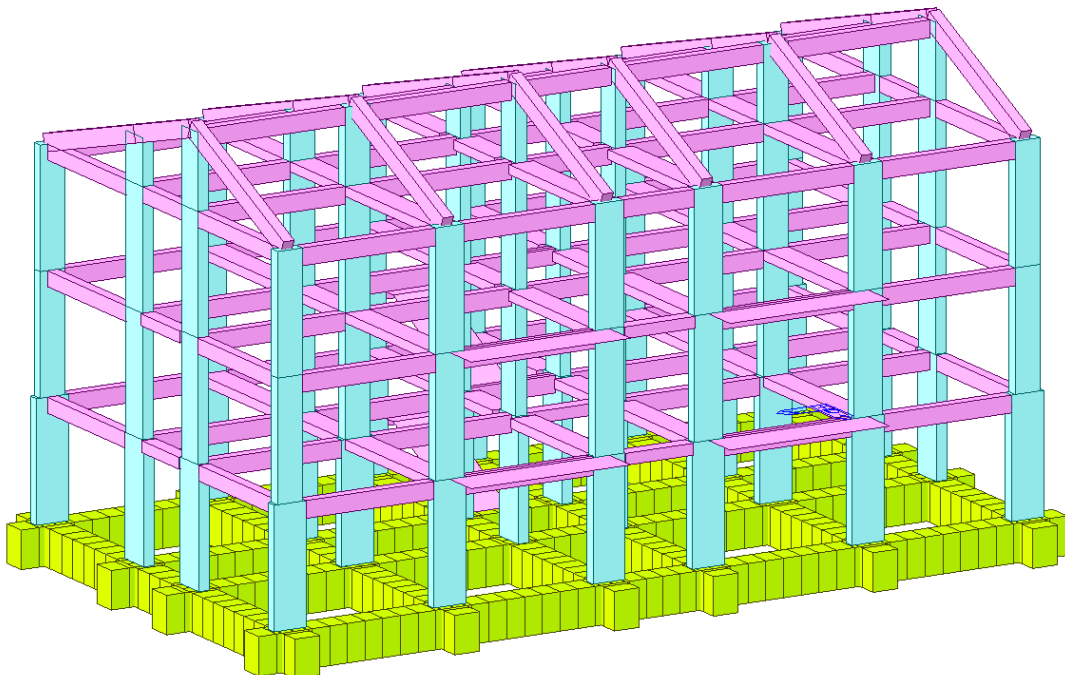


Figura 7.41: Modello FEM edificio a tre piani in c.a. con trave rovescia - Vista assometrica 2.



I solai di ciascun modello, come già accennato nel Par. §7.1.1, sono stati considerati infinitamente rigidi e quindi indeformabili nel proprio piano, associando a ciascun impalcato tre possibili gradi di libertà (due traslazionali nel piano e uno rotazionale attorno all'asse ortogonale al piano).

### 7.1.6 Costante di Winkler

Il modello di Winkler (1867) costituisce uno degli approcci più utilizzati per una risoluzione semplice e rapida del problema, soprattutto per il calcolo delle travi di fondazione.

La costante di sottofondo o coefficiente di Winkler o coefficiente di reazione del terreno (generalmente indicato con  $K$ ) è, per definizione, una pressione (carico) capace di provocare un cedimento elastico unitario di suolo ( $N/m^3$  o  $kg/cm^3$ ).

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato, anche dalle proprietà geotecniche del terreno di fondazione, dalle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, dalla forma e dimensioni della fondazione e dalla distribuzione dei carichi agenti. È importante sottolineare che il coefficiente di Winkler non è una proprietà solo ed esclusivamente del terreno. Inoltre, poiché il terreno è stratificato, il valore di  $K$  dipende dallo spessore dello strato di terreno interessato dalle sollecitazioni e dalle sue caratteristiche geotecniche. Infine, si precisa che il modello di Winkler non tiene conto del comportamento del terreno al di fuori dell'impronta di carico della fondazione e pertanto non tiene conto dell'interazione con fondazioni di manufatti adiacenti.

Il valore della costante di Winkler che approssima bene il comportamento delle travi di fondazione su suolo elastico è stimabile attraverso la seguente formula (Vesic 1961):

$$K = \frac{0.65}{B} \left[ \frac{E B^4}{E_{cls} \left( \frac{B H^3}{12} \right)} \right]^{\frac{1}{12}} \frac{E}{1 - \nu^2}$$



dove

B larghezza della fondazione;

E modulo di Young statico (di elasticità) del terreno;

H spessore della fondazione;

$E_{cls}$  modulo di elasticità del calcestruzzo (§7.1.3);

J momento d'inerzia della sezione della fondazione =  $(BH^3/12)$ ;

$\nu$  coefficiente di Poisson.

Un'altra formulazione di validità generale che approssima bene il comportamento di fondazioni su suolo elastico è quella di Bowles (1991):

$$K = \frac{E}{B(1 - \nu^2)}$$

Nel caso di platee di fondazione, la costante di Winkler può risultare più elevata ai bordi rispetto che al centro. Inoltre, considerando l'intera impronta della platea si otterrebbero valori troppo bassi di  $K$  e in assenza di prove di carico su piastra non è possibile determinarla con esattezza. In questo caso si imposterebbe lo stesso valore di  $K$  in ogni punto.

Per il calcolo di  $K$  in una platea è opportuno fare riferimento non all'intera dimensione della platea ma ad un "plinto ideale" intorno ad un qualsiasi pilastro le cui dimensioni in pianta garantiscano un comportamento rigido dello stesso. Ad esempio, è possibile considerare l'interasse di applicazione del carico (e perciò l'interasse tra i pilastri).

Nelle elaborazioni di cui alla presente relazione è stato utilizzato il valore di  $K=21.2$  N/cm<sup>3</sup>.



### **7.1.7 Progettazione e metodi di analisi**

Per calcolare la struttura è stata utilizzata l'analisi dinamica lineare e, in questo caso, la domanda sismica è stata ridotta utilizzando il fattore di comportamento  $q=1.5$  (cfr. §7.1.4.2).

Dopo aver determinato i modi di vibrare della costruzione e calcolato gli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, è necessario eseguire la progettazione degli elementi in calcestruzzo armato e le verifiche delle sezioni in acciaio.

Perciò, scelta la normativa di riferimento (Eurocodice2:04/Eurocodice3:05 e NTC2018), selezionati i coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà dei materiali (§4.1.2.1.1-NTC2018), definite le proprietà del calcestruzzo e dell'acciaio delle barre e le limitazioni di armatura (NTC2018 §7.4.6.2), si è effettuata la progettazione delle barre longitudinali e delle staffe verificando anche l'integrità del calcestruzzo come indicato nel §4.1.2-NTC2018 per le verifiche degli stati limite. Analoga procedura, di verifica, è stata condotta sugli elementi in acciaio strutturale in accordo al §4.2.4.1.1-NTC2018 per i coefficienti parziali di sicurezza per le proprietà del materiale.

Una volta progettate le strutture, concordemente a quanto richiesto della NTC2018, sono stati imposti i cedimenti a livello delle fondazioni (come riportato nei successivi Paragrafi §7.2÷7.4) ed è stato valutato il comportamento di ciascuna tipologia di fondazione variando il numero di piani della struttura in elevazione (palazzina a due o tre piani).

Per considerare il comportamento non lineare dei materiali e per rappresentare al meglio le fasi appena descritte, si è fatto uso di una modellazione a plasticità concentrata, dove il comportamento strutturale dell'edificio è modellato attraverso l'utilizzo di cerniere plastiche (Figura 7.42) a flessione e a taglio secondo la formulazione prevista dalle NTC2018 e dall'EC8 applicate a tutti gli elementi principali strutturali (pilastri e travi).



Le cerniere plastiche a flessione evolvono dalla fase elastica (cerniera blu), alla fase plastica (cerniera azzurra) per giungere infine alla rottura (cerniera rossa) mentre quelle a taglio progrediscono dalla fase elastica a quella plastica (Figura 7.42).

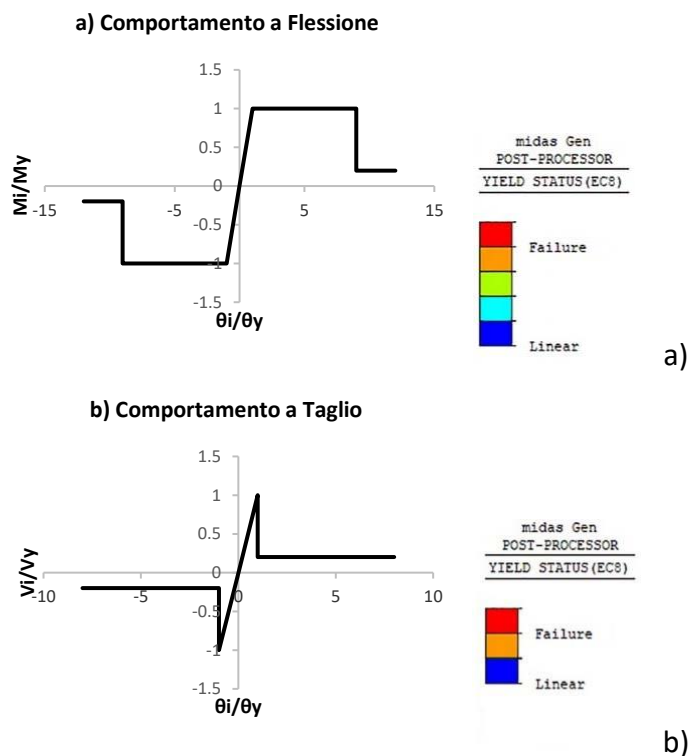


Figura 7.42: Legami adimensionali forza-deformazione adottati per: a) flessione e b) taglio (con progressione delle cerniere plastiche).

Per ogni caso analizzato si riporta l'andamento delle cerniere plastiche a completamento del cedimento per tutte le componenti prese in esame ossia sforzo normale, taglio e momento ( $D_z$  e  $M_y$  per travi e  $D_x$ ,  $D_y$ ,  $D_z$ ,  $M_y$  e  $M_z$  per pilastri). Si ricorda che le fondazioni, sono state considerate rimanere in campo elastico.

## 7.2 Effetto del cedimento fondale sulle tipologie strutturali

Al variare della tipologia strutturale progettata nel precedente §7.1.5 con la spinta sismica riportata nel §7.1.4.2, si vuole ora indagare quanto una tipologia strutturale sia idonea a sostenere i cedimenti fondali, nello specifico differenziali, attesi all'interno del quartiere "Madonnetta".


**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

A partire dai dati contenuti nella presente relazione e riportati al Capitolo 5, e con riferimento ai cedimenti misurati e riportati nella relazione tecnico illustrativa “MANUTENZIONE QUARTIERE IN LOC. “LA MADONNETTA” IN COMUNE DI PIORACO VALUTAZIONE NESSO CAUSALITÀ DANNO/SISMA AGOSTO-OTTOBRE 2016” redatta dallo studio tecnico associato geologia-ingegneria “geoequipe” (v. “TAV. 5c – PLANIMETRIA ISOCEDIMENTI ASSOLUTI AGOSTO 1998 – FEBBRAIO 2017”), sono state scelte diverse possibili situazioni “realistiche” frutto di una combinazione delle due informazioni.

Con tale scelta si vuole colmare la mancanza di informazioni numeriche in determinate zone, per il tramite di misure reali riportate in forma di curve di isocedimenti totali derivanti dagli abbassamenti riscontrati all’interno del quartiere “Madonnetta” del comune di Pioraco (Figura 7.43). È comunque da sottolineare come i cedimenti numerici e quelli reali non differiscano di quantità rilevanti, così come già ampiamente dimostrato nel §5.6.3 della presente relazione.

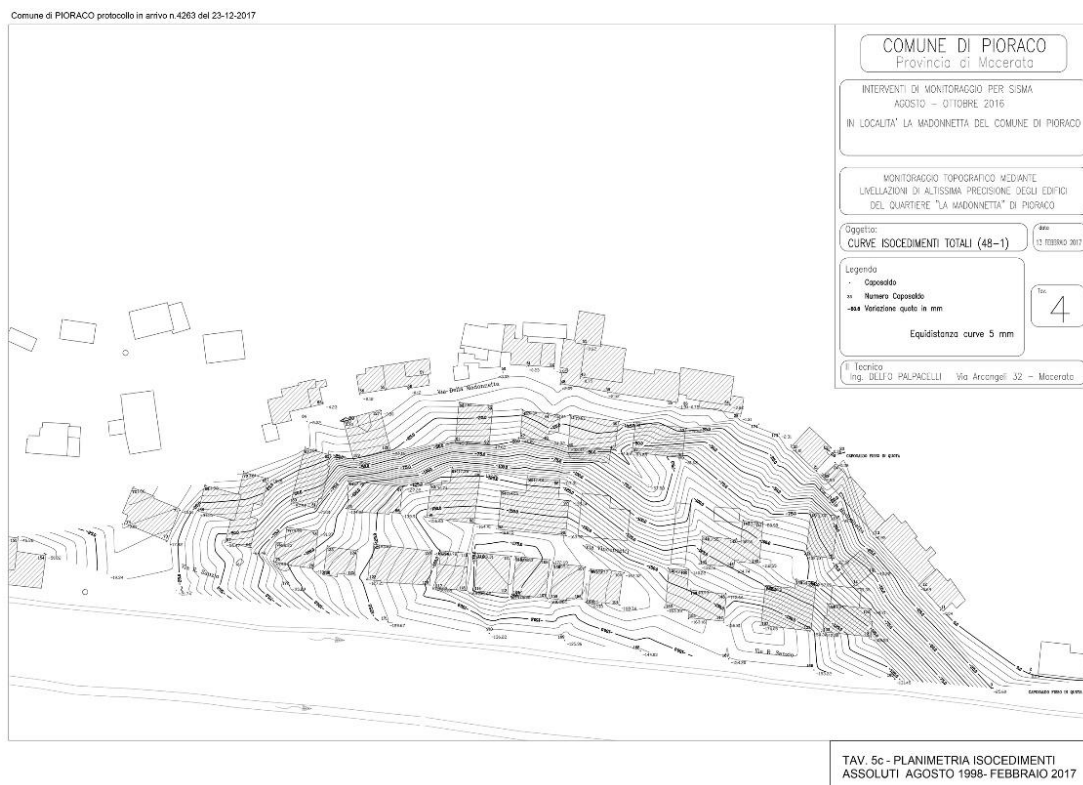


Figura 7.43 TAV. 5c – PLANIMETRIA ISOCEDIMENTI ASSOLUTI AGOSTO 1998 – FEBBRAIO 2017 redatta dal tecnico Ing. Delfo Palpacelli.

