



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**

**Analisi e modellazione dei cedimenti di un deposito argilloso sottoposto a  
variazioni piezometriche**

**Analysis and modelling of settlements of a clayey deposit due to piezometric  
variations**

Relatore:

**Prof. Ing. Evelina Fratolocchi**

Tesi di Laurea di:

**Matteo Facciardini**

**A.A. 2020 / 2021**



## INDICE

1. Oggetto e scopo della tesi .....	6
2. Caso studio: Quartiere La Madonnetta di Pioraco .....	7
2.1 Geografia.....	7
2.2 Assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area.....	9
2.3 Sismologia della zona.....	15
2.4 Cedimenti e livelli piezometrici pregressi.....	16
2.5 Campagna d'indagini 2021 .....	20
2.5.1 Interpretazione delle prove di laboratorio .....	23
2.5.1.1 Prove di classificazione e caratterizzazione fisica.....	23
2.5.1.2 Prove edometriche.....	28
2.5.1.3 Prove triassiali .....	36
2.5.2 Interpretazione delle prove in sito .....	39
2.5.2.1 Rilievo dei cedimenti nel tempo.....	39
2.5.2.2 Interpretazione dei livelli piezometrici.....	43
2.5.2.3 Prove penetrometriche elettriche con piezocono.....	50
2.5.2.4 Prove penetrometriche elettriche con misurazione delle onde sismiche .....	63
2.5.2.5 Prove di dissipazione.....	69
2.5.2.6 Sondaggi a carotaggio continuo .....	76
2.5.2.7 Prelievo di campioni indisturbati .....	80
2.6 Analisi dello stato di consolidazione del deposito argilloso .....	81
2.6.1.1 Verticale S3(21) .....	81
2.6.1.2 Verticale S8(21) .....	86
2.6.1.3 Verticale CPTU 1-D.....	86

3. Stima dei cedimenti.....	88
3.1 Software PLAXIS .....	88
3.1.1 Preparazione dell'input .....	88
3.1.2 Geometria.....	88
3.1.3 Vincoli standard .....	89
3.1.4 Proprietà meccaniche dei materiali .....	89
3.1.4.1 Modellazione del comportamento del terreno.....	89
3.1.4.2 Modelli costitutivi del terreno .....	90
3.1.5 Generazione della mesh .....	92
3.1.6 Initial conditions (Condizioni iniziali) .....	93
3.1.7 Tipi di calcolo.....	94
3.1.8 Parametri di controllo del calcolo .....	95
3.1.9 Loading input (Modalità di carico) .....	96
3.1.10 Modello geotecnico .....	97
3.1.11 Scopo della modellazione.....	99
3.1.12 Fasi considerate per il modello.....	99
3.1.13 Modellazione SEZIONE S-S' .....	103
3.1.13.1 Geometria.....	103
3.1.13.2 Fasi di calcolo PLAXIS e livelli piezometrici considerati .....	105
3.1.13.3 Sovrappressioni interstiziali nel 2021 .....	108
3.1.13.4 Profilo S3(21).....	109
3.1.13.5 Confronto capisaldi PLAXIS-reali .....	111
3.1.13.6 Deformata 2021-2071.....	116
3.1.14 Modellazione SEZIONE D-D' .....	118
3.1.14.1 Geometria.....	118

3.1.14.2	Fasi di calcolo PLAXIS e livelli piezometrici considerati .....	120
3.1.14.3	Sovrappressioni interstiziali nel 2021 .....	123
3.1.14.4	Profilo S3(21).....	125
3.1.14.5	Confronto capisaldi PLAXIS-reali.....	127
3.1.14.6	Deformata 2021-2071.....	133
3.1.15	Modellazione SEZIONE E-E' .....	135
3.1.15.1	Geometria.....	135
3.1.15.2	Fasi di calcolo PLAXIS e livelli piezometrici considerati .....	137
3.1.15.3	Sovrappressioni interstiziali nel 2021 .....	140
3.1.15.4	Profilo S3(21).....	141
3.1.15.5	Confronto capisaldi PLAXIS-reali.....	143
3.1.15.6	Deformata 2021-2071.....	150
3.1.16	Confronto Profili S3(21) dei tre modelli .....	152
3.2	Modellazione su SURFER 8 .....	154
4.	Considerazioni conclusive .....	155
5.	Bibliografia .....	157