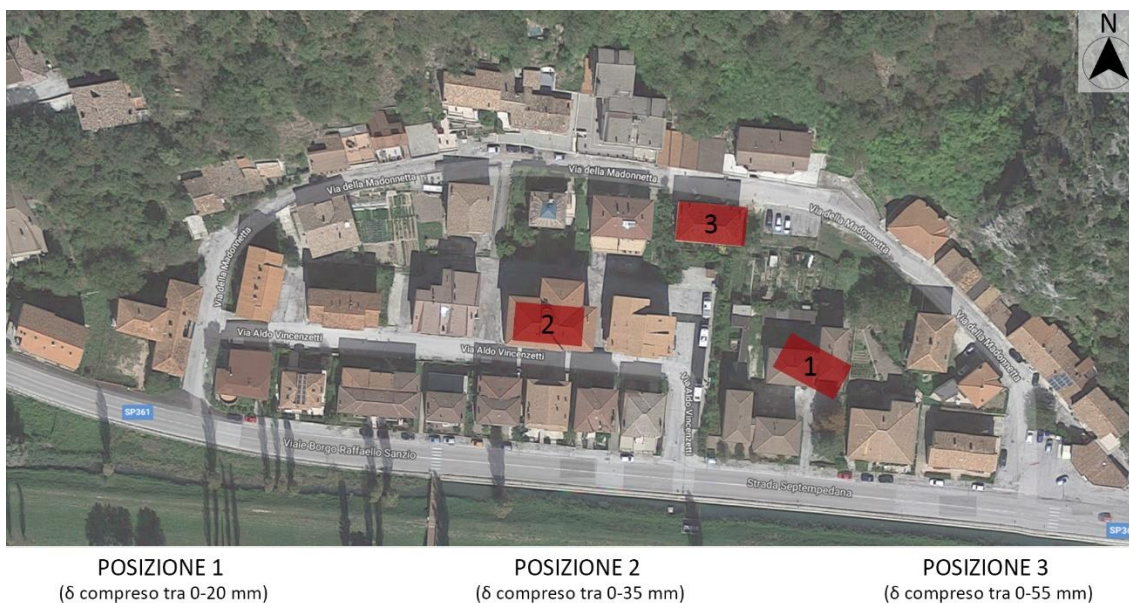




In tale area, sono state scelte tre posizioni specifiche (individuate nella Figura 7.44) ponderando per ciascuna, tra dato numerico e dato sperimentale, i diversi intervalli di cedimenti. Questi sono stati poi applicati all'intradosso della fondazione di ogni tipologia strutturale considerata nel presente studio, e con la seguente distinzione:

- la POSIZIONE 1 è sottoposta ad un cedimento in fondazione compreso tra 0-20 mm;
- la POSIZIONE 2 è sottoposta ad un cedimento in fondazione compreso tra 0-35 mm;
- la POSIZIONE 3 è sottoposta ad un cedimento in fondazione compreso tra 0-55 mm.

Va sottolineato che, a livello strutturale, non sono rilevanti i cedimenti assoluti, ma piuttosto quelli differenziali, ed è su questi che si è posta l'attenzione.



*Figura 7.44: Localizzazioni delle POSIZIONE 1, 2 e 3 scelte all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco per l'applicazione dei cedimenti reali del terreno.*



Sia per l’edificio con trave di fondazione (Figura 7.45) sia per quello con la platea (Figura 7.46) sono state realizzate curve di isocedimento con passo  $\Delta\delta=5$  mm e che coprono tutta l’impronta della fondazione.

Si ricorda, che prima ancora di eseguire le analisi statiche non lineare portando in plasticità la sovrastruttura, si è proceduto ad una preventiva verifica del sistema fondale, sia con graticcio di travi rovesce sia con platea, in modo tale da poter assorbire tutti i cedimenti differenziali rimanendo in campo lineare. Da tali verifiche è emerso che, per una corretta progettazione del sistema in virtù dei cedimenti attesi, le travi rovesce o le platee non potranno avere altezze inferiori ai 100 cm.

Si vuole in ultimo ricordare che in questo paragrafo non si effettuano analisi di sensitività, bensì viene stimato il comportamento delle strutture selezionate sottoposte a cedimenti valutati per il sito.

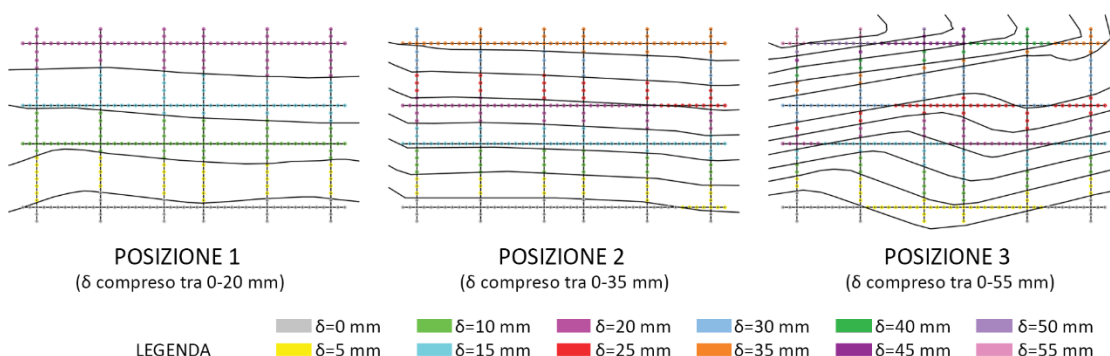


Figura 7.45: Cedimenti fondali applicati ad edifici a due e tre piani con trave di fondazione POSIZIONE 1, 2 e 3 all’interno del quartiere “Madonnetta” del comune di Pioraco.

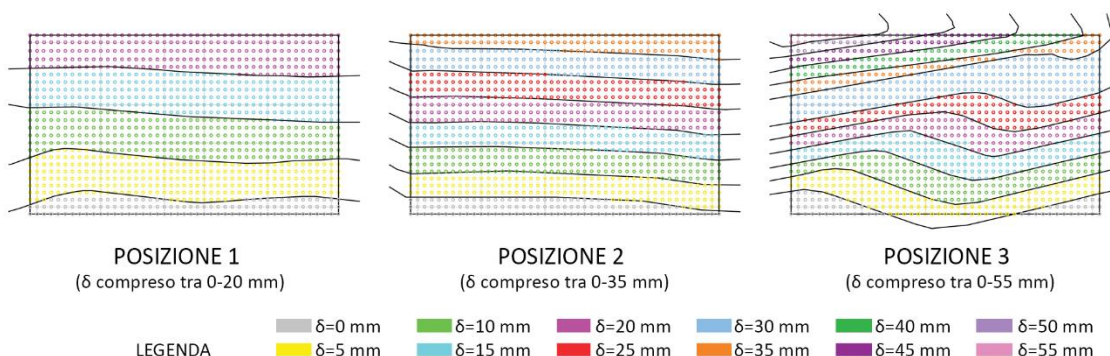


Figura 7.46: Cedimenti fondali applicati ad edifici a due e tre piani con platea di fondazione POSIZIONE 1, 2 e 3 all’interno del quartiere “Madonnetta” del comune di Pioraco.



## **7.2.1 Edificio con Platea di Fondazione**

Le strutture con platea di fondazione esibiscono un comportamento diverso a seconda della collocazione degli edifici sulle tre posizioni all'interno del sito, ma generalmente ascrivibile ad un'attivazione di meccanismi locali nel caso di telai in c.a., e risultando invece totalmente efficaci in presenza di telai in acciaio.

### **7.2.1.1 Edificio a due piani**

Le Figure 7.47÷7.52 mostrano il comportamento della struttura a due piani progettata secondo le NTC2018 con fondazione a platea di spessore 100 cm nelle POSIZIONI 1,2,3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

Riguardo all'inserimento dell'edificio nella POSIZIONE 1, si osserva che la struttura in acciaio rimane in campo elastico mentre quella in c.a. entra in fase plastica con l'accensione di cerniere plastiche a flessione nei pilastri alla base e in alcune travi in elevazione, e a taglio nelle travi di sottotetto e copertura. Analoga situazione è riscontrabile per la POSIZIONE 2 e 3, dove la struttura in acciaio riporta ancora le migliori prestazioni al crescere del cedimento differenziale imposto rimanendo in campo elastico.

In tutte le vari analisi si riscontra l'accensione di poche cerniere plastiche, molto localizzate e per lo più appartenenti ad una sola estremità dell'asta considerata. Le rotture flessionali sono sempre maggiori in numero al crescere dell'entità dello spostamento applicato in fondazione. Le rotture a taglio risentono molto della distribuzione dei cedimenti in fondazione, e risultano essere più sensibili alla differenza di spostamento tra punto e punto piuttosto che alla sua variabilità nel piano.

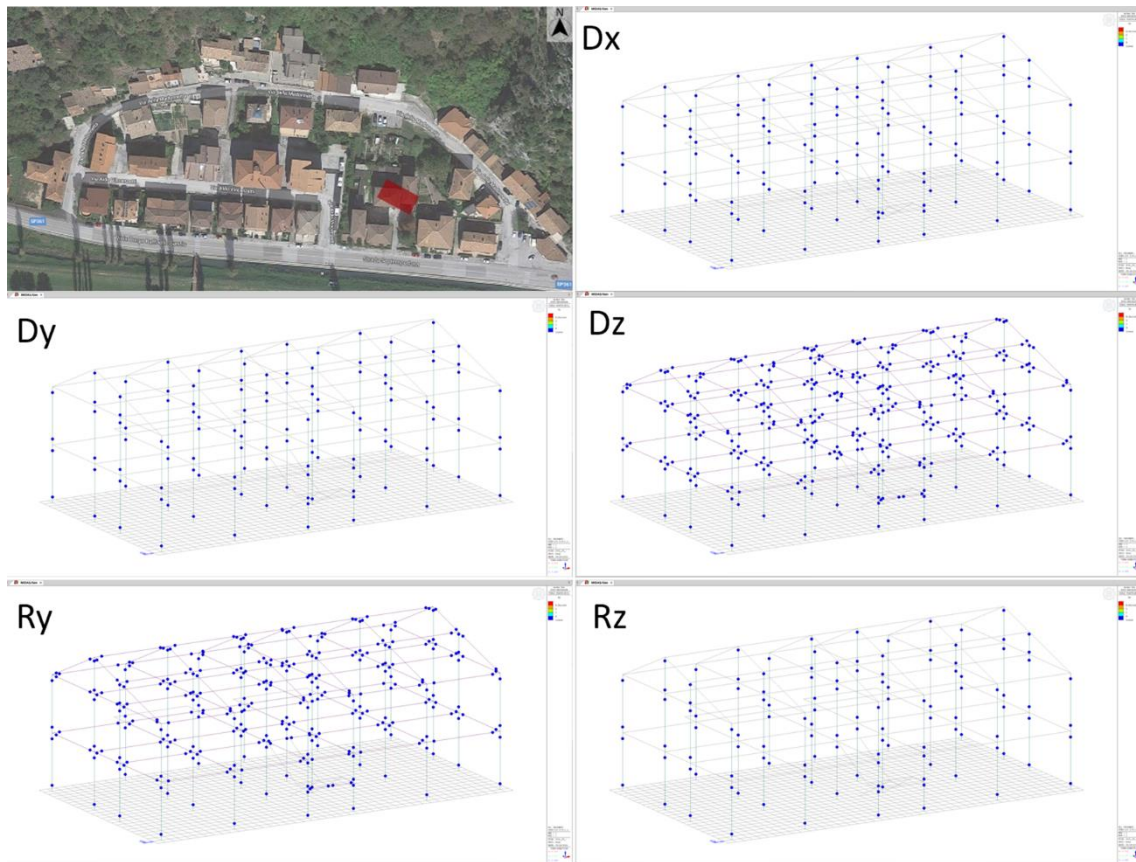


Figura 7.47: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a due piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

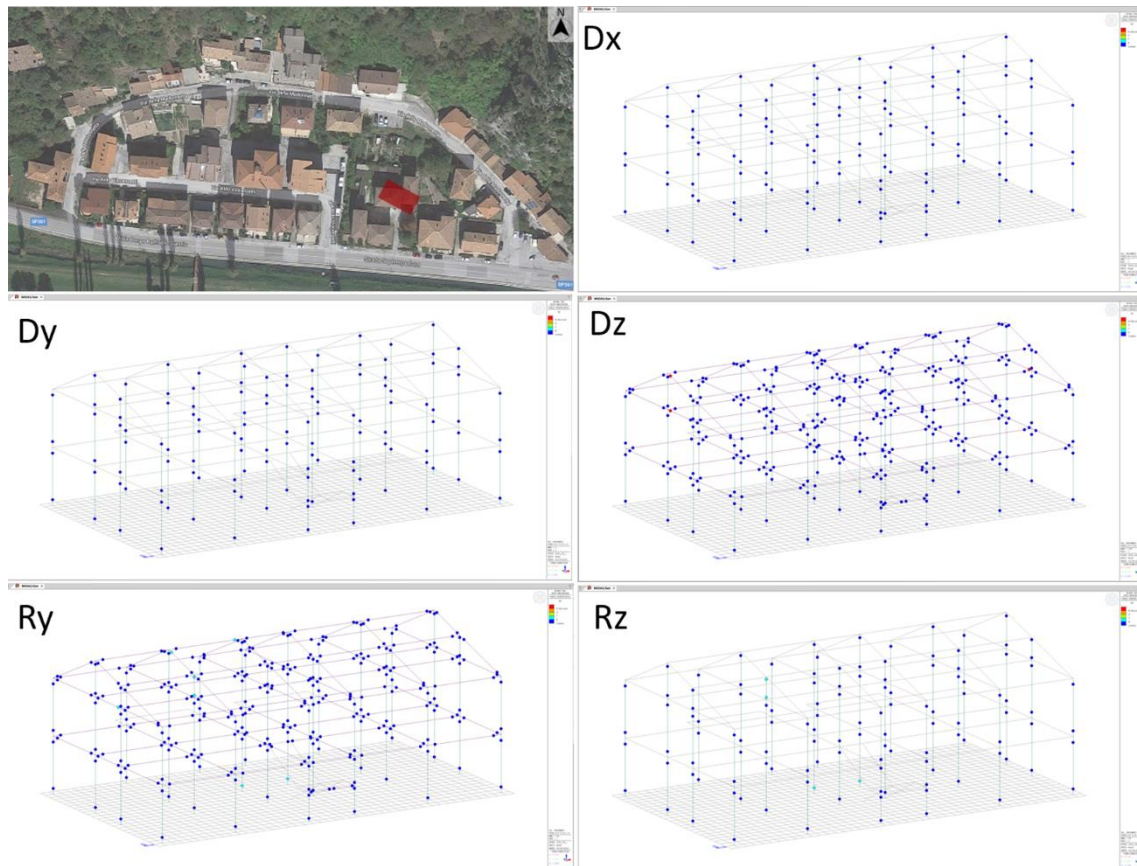


Figura 7.48: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a due piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