## **1. Oggetto e scopo della tesi**

Nell'ambito della valutazione della possibilità di una nuova edificazione, è stato necessario effettuare una previsione dei cedimenti del quartiere residenziale La Madonnetta nel Comune di Pioraco (MC), edificato negli anni '50 e '60, con riferimento alle particolari condizioni idrogeologiche locali ed in base ai risultati delle campagne geognostiche pregresse. Gli edifici del quartiere sono sempre stati interessati da cedimenti (assoluti e differenziali) la cui entità ha contribuito, unitamente ai recenti eventi sismici (1997 e 2016), a lesioni che ne hanno compromesso in molti casi l'agibilità.

Nei mesi di gennaio-marzo 2021, è stata eseguita una nuova campagna d'indagini, consistente in sondaggi geognostici, prove in sito e di laboratorio e misurazioni dei livelli piezometrici, finalizzata essenzialmente alla caratterizzazione stratigrafica di dettaglio ed alla determinazione dei parametri indispensabili alla comprensione delle cause dei cedimenti ed alla modellazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo. I risultati della modellazione dei cedimenti, assoluti e differenziali, previsti per i prossimi 50 anni, sono stati necessari per le analisi strutturali finalizzate a verificare la possibilità ed i vincoli di una nuova edificazione nell'area in esame.

La presente tesi ha contribuito all'analisi dei risultati della campagna di indagini del 2021 e delle indagini pregresse, ed alla modellazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo.

## 2. Caso studio: Quartiere La Madonnetta di Pioraco

### 2.1 Geografia

Il quartiere La Madonnetta si trova nel Comune di Pioraco (MC) in prossimità del fiume Potenza (Figura 2.1).



Figura 2.1: Immagine satellitare del quartiere Madonnetta (Google Earth)

Il territorio del Comune di Pioraco, con un'estensione di 19,4 kmq, si sviluppa interamente nell'Appennino umbro-marchigiano, in parte nella dorsale marchigiana interna ed in parte nella depressione intrappenninica. È posto nella porzione occidentale della provincia di Macerata, confinando con i Comuni di Fiuminata (MC), Sefro (MC), Camerino (MC) e Castelraimondo (MC). Il paese si trova a valle dell'immissione dell'affluente di destra Scarsito nel fiume Potenza, il quale attraversa quindi l'abitato con una serie di rapide. Il borgo si trova infatti incastonato in mezzo a tre monti che lo sovrastano: il Monte Primo (1300 m), il monte Gemmo (1254 m) e il Monte Gualdo (1065 m) (Figura 2.2). Si ha quindi una valle a monte del fiume Scarsito e una valle in corrispondenza del Fiume Potenza (Figura 2.3). Entrambe le valli dovevano essere in passato occupate da bacini lacustri, ancora esistenti alla fine del XV secolo e già del tutto scomparsi entro il 1660. Pioraco, che deriva dal latino "Prope Lacum", ossia "vicino al lago", deve appunto questo nome per l'antica presenza dei bacini lacustri in questa zona.



L'abitato di Pioraco sorge in una stretta morfologica alla confluenza del Torrente Scarsito e del Fiume Potenza, proprio laddove la valle si chiude, originando un gradino morfologico di oltre 70 m, che separa la parte superiore, a fondo pianeggiante, da un tratto stretto e acclive scavato entro le compatte rocce calcaree di M. Primo e M. Castel Santa Maria.



Figura 2.2: Immagine satellitare della zona di Pioraco e delle sue vicinanze (Google Earth)



Figura 2.3: Panoramica della valle del Fiume Potenza all'altezza di Pioraco

## 2.2 Assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area

Dal punto di vista geologico, l'area in questione insiste sui depositi alluvionali del Fiume Potenza messi in posto da episodi di sovralluvionamento di cui si ha menzione anche da notizie storiche. Le frequenti alluvioni, di cui si ha notizia dal 1594 e che hanno portato all'interrimento ed alla conseguente formazione dei laghi a monte di Pioraco (Figura 2.4), hanno colmato, con depositi prevalentemente fini, il fondo della valle del Potenza.