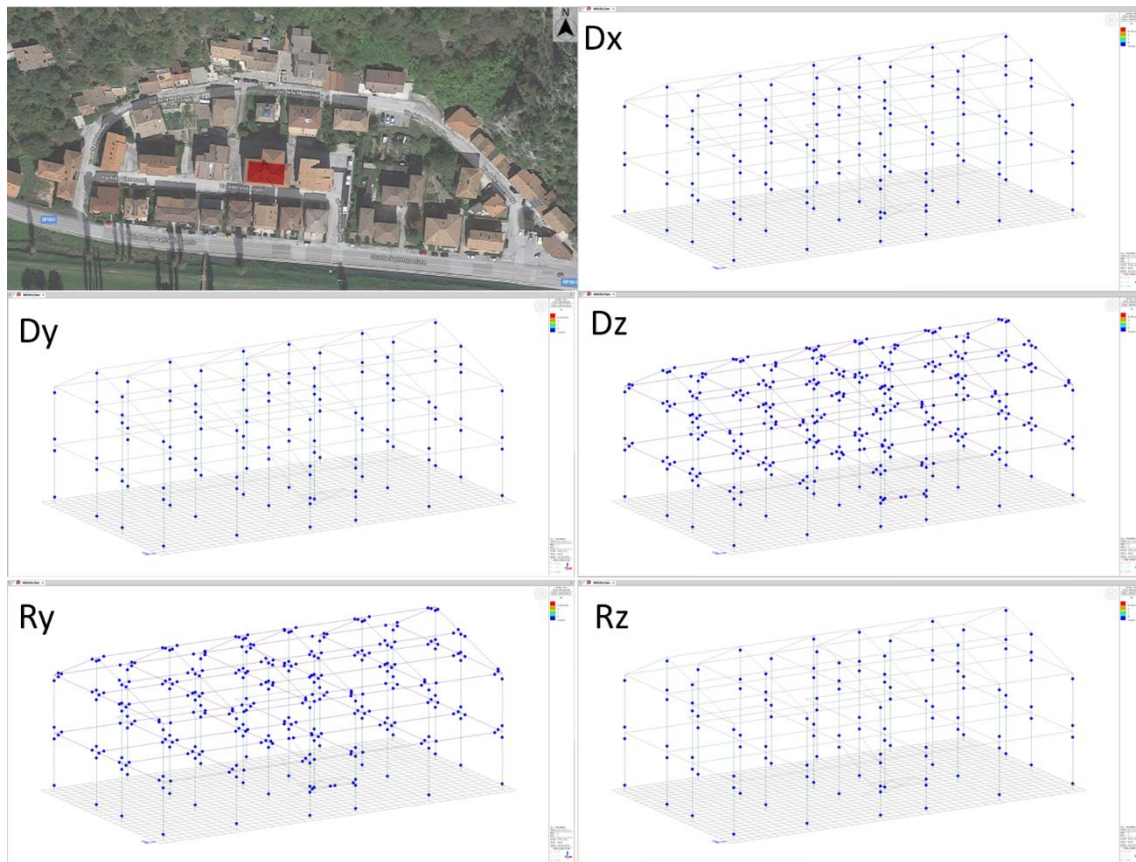


Figura 7.49: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a due piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

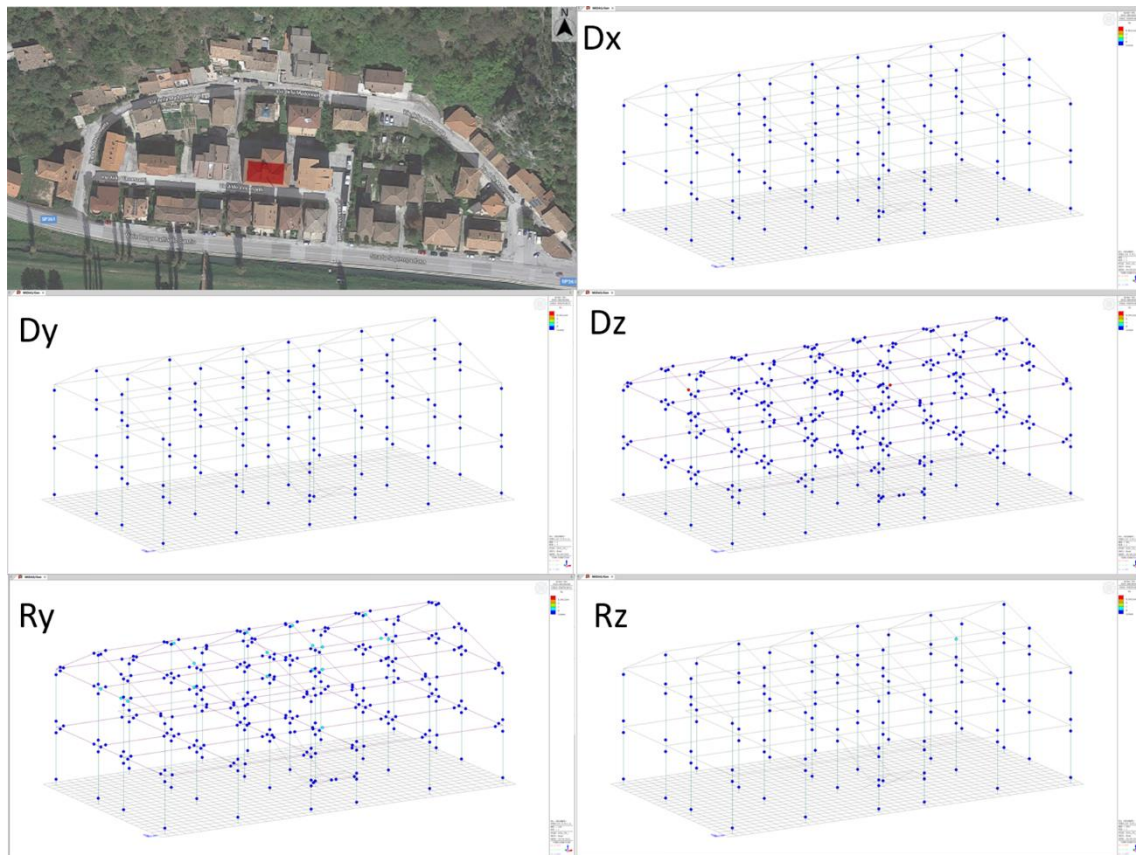


Figura 7.50: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a due piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

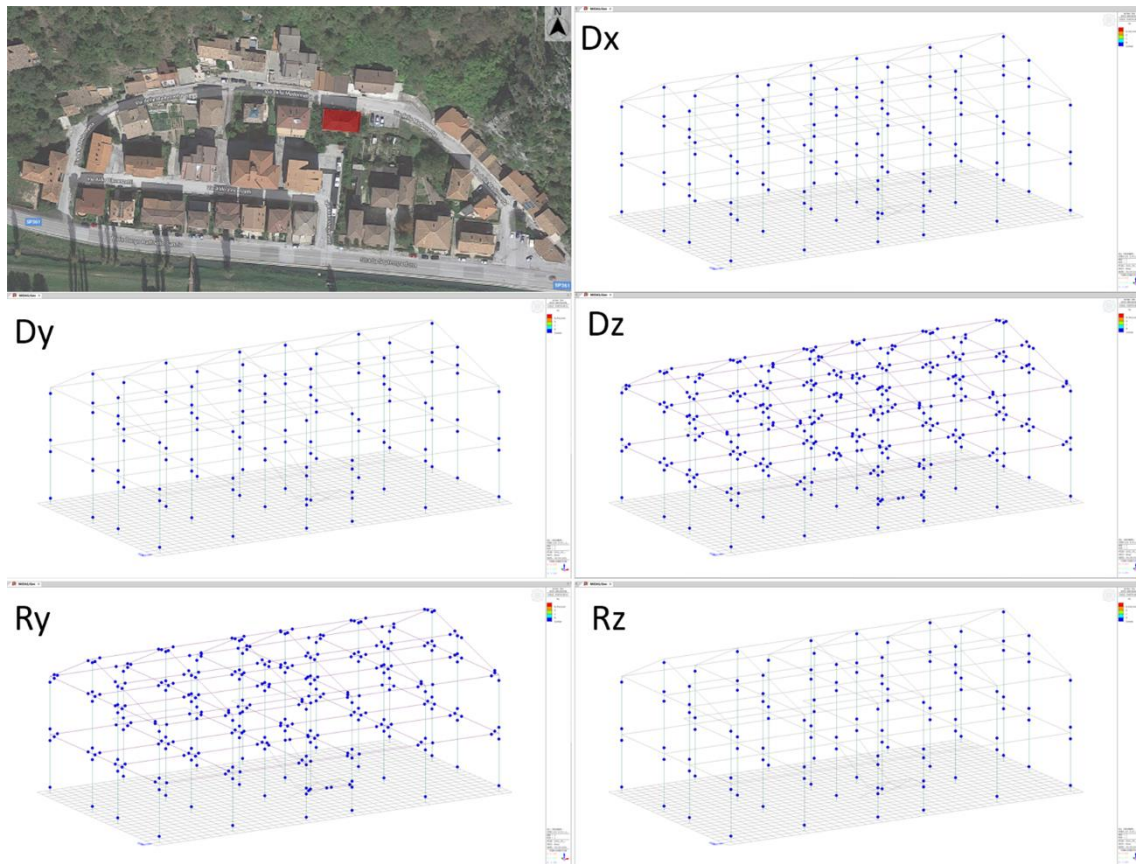


Figura 7.51: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a due piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.



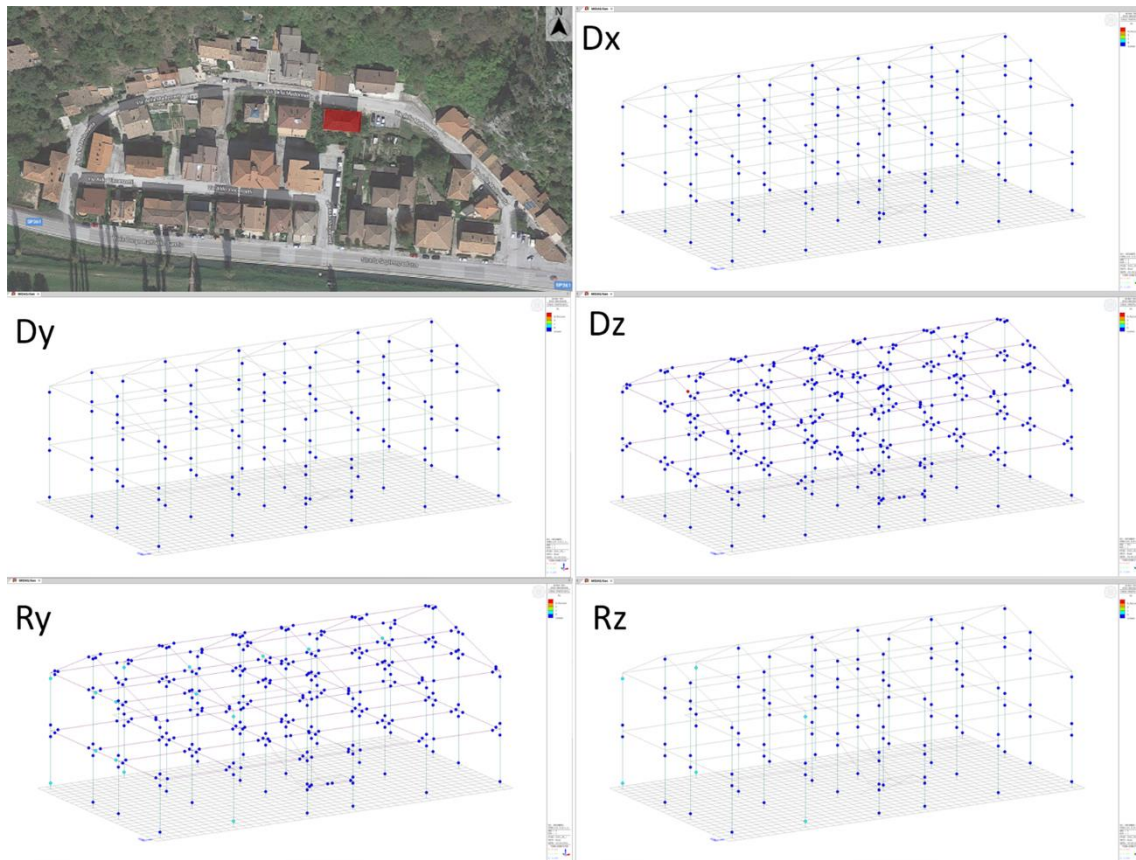


Figura 7.52: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a due piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.



### **7.2.1.2 Edificio a tre piani**

Le Figure 7.53÷7.58 mostrano il comportamento della struttura a tre piani progettata secondo le NTC2018 con fondazione a platea di spessore 100 cm collocata nelle POSIZIONI 1, 2 e 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

Riguardo all'inserimento dell'edificio nella POSIZIONE 1, si osserva che la struttura in acciaio rimane in fase elastica, mentre il telaio in c.a. entra in fase plastica con l'accensione di un ridottissimo numero di cerniere plastiche a flessione nei pilastri e nelle travi del sottotetto, e a taglio nel sottotetto e copertura con formazione di un meccanismo molto localizzato.

Nella POSIZIONE 2, la struttura in acciaio rimane in campo elastico mentre il telaio in c.a. presenta alcune travi snervate nella parte del sottotetto e copertura, una rottura a taglio nella trave di sottotetto e una in copertura ma in generale un miglior comportamento rispetto alla POSIZIONE 1 essendo il cedimento applicato più "lineare".

Nella POSIZIONE 3 a fine abbassamento, il telaio in acciaio rimane ancora in campo elastico mentre nel telaio in c.a. le cerniere raggiungono la fase plastica nei pilastri della prima elevazione, e in alcune travi del primo solaio e del sottotetto. Le rotture a taglio negli elementi in c.a. si notano nelle stesse zone della POSIZIONE 2. In generale tale condizione di abbassamento porta ad avere l'attivazione di un meccanismo locale.