*Figura 2.4: Simulazione del lago di Pioraco-Fiuminata lungo la valle del Potenza*

Tali depositi fluvio-lacustri sono costituiti in prevalenza da limi argillosi passanti lateralmente e verso il basso a ghiaie e sabbie con ciottoli, prevalenti alla base. Lo spessore complessivo dei depositi fluvio-lacustri può risultare superiore ai 50-60 m. Il substrato presente nell'area di indagine è costituito da calcari, in strati da medi a molto spessi, appartenenti alle Formazioni del Calcare Massiccio e della Corniola (Figura 2.5 e 2.6). L'assetto strutturale dell'area è caratterizzato da un'anticlinale il cui asse ha direzione appenninica e vergenza orientale. Tale struttura è piuttosto complessa in quanto è caratterizzata al sovrascorrimento della dorsale monte Gemmo – Monte Primo e da numerose faglie inverse; tutta la struttura risulta inoltre variamente dislocata da faglie dirette ad andamento appenninico e faglie trascorrenti con andamento E-W e

WSW-ENE. Il sollevamento tettonico ha influito notevolmente sull'evoluzione della zona, provocando un veloce approfondimento della rete idrografica ed un notevole aumento dell'energia del rilievo. Le valli del Fiume Potenza e del Torrente Scarsito sono ambedue molto strette con pareti subverticali; subito a valle dell'abitato di Pioraco, l'erosione del Potenza ha determinato la formazione di una vera e propria gola. L'analisi dei profili longitudinali dei fiumi Potenza e Scarsito ha messo in evidenza una brusca variazione di pendenza in corrispondenza dell'abitato di Pioraco. In particolare, si individuano due soglie, a valle delle quali si ha un notevole incremento di pendenza, che hanno determinato il sovralluvionamento dei tratti a monte delle stesse. Tali soglie furono modificate da interventi antropici ed utilizzate per sbarrare i due corsi d'acqua in modo da formare i due laghi artificiali che, secondo quanto emerso dal reperimento di notizie storiche, sono esistiti fino al 1600. Dal punto di vista idrogeologico, i terreni presenti sono dotati di diverse caratteristiche di permeabilità, come di seguito schematizzato: le unità che costituiscono il substrato, nel caso specifico Calcarea Massiccio e Corniola, sono classificate come terreni a permeabilità alta. In particolare, il calcarea massiccio è dotato di una permeabilità secondaria per fessure e canali di dissoluzione chimica che di una permeabilità primaria per porosità, mentre la Corniola è dotata unicamente di permeabilità secondaria. La Corniola, insieme al sottostante Calcarea Massiccio, costituisce un unico grande complesso acquifero. I terreni di copertura sono costituiti da depositi fluvio-lacustri, depositi di versante e depositi alluvionali. I depositi fluvio-lacustri, in cui prevale la componente limoso-argillosa, vengono classificati come terreni a permeabilità variabile generalmente bassa, mentre i depositi di versante ed alluvionali, costituiti prevalentemente da ghiaie, sabbie e limi, sono classificati come terreni a permeabilità variabile generalmente alta.

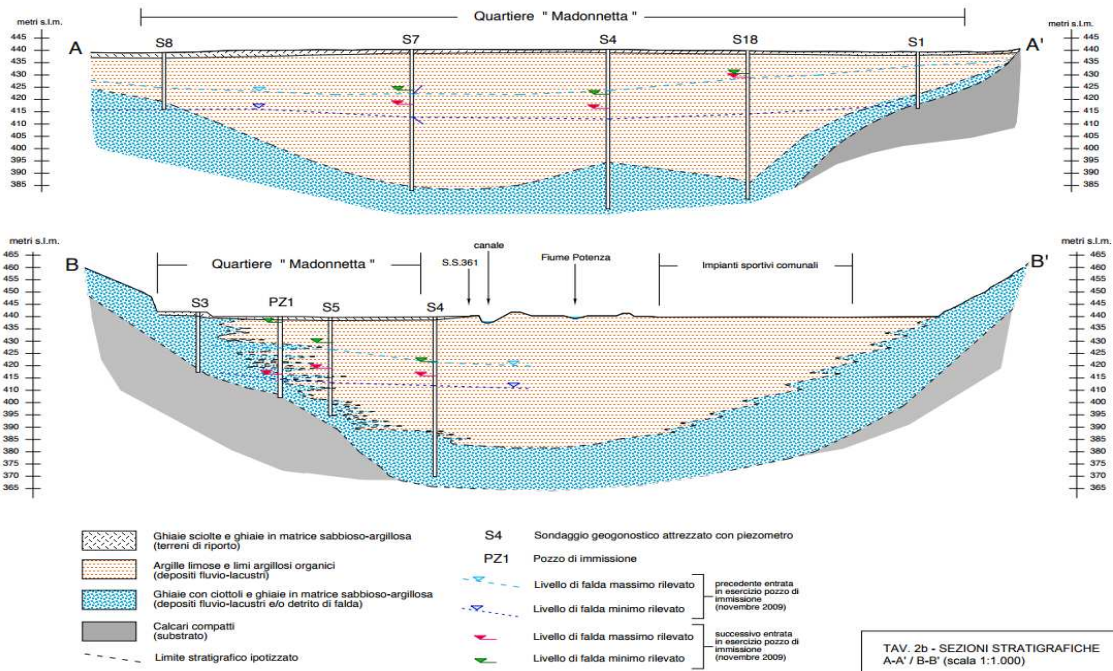


Figura 2.5: Sezioni stratigrafiche dell'area in esame (da Doc. 13) (ubicazione sezioni in Figura 2.7)

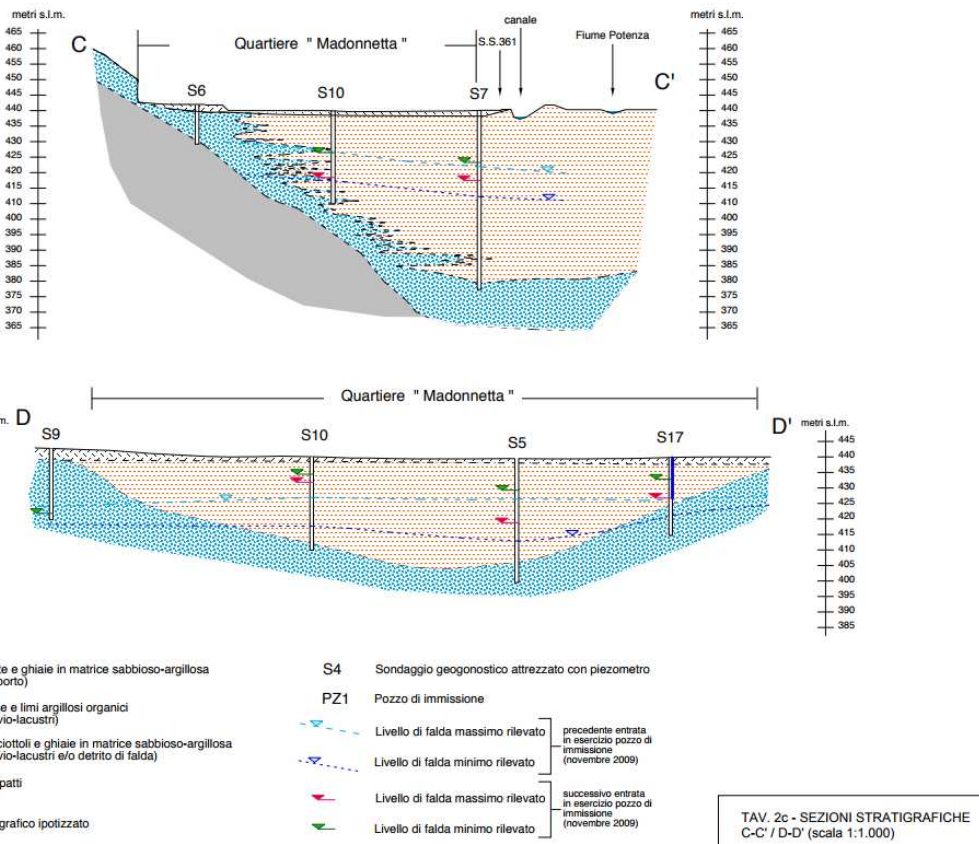


Figura 2.6: Sezioni stratigrafiche dell'area in esame (da Doc. 13) (ubicazione sezioni in Figura 2.7)