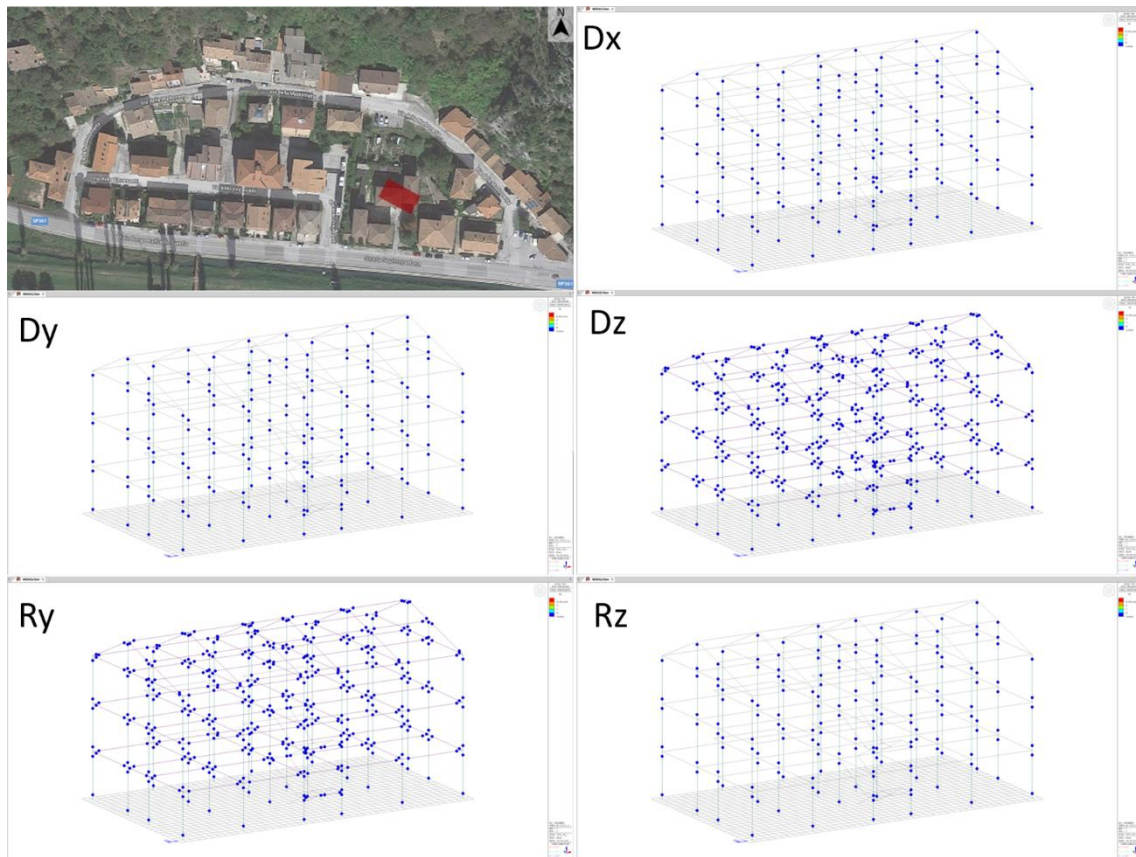


Figura 7.53: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a tre piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.

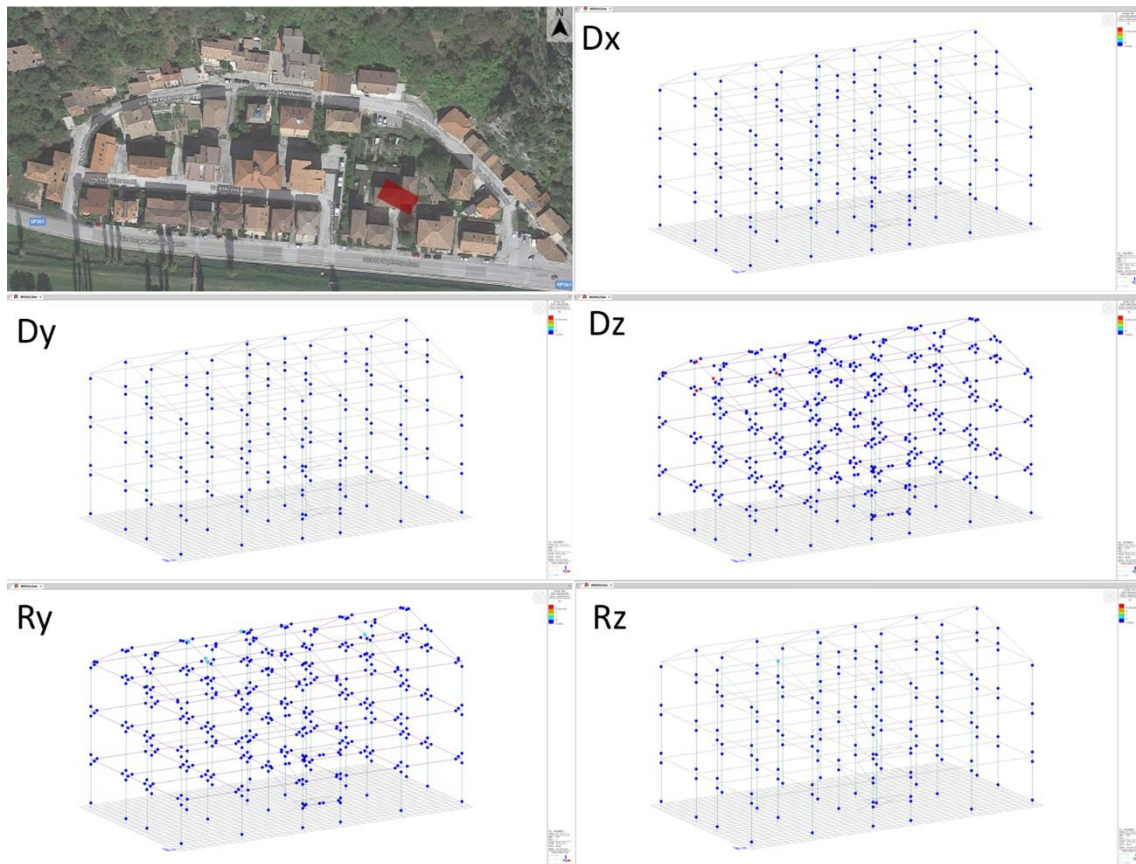


Figura 7.54: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a tre piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

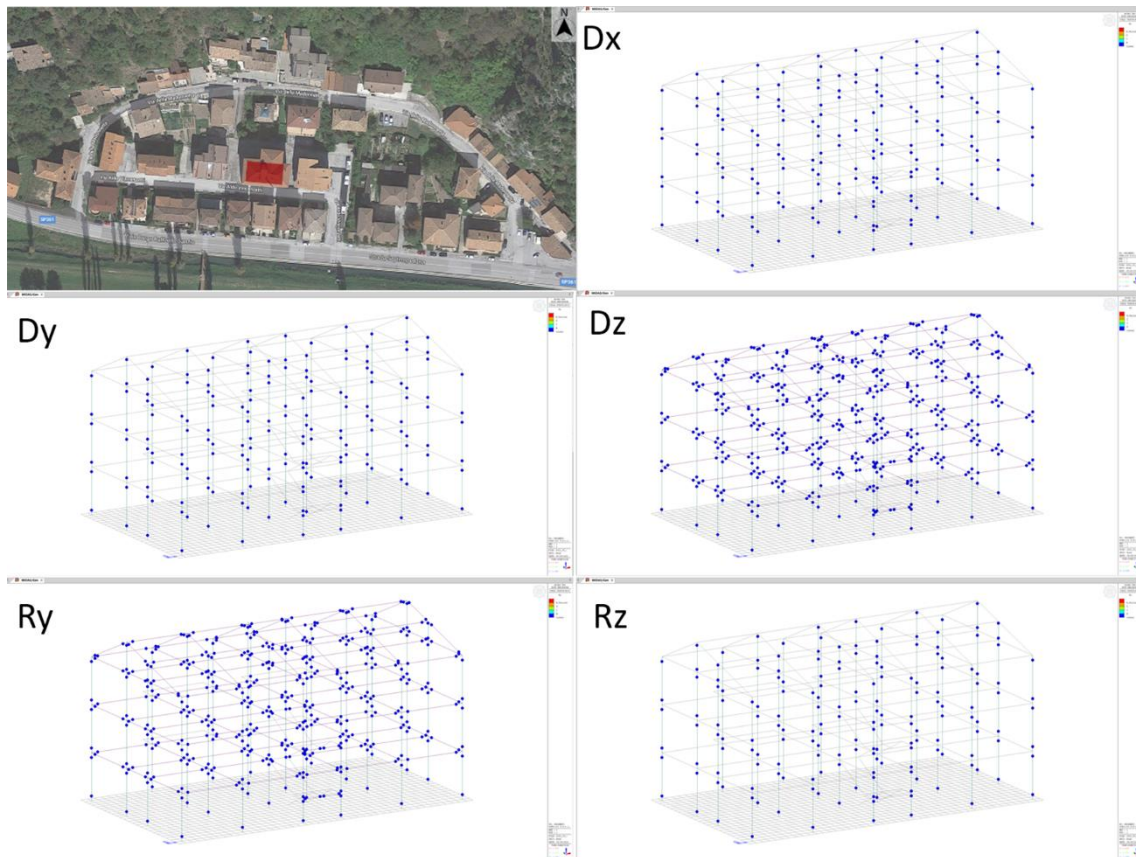


Figura 7.55: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a tre piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.

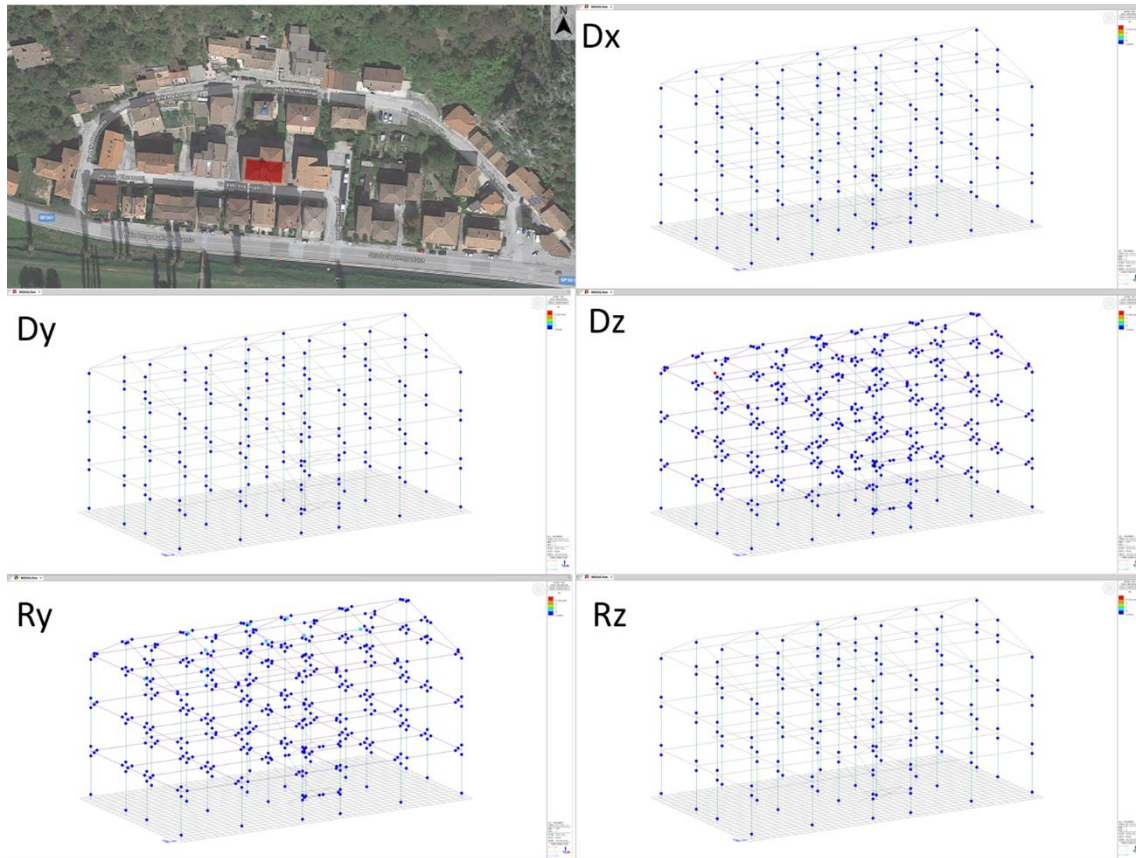


Figura 7.56: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a tre piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

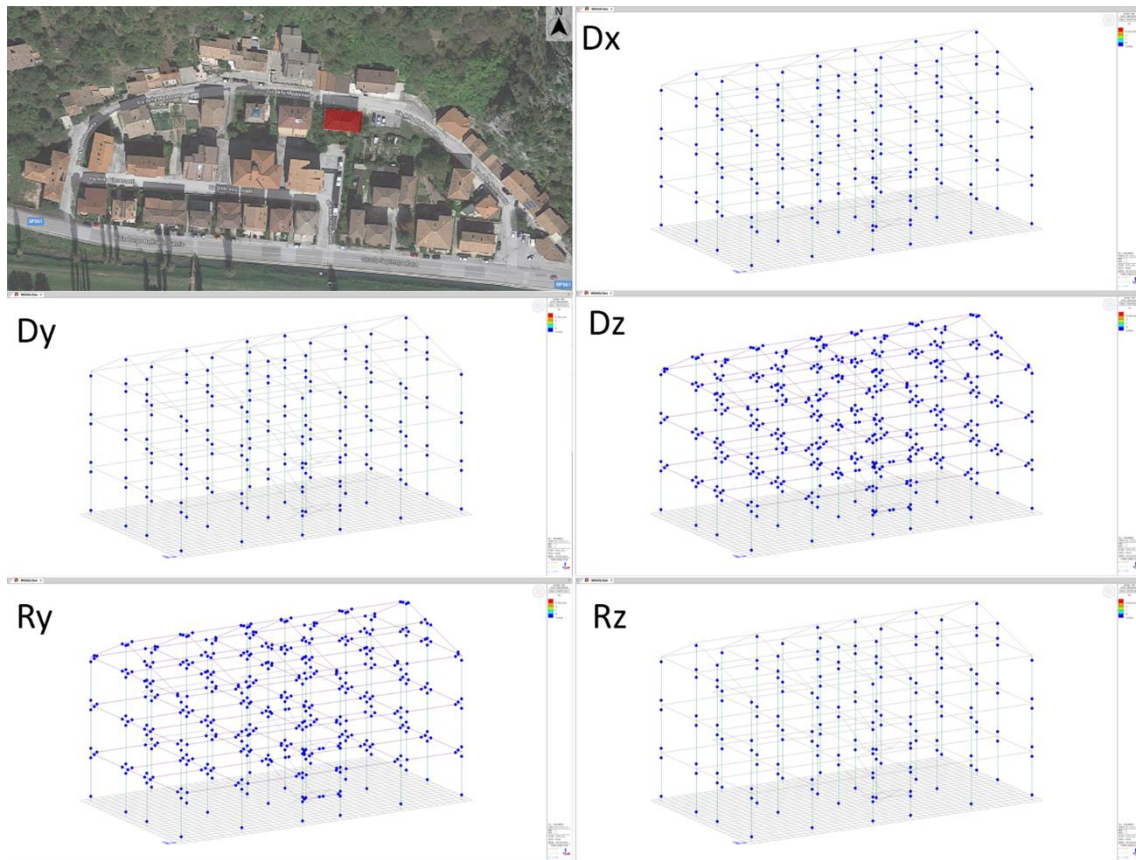


Figura 7.57: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a tre piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.