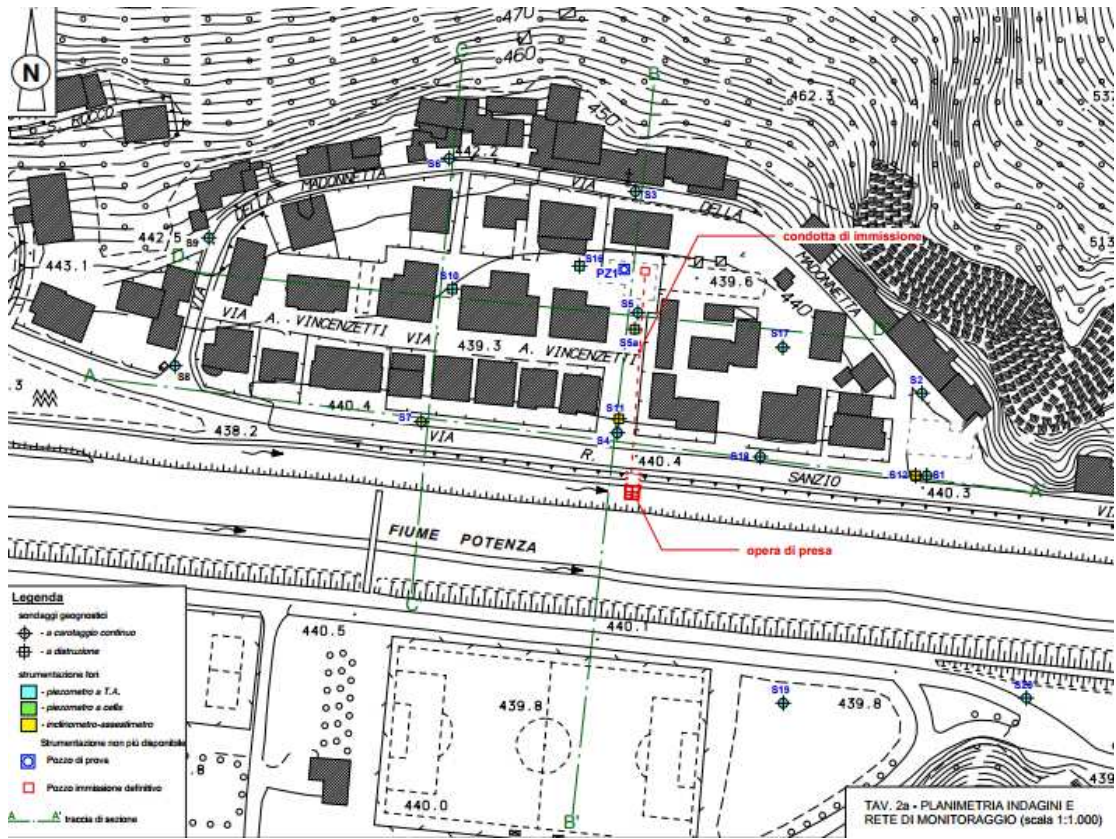


Figura 2.7: Ubicazione delle sezioni stratigrafiche di Figura 2.5 e 2.6 (da Doc. 13).