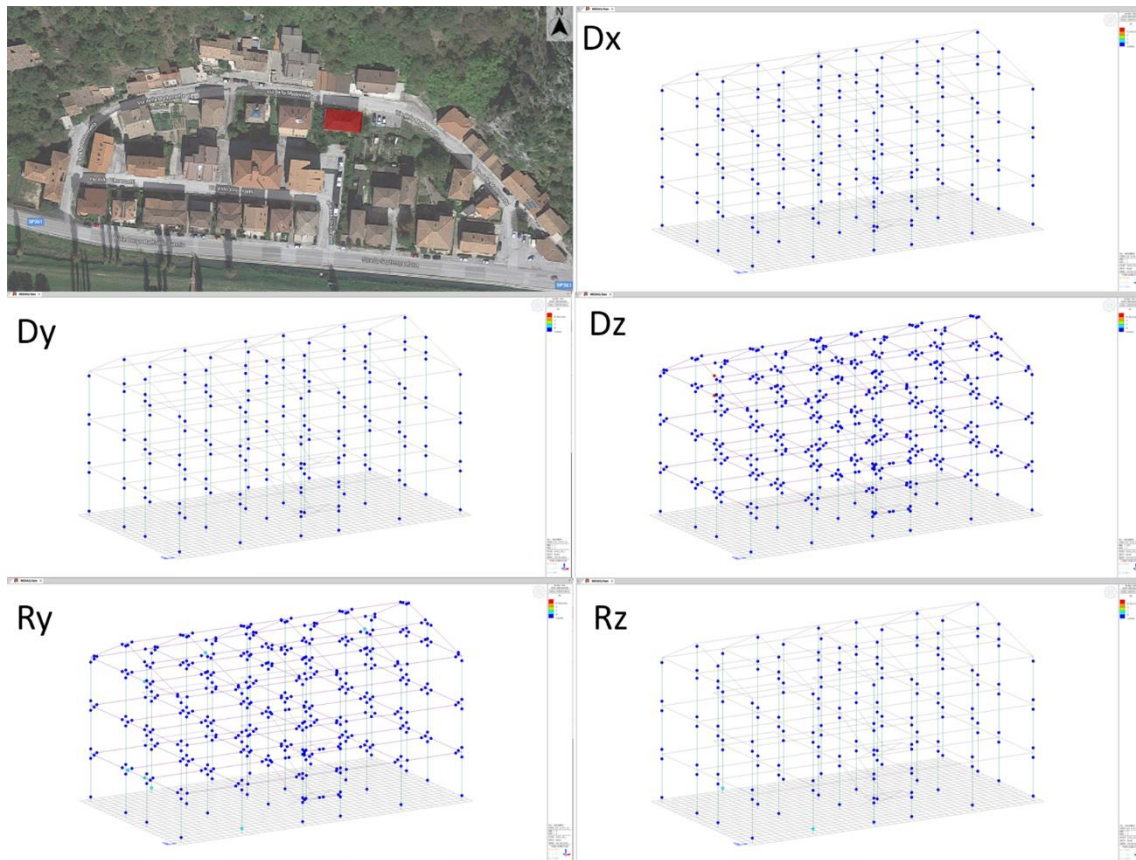


Figura 7.58: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a a tre piani con platea di fondazione nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.





## **7.2.2 Edificio con Trave rovescia**

Le strutture con trave rovescia esibiscono un comportamento abbastanza diverso al variare del tipo di telaio nella sovrastruttura. Si palesano meccanismi diffusi nella struttura in c.a.

### **7.2.2.1 Edificio a due piani**

Le Figure 7.59÷7.64 mostrano il comportamento della struttura a due piani progettata secondo NTC2018 con fondazione a graticcio di travi rovesce nelle POSIZIONI 1,2,3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

Riguardo all'inserimento dell'edificio nella POSIZIONE 1, si osserva che la struttura in acciaio rimane in campo elastico mentre quella in c.a. entra in fase plastica con l'accensione di cerniere plastiche a flessione nei pilastri alla base e in alcune travi in elevazione, e congiuntamente l'attivazione di cerniere due a taglio una nel sottotetto e una in copertura sulla stessa verticale. Analoga situazione è riscontrabile per la POSIZIONE 2, dove la struttura in acciaio riporta ancora le migliori prestazioni al crescere del cedimento differenziale imposto rimanendo in campo lineare.

Nella POSIZIONE 3 il telaio in acciaio si conferma il miglior compromesso per fronteggiare in modo egregio (mostrando una sola cerniera plastica attivata) cedimenti differenziali di elevato valore, essendo il telaio in c.a. palesemente sottoposto a diffuse attivazioni di cerniere plastiche a flessione e a taglio. È inoltre importante notare come in questa POSIZIONE 3 molte cerniere plastiche a flessioni abbiano raggiunto le condizioni ultime, cosa non osservata nei precedenti casi. Tali situazioni sono riscontrabili nella parte alta della struttura in modo diffuso portando così alla formazione di un chiaro meccanismo generalizzato.

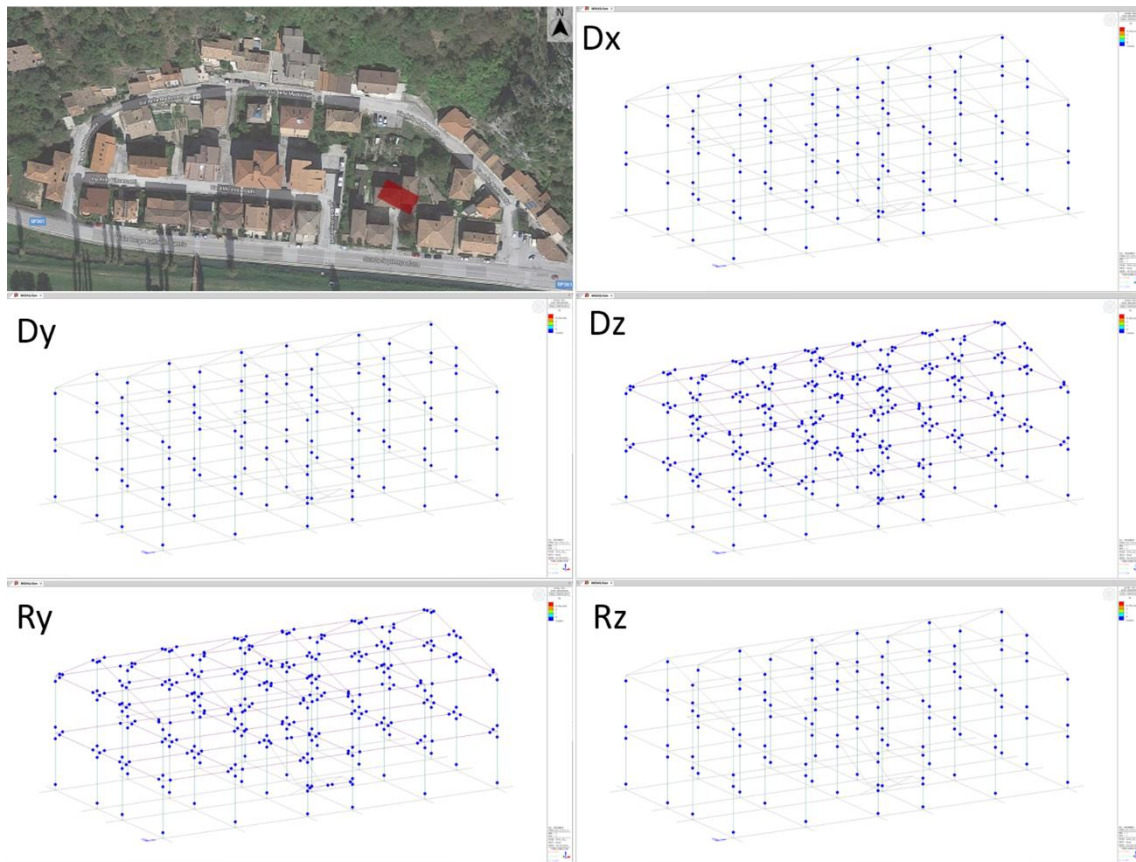


Figura 7.59: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a due piani con trave rovescia nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

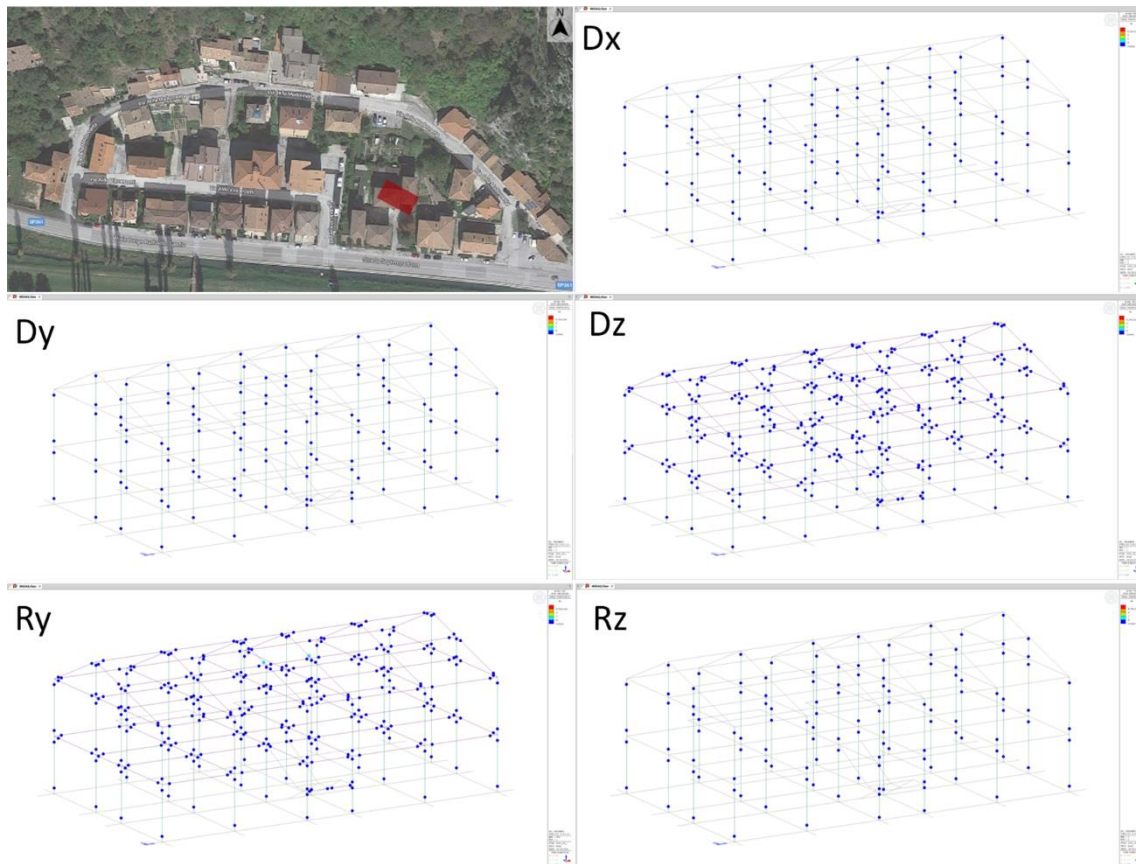


Figura 7.60: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a due piani con trave rovescia nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.

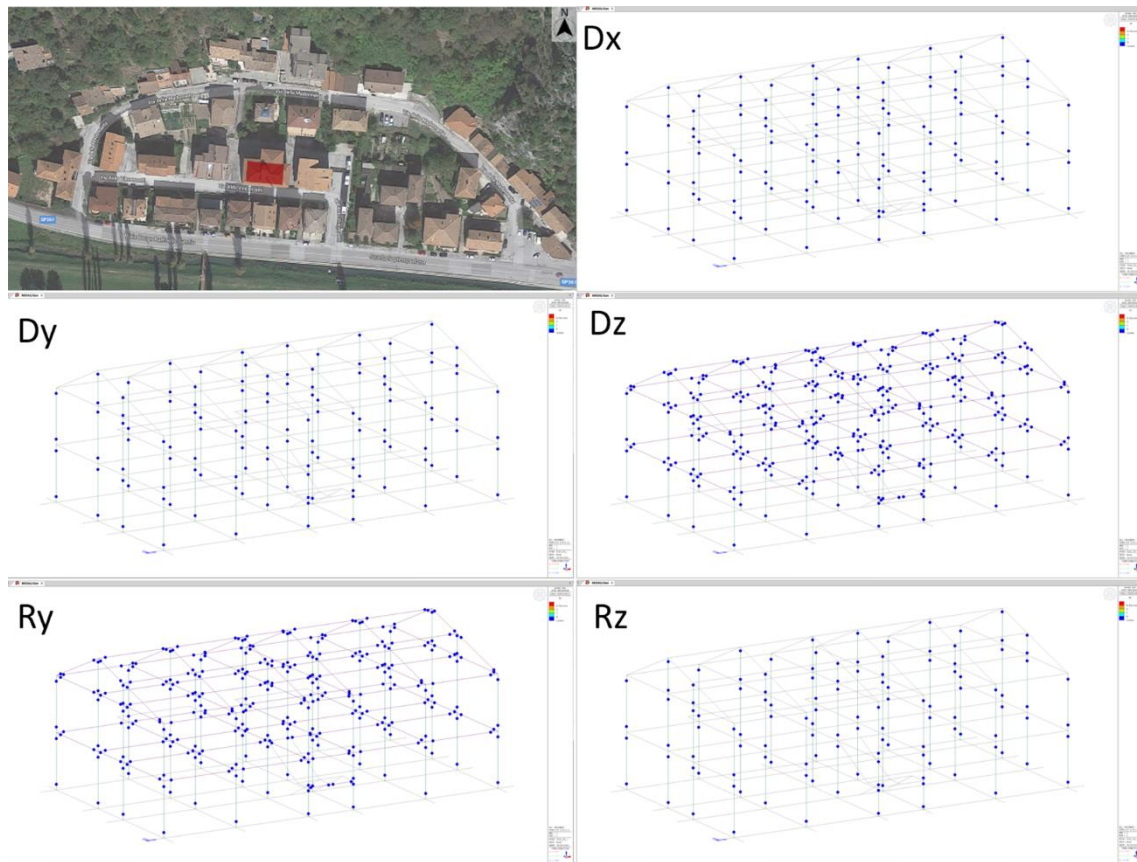


Figura 7.61: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio due piani con trave rovescia nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

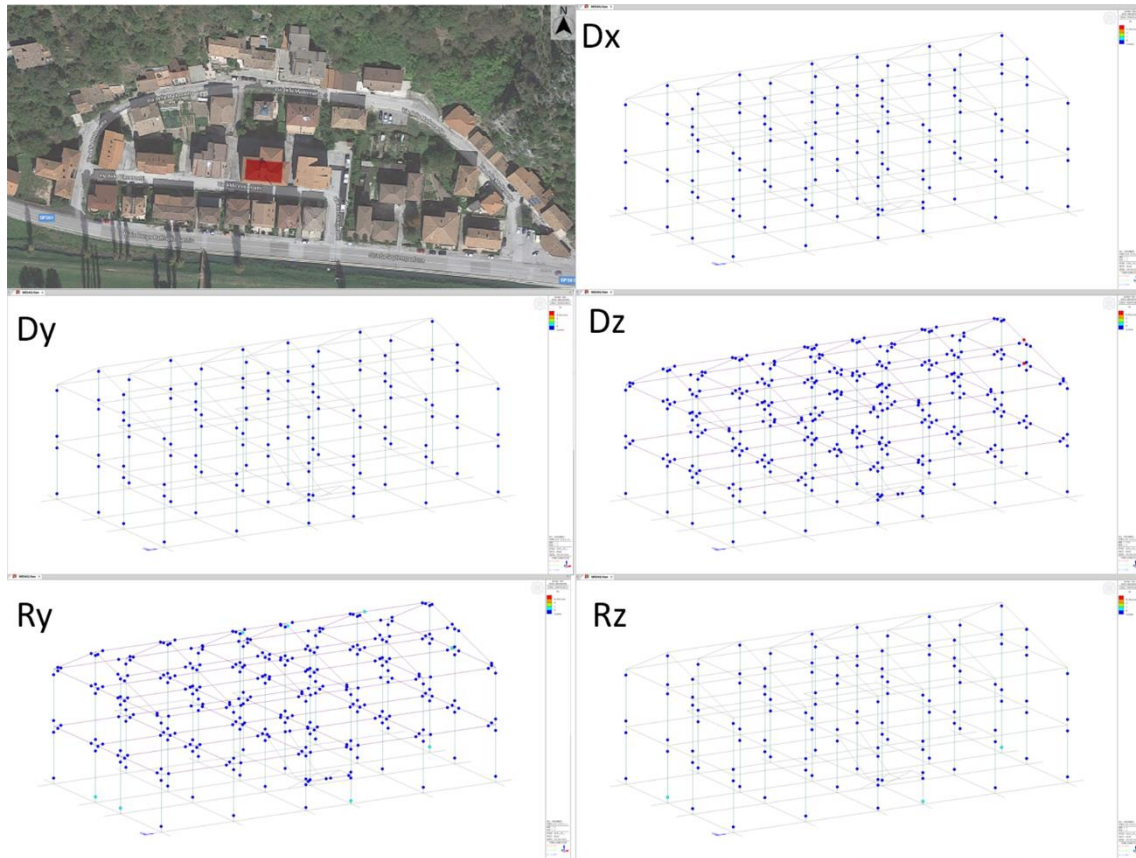


Figura 7.62: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. due piani con trave rovescia nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.

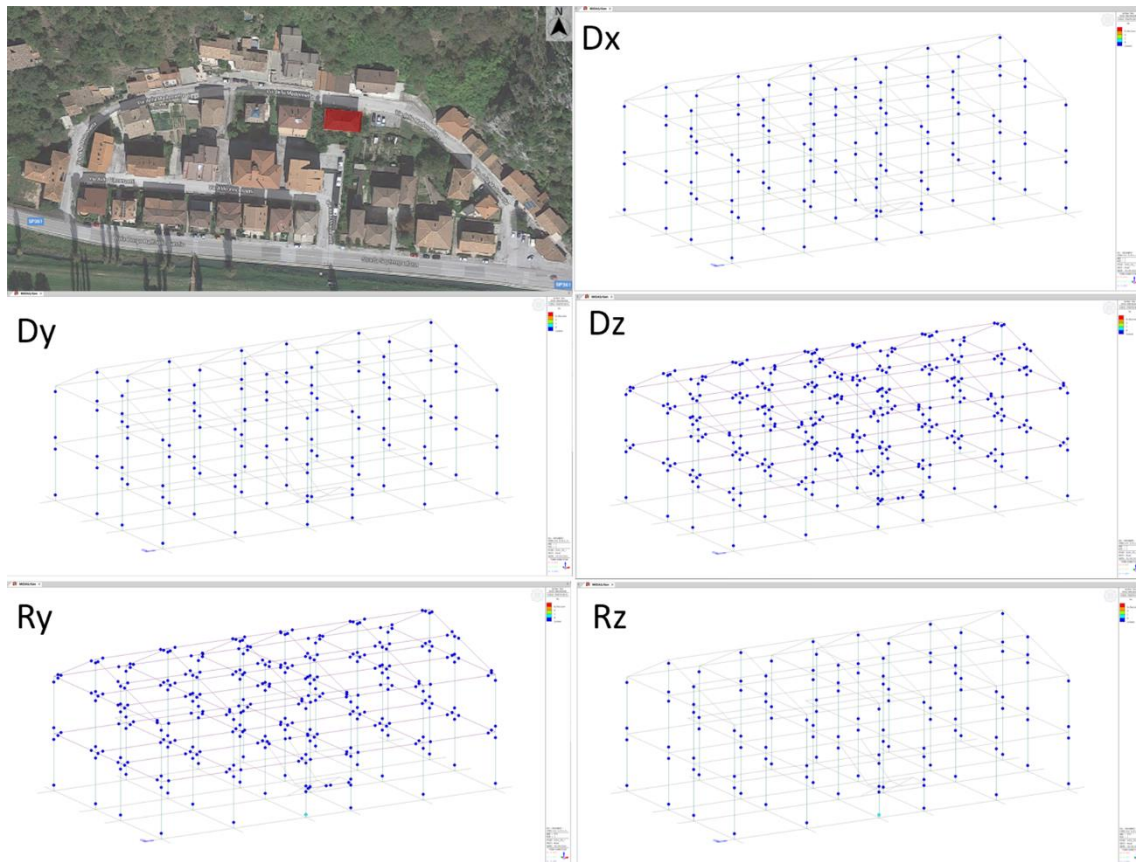


Figura 7.63: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a due piani con trave rovescia nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

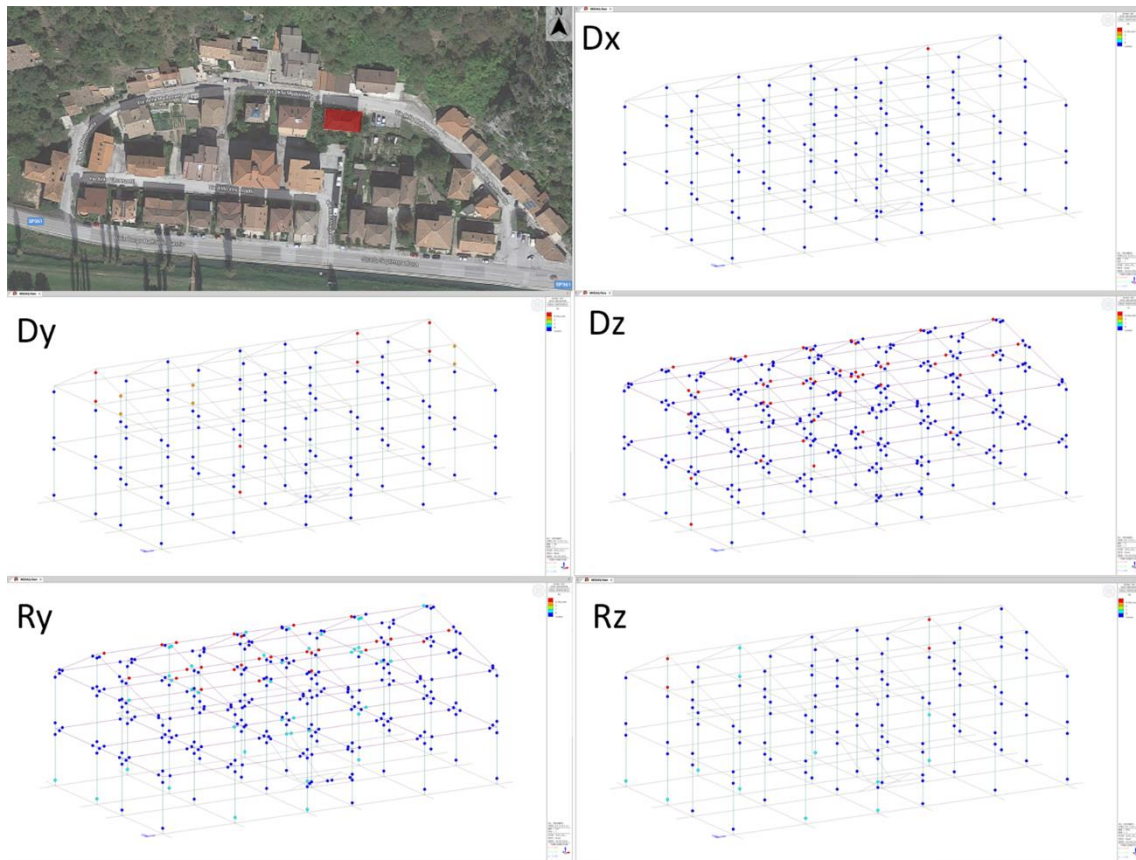


Figura 7.64: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a due piani con trave rovescia nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.



### **7.2.2.2 Edificio a tre piani**

Le Figure 7.65÷7.70 mostrano il comportamento della struttura a tre piani progettata secondo le NTC2018 con fondazione a travi rovesce nelle POSIZIONI 1,2,3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

Riguardo all'inserimento dell'edificio nella POSIZIONE 1, si osserva che la struttura in acciaio rimane in fase elastica, così come quella con il telaio in c.a. non essendo presenti attivazioni di cerniere a flessione e a taglio.

Nella POSIZIONE 2, la struttura in acciaio rimane in campo elastico mentre il telaio in c.a. presenta alcuni pilastri nella prima elevazione in campo plastico, e tre rotture a taglio nei pilastri della prima elevazione, mostrando in questo caso un peggior comportamento rispetto alla soluzione con platea.

Nella POSIZIONE 3, il telaio in acciaio presenta l'attivazione di una cerniera plastica alla base del pilastro della scala, mentre nel telaio in c.a. mostra diverse cerniere alla base dei pilastri della prima elevazione che raggiungono la fase plastica. Le rotture a taglio negli elementi in c.a. sono di ugual numero rispetto alla POSIZIONE 2. In generale tale condizione di abbassamento porta ad avere l'attivazione di un meccanismo più diffuso anche se mai pericoloso.



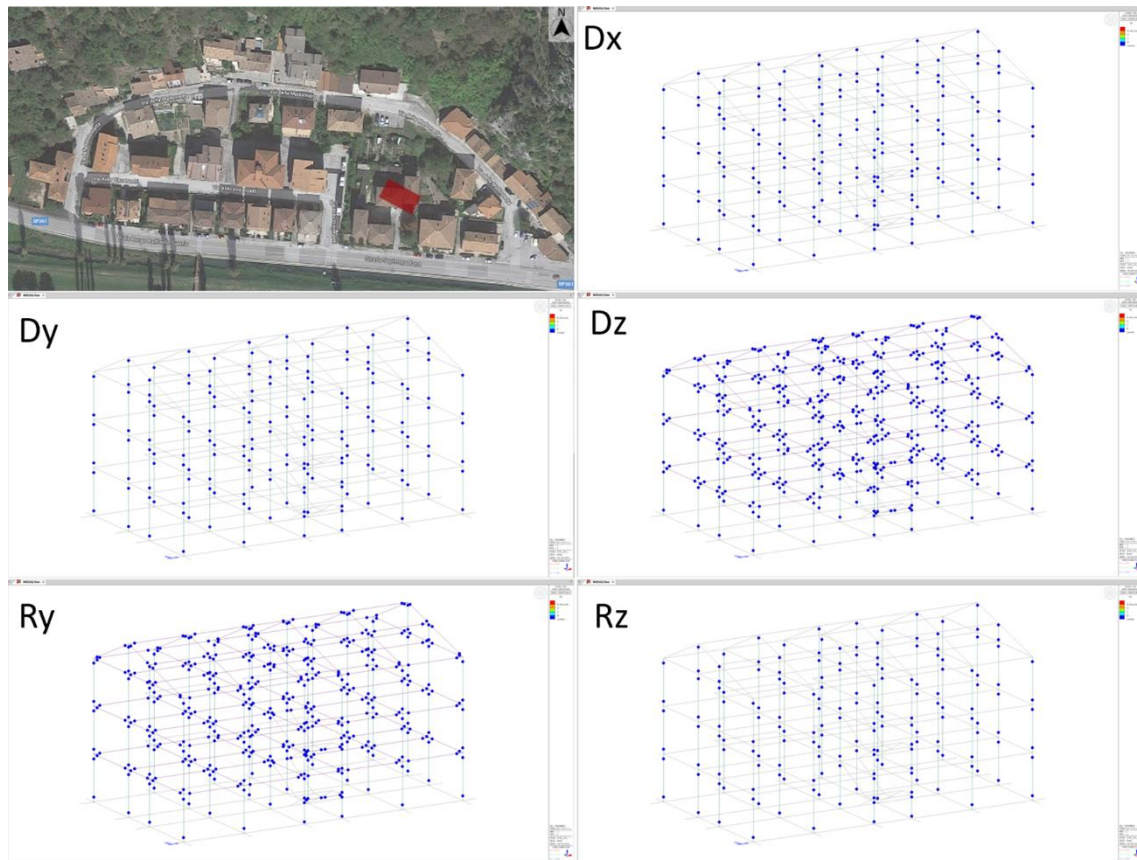


Figura 7.65: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a tre piani con trave rovescia nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

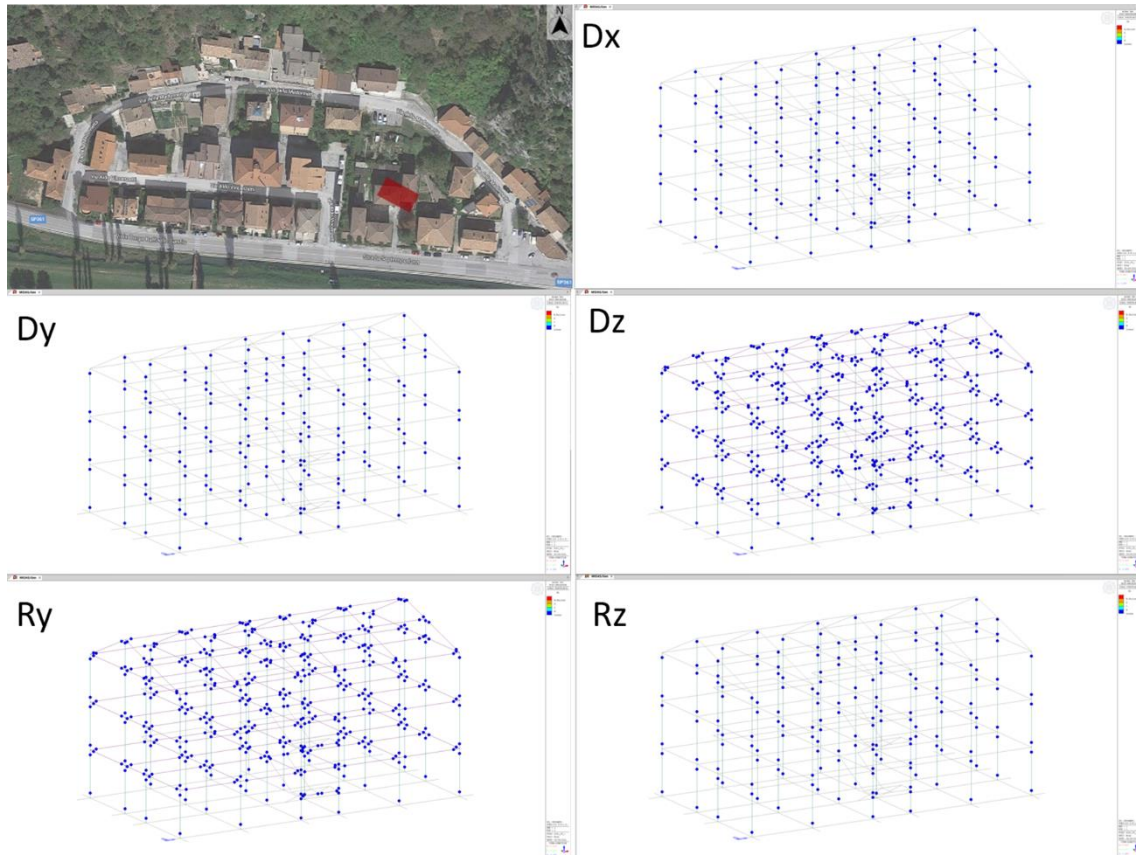


Figura 7.66: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a tre piani con trave rovescia nella POSIZIONE 1 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

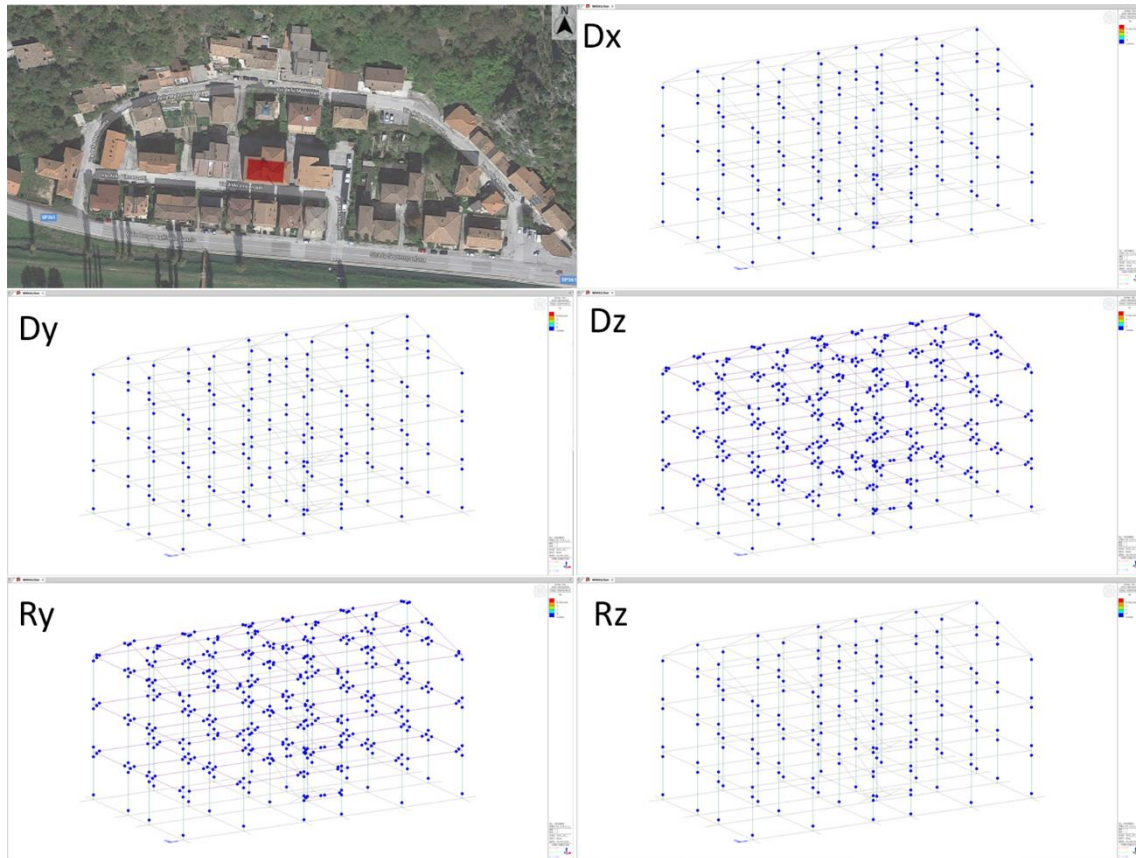


Figura 7.67: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a tre piani con trave rovescia nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

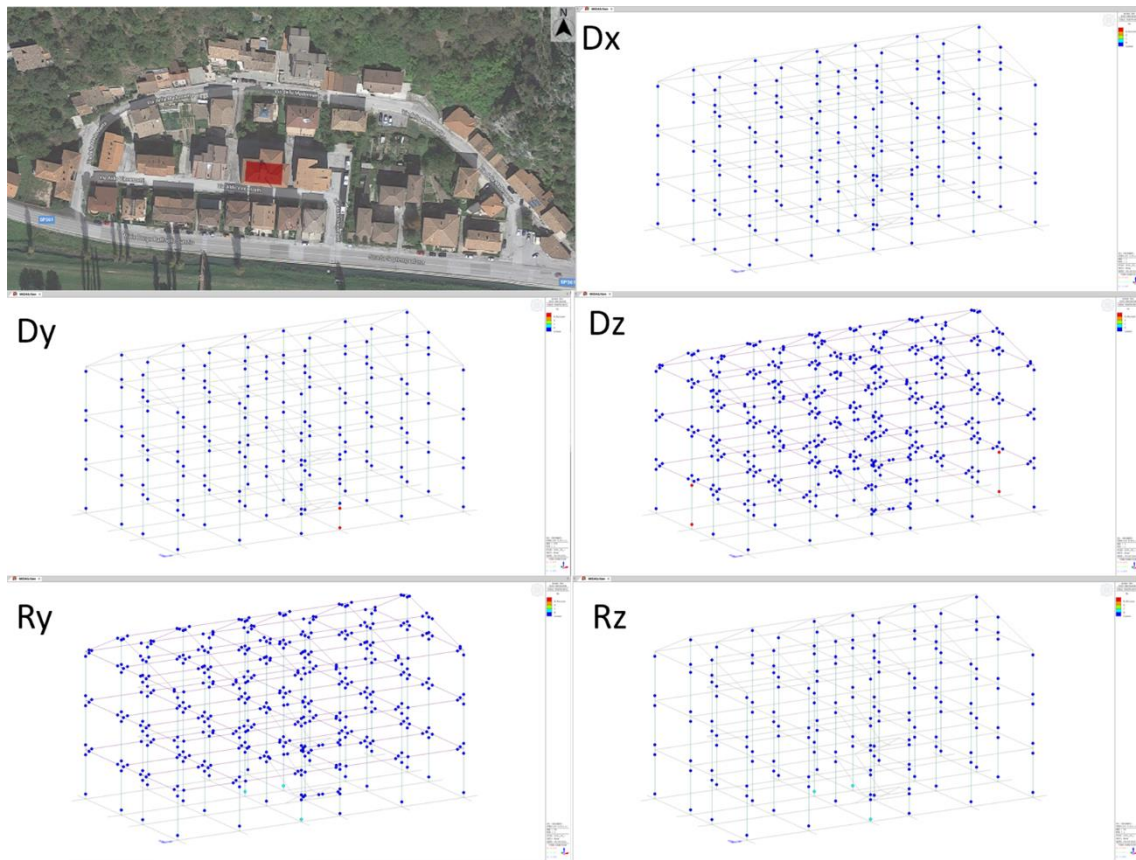


Figura 7.68: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a tre piani con trave rovescia nella POSIZIONE 2 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

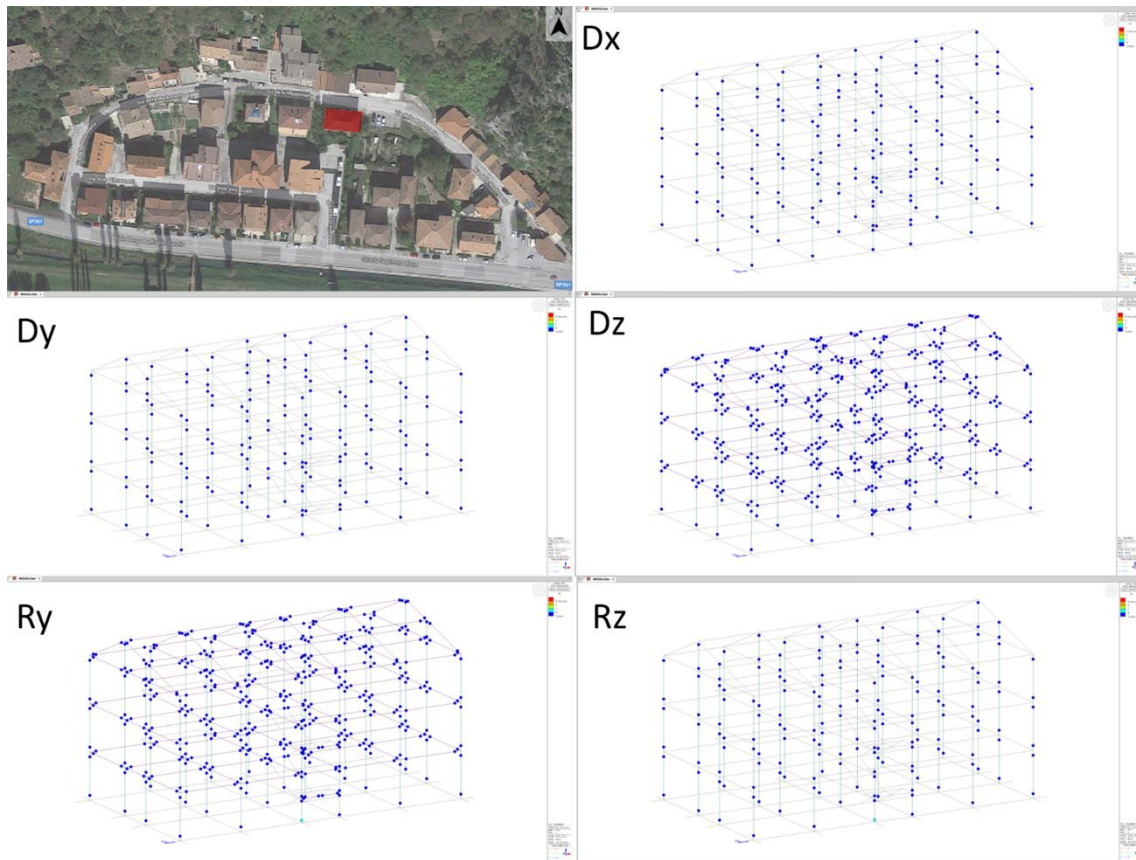


Figura 7.69: Cedimento fondale applicato ad un edificio in acciaio a tre piani con trave rovescia nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.

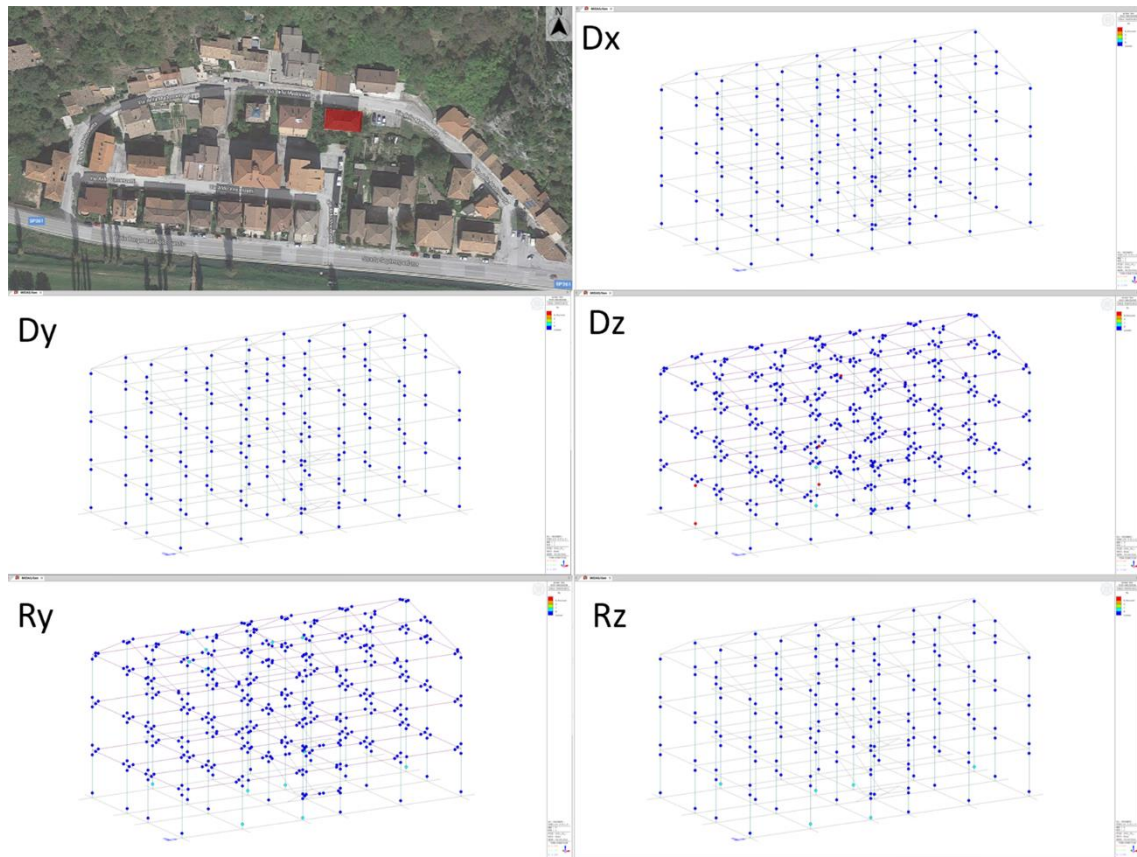


Figura 7.70: Cedimento fondale applicato ad un edificio in c.a. a tre piani con trave rovescia nella POSIZIONE 3 all'interno del quartiere "Madonna" del comune di Pioraco.



### 7.2.3 Riepilogo

Le Tabelle 7.8 e 7.9 riassumono i comportamenti degli edifici considerando i cedimenti riscontrati all'interno del quartiere "Madonnetta" nelle tre localizzazioni rappresentative dell'area.

I risultati evidenziano che negli edifici progettati con trave di fondazione sia a due piani che a tre piani si attivano meccanismi più diffusi sottoponendo tali fabbricati a cedimenti distribuiti su tutta l'impronta delle fondazioni.

Se invece si ipotizza una platea di fondazione, il danno causato dall'abbassamento è meno severo e la struttura entra in fase plastica in maniera meno marcata.

Osservando l'edificio con platea di fondazione a due piani a fine cedimento, esso presenta più cerniere plastiche che raggiungono lo snervamento rispetto al fabbricato progettato a tre piani. Tale risultato conferma l'idea che l'edificio a tre piani fronteggia meglio un cedimento imposto a priori rispetto di uno a due piani in quanto caratterizzato da un grado maggiore di iperstaticità.

Si sottolinea infine che il telaio in acciaio rappresenta la migliore soluzione sia per la progettazione sismica sia per il successivo rispetto delle condizioni di esercizio a seguito di cedimenti differenziali.

	<i>POSIZIONE 1</i> <i>(<math>\delta</math> compreso tra 0-20 mm)</i>	<i>POSIZIONE 2</i> <i>(<math>\delta</math> compreso tra 0-35 mm)</i>	<i>POSIZIONE 3</i> <i>(<math>\delta</math> compreso tra 0-55 mm)</i>
<i>EDIFICIO A 2 PIANI CON PLATEA</i>	ACCIAIO LINEARE C.A. PLASTICO	ACCIAIO LINEARE C.A. PLASTICO	ACCIAIO LINEARE C.A. PLASTICO
<i>EDIFICIO A 2 PIANI CON TRAVI ROVESCE</i>	ACCIAIO LINEARE C.A. PLASTICO	ACCIAIO LINEARE C.A. PLASTICO	ACCIAIO PLASTICO (1 cerniera) C.A. PLASTICO

*Tabella 7.7 Schema riassuntivo per i cedimenti fondali applicati a edifici di due piani con platea e travi rovesce nelle POSIZIONI 1, 2 e 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.*

Università Politecnica delle Marche

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

	<i>POSIZIONE 1</i> <i>(<math>\delta</math> compreso tra 0-20 mm)</i>	<i>POSIZIONE 2</i> <i>(<math>\delta</math> compreso tra 0-35 mm)</i>	<i>POSIZIONE 3</i> <i>(<math>\delta</math> compreso tra 0-55 mm)</i>
<i>EDIFICIO A 3 PIANI CON PLATEA</i>	ACCIAIO LINEARE	ACCIAIO LINEARE	ACCIAIO LINEARE
	C.A. PLASTICO	C.A. PLASTICO	C.A. PLASTICO
<i>EDIFICIO A 3 PIANI CON TRAVI ROVESCE</i>	ACCIAIO LINEARE	ACCIAIO LINEARE	ACCIAIO PLASTICO (1 cerniera)
	C.A. LINEARE	C.A. PLASTICO	C.A. PLASTICO

*Tabella 7.8 Schema riassuntivo per i cedimenti fondali applicati a edifici di tre piani con platea e travi rovesce nelle POSIZIONI 1, 2 e 3 all'interno del quartiere "Madonnetta" del comune di Pioraco.*





## **CAPITOLO 8                      CONCLUSIONI**

---

La presente relazione ha per oggetto lo studio della perimetrazione del quartiere “Madonnetta”, sito nel comune di Pioraco (MC), con l’intento di riassumere le condizioni attuali dei fabbricati presenti nell’area e di fornire delle indicazioni per la progettazione di nuovi edifici.

L’analisi della situazione attuale ha evidenziato le tipologie edilizie esistenti e fornito le diagnosi del degrado e dei dissesti negli edifici effettuate durante il sopralluogo in data 21/10/2019. Principalmente, gli edifici mostrano dissesti scaturiti da una combinazione di azioni derivanti dai cedimenti fondali del terreno e dal sisma (anche verticale).

Il sito in oggetto deriva dalla formazione di un deposito prevalentemente argilloso per sedimentazione lacustre, contraddistinto da terreni sottoconsolidati e da una falda idrica nei pressi della superficie. Poiché la pressione litostatica governa le deformazioni del terreno, quindi i cedimenti, è inevitabile che gli abbassamenti del terreno avvengano per il processo di consolidazione in atto e che il carico derivante dalla costruzione di nuovi fabbricati non sia l’elemento preminente da tener conto nello sviluppo del fenomeno; tale aspetto diventa invece cruciale nella progettazione sismica essendo l’amplificazione locale molto elevata.

Con l’intento di offrire forme architettoniche compatibili con quelle riscontrabili nell’edificato tipico del luogo, valutando perciò le più adatte caratteristiche costruttive e materiche e assicurando al contempo la semplicità di reperimento sul mercato di materiali e buone caratteristiche meccaniche, sono state progettate due tipologie di edifici plurifamiliari, sia con telaio in acciaio sia in calcestruzzo armato a due e tre piani fuori terra ospitanti, rispettivamente, quattro e sei appartamenti ciascuno di superficie utile netta di circa 100 mq. Ogni fabbricato è caratterizzato, su ogni livello, da due unità

**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

immobiliari affiancate adibite a civile abitazione ed è dotato di un collegamento verticale condiviso e di un sottotetto ispezionabile.

Entrambe le tipologie di edificio sono state progettate secondo le NTC2018 e la circolare esplicativa n. 7 del 2019 valutando le differenti prestazioni di strutture in fondazione realizzare con platee e con travi rovesce, concepite per garantire elevata rigidezza e resistenza. Le strutture sono state progettate con gli spettri di risposta ricavati con uno studio di risposta sismica locale bi-dimensionale, opportunamente ribassato sotto l'ipotesi che i telai siano non dissipativi adottando un fattore di comportamento  $q=1.5$ . Poiché le fondazioni devono essere progettate (e verificate) per rimanere in campo elastico anche sotto cedimenti differenziali elevati, è la sovrastruttura a dover mostrare un buon comportamento anelastico per effetto di cedimenti fondali. Per questo, gli stessi edifici sono stati "virtualmente" ubicati in tre posizioni con differenti cedimenti differenziali attesi, questi ricavati ponderando i risultati numerici e le misure effettuate all'interno del quartiere "Madonnetta" nell'ambito del monitoraggio della durata di 19 anni (agosto 1998 - febbraio 2017). È stata così evidenziata la condizione della struttura una volta applicato completamente il cedimento imposto all'edificio: fase elastica, dove la struttura non aveva subito danni, fase plastica in cui alcuni elementi portati presentavano lo snervamento dell'acciaio, meccanismo locale dove si verificava la rottura di 2/3 elementi vicini tra loro e meccanismo diffuso in cui una buona parte degli elementi risultavano danneggiati.

Si precisa che i risultati dello studio descritto in questa relazione sono validi esclusivamente considerando i prototipi in acciaio e in c.a. progettati, ed ogni futuro intervento dovrà essere attentamente valutato caso per caso. Tale analisi fornisce comunque un'idea quantitativa dei range di cedimenti a cui una struttura a telaio in acciaio o in calcestruzzo armato, con platea o con travi rovesce, può essere sottoposta prima dell'attivazione di un meccanismo di tipo locale o diffuso.



Le conclusioni dello studio condotto sono così riassumibili:

- Sulla zona di coronamento è possibile fare fondazioni su pali arrivando fino al substrato roccioso. In tal caso non si ritiene necessario porre limiti di altezza, purché a livello di progettazione si tenga adeguatamente conto delle forze sismiche da normativa (senza amplificazione). Non è suggerito l'uso di pali di fondazione nelle restanti zone, anche per evitare l'effetto di attrito negativo dovuto all'abbassamento del terreno. Se si volesse comunque procedere con questa tipologia di fondazione, particolare attenzione dovrà essere posta alla progettazione, valutando attentamente costi e benefici.
- Nella zona intermedia, ovvero dove sono previsti cedimenti differenziali non trascurabili, le fondazioni dovranno essere progettate in modo tale da non trasmettere, ovvero trasmettere in maniera minimale, tali cedimenti alla sovrastruttura. Si ritiene quindi che debbano essere fatte con una platea di adeguato spessore, ovvero con un graticcio di travi rovesce, pure di adeguato spessore. Tali fondazioni dovranno essere progettate in modo da resistere, rimanendo in campo lineare, ai cedimenti differenziali previsti nella presente relazione.
- I cedimenti differenziali potranno generare delle rotazioni, seppur di lieve entità, negli edifici. Di tale fatto andrà tenuto conto, in particolare nella progettazione degli impianti di sollevamento.
- Nella zona centrale, e comunque dove sono attesi cedimenti importanti, dovrà porsi particolare attenzione agli allacci (fogne, gas, acqua, energia elettrica) in modo che siano realizzati con la capacità di assorbire tali cedimenti senza danneggiarsi. Di tale fatto, sebbene con un grado di attenzione minore, si dovrà tener conto anche nel realizzare gli accessi e marciapiedi.
- Nella zona centrale, dove sono previste notevoli amplificazioni sismiche per effetti di sito, si consiglia di attenersi a due piani fuori terra, non superando comunque i tre piani.



**DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura**

- Nella progettazione strutturale si dovranno applicare tutte le buone regole della progettazione antisismica (regolarità in pianta ed in altezza, cura dei dettagli costruttivi, ecc.), oltre che, ovviamente, tenere conto delle amplificazioni sismiche previste nella presente relazione.
- Laddove il valore immobiliare, presente e ipotizzato per il futuro, lo consenta, è possibile l'uso di tecniche di riduzione degli effetti del sisma, in particolare l'isolamento alla base, come efficace soluzione di riduzione delle amplificazioni sismiche. Tra l'altro, tali tecniche potrebbero consentire una ri-verticalizzazione degli edifici eventualmente ruotati a causa dei cedimenti differenziali in sede di sostituzione degli isolatori. In tal caso è consentito derogare dalle altezze suggerite.
- È suggerito l'uso di tecnologie strutturali a telaio, piuttosto che a pannelli. In tal senso, l'acciaio risulta essere una soluzione consigliata, sia per il poco peso che per l'elevata duttilità. Anche l'uso del c.a. risulta essere una soluzione possibile, con adeguato dimensionamento degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi. Non appare consigliabile l'uso della muratura, se non adeguatamente progettata, in quanto soluzione pesante, rigida e che difficilmente assorbe cedimenti differenziali eventualmente trasmessi dalle fondazioni. Le strutture in legno potranno essere prese in considerazione se adeguatamente progettate rispetto alle problematiche di cedimenti differenziali e amplificazioni sismiche evidenziate.
- Per ridurre le azioni sismiche, si dovranno preferire soluzioni edilizie (tamponature, pavimenti, ecc.) leggere.
- Si ritiene utile proseguire le attività di monitoraggio dell'andamento dei cedimenti futuri nell'area in esame per verificarne il loro progredire nel tempo.



## BIBLIOGRAFIA

---

1. Baraschino, R., Baltzopoulos, G., & Iervolino, I. (2019). Sulla selezione degli accelerogrammi secondo la circolare applicativa delle NTC18. *Progettazione sismica*, 11(1).
2. Bard, P. Y., & Bouchon, M. (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75(2), 519-541.
3. Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on  $e$ -log  $p'$ ). *Géotechnique*, 29(4), 469-480.
4. Circolare Ministeriale n. 7. (2019). Cons. Sup. LL. PP., "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018". G.U. del 11.02.2019 n. 35, supplemento ordinario n. 5.
5. Circolare Ministeriale n. 617. (2009). Cons. Sup. LL. PP., "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto ministeriale del 14 gennaio 2008". G.U. del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
6. Corigliano, M., Lai, C. G., Rota, M., & Strobbia, C. L. (2012). ASCONA: Automated Selection of COmpatible Natural Accelerograms. *Earthquake Spectra*, 28(3), 965-987.
7. Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. The university of Texas at Austin.
8. Hudson, M. B., Beikae, M., & Idriss, I. M. (1994). QUAD4M, a Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures and Incorporating a Compliant Base Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.



9. Idriss I.M., Lysmer J., Hwang R. & Seed B.H.; 1973: Quad4 A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures: Open Report, University of California, Berkeley.
10. Idriss, I. M., & Sun, J. I. (1992). SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. *Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA.*
11. Keaveny, J. M., & Mitchell, J. K. (1986, June). Strength of fine-grained soils using the piezocone. In *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering* (pp. 668-685). ASCE.
12. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
13. Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design* (No. EPRI-EL-6800). Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.
14. Lim, B. S., Tumay, M. T., & Seo, D. D. (2006). Status of consolidation from incomplete piezocone dissipation tests. In *Site and Geomaterial Characterization* (pp. 56-63).
15. Lim, B. S., Tumay, M. T., & Slaughter, S. H. (2009). Estimation of stress history by partial piezocone dissipation tests. In *Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support* (pp. 504-511).
16. Liu, S., Ju, J., Cai, G., & Liu, Z. (2014). Stress history estimation method of underconsolidated soil by partial piezocone dissipation tests. *Marine Georesources & Geotechnology*, 32(4), 368-378.
17. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). DM 17/01/2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”. In *Suppl. Ordinario Gazzetta ufficiale n. 42*.
18. Ministero delle Infrastrutture. (2008). DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni. In *Suppl. Ordinario Gazzetta ufficiale n. 29*.



19. Oikawa, H. (1987). Compression curve of soft soils. *Soils and Foundations*, 27(3), 99-104.
20. Onitsuka, K., Hong, Z., Hara, Y., & Yoshitake, S. (1995). Interpretation of oedometer test data for natural clays. *Soils and Foundations*, 35(3), 61-70.
21. Pagliaroli, A., Lanzo, G., & Sanò, T. (2007). Confronto fra tre codici di calcolo 2D della risposta sismica locale. In *XII Congresso Nazionale "l'Ingegneria sismica in Italia", ANIDIS*.
22. PLAXIS 2D Material Models Manual 2018
23. Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian geotechnical journal*, 35(3), 442-459.
24. Rota, M., Zuccolo, E., Taverna, L., Corigliano, M., Lai, C. G., & Penna, A. (2012). Mesozonation of the Italian territory for the definition of real spectrum-compatible accelerograms. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(5), 1357-1375.
25. Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations* (Vol. 888). New York: McGraw Hill.
26. Sisto Mastrodicasa. (1981). Dissesti statici delle strutture edilizie. Diagnosi – consolidamento istruzioni teoriche. Hoepli Editore Milano. pp. 790.
27. Taverna, L., Zuccolo, E., Corigliano, M., Rota, M., Lai, C. G., & Penna, A. (2013). Definizione di accelerogrammi reali spettro-compatibili per l'intero territorio nazionale. *Progettazione Sismica*, (2).
28. Teh, C. I., & Houlsby, G. T. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41(1), 17-34.
29. Terzaghi, K., & Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons. N. Y.