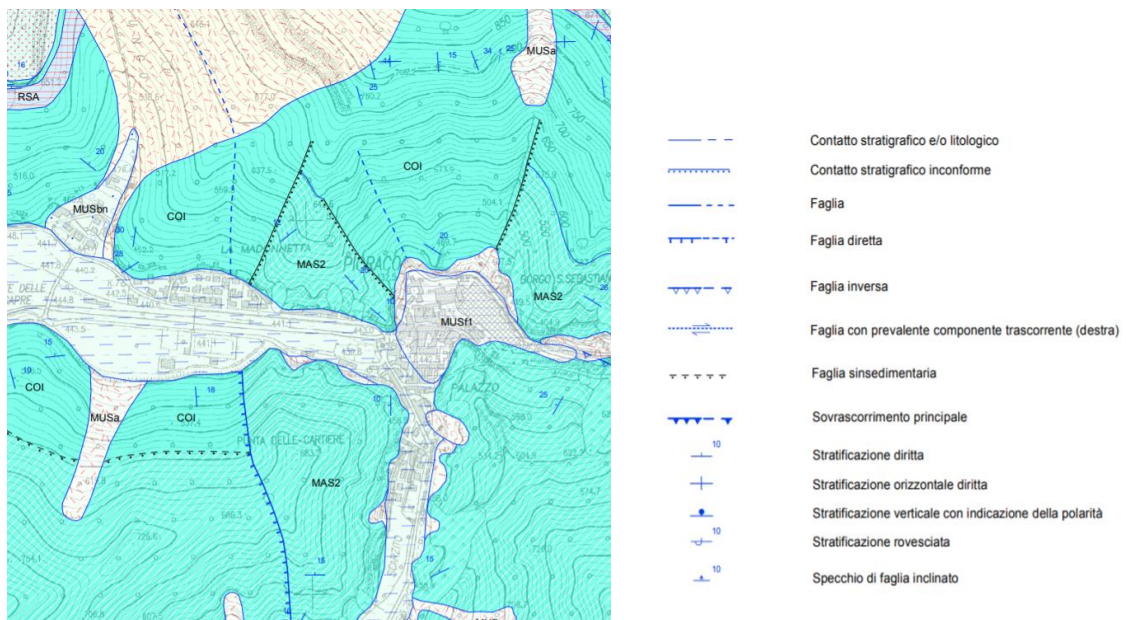
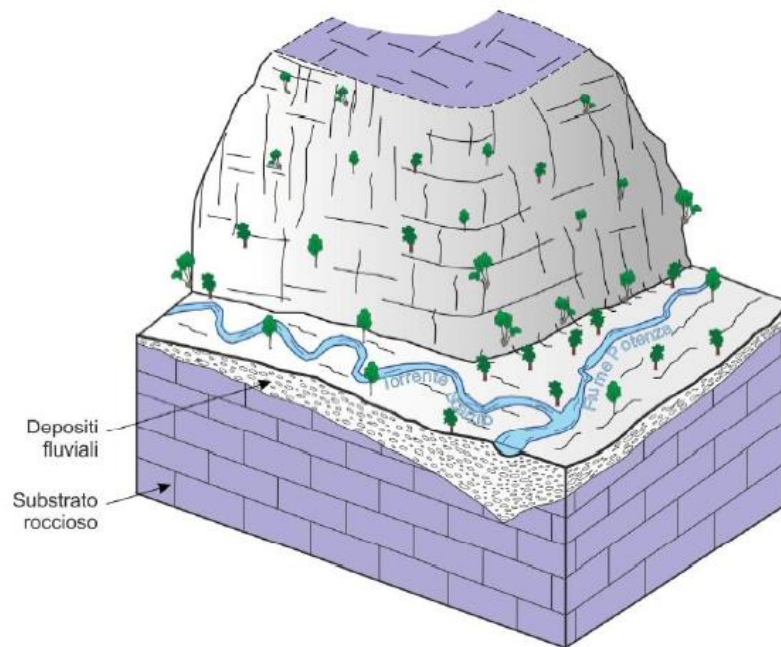


Figura 2.8: Faglie indicate nella carta geologica regionale nell'area del quartiere Madonna della Pietra.

In base all'elaborazione di tutti i dati si può affermare che inizialmente il torrente Scarsito ed il fiume Potenza confluivano in prossimità di Pioraco, collegati da un profilo idrodinamico continuo e graduale (senza salti com'è attualmente) (Figura 2.9).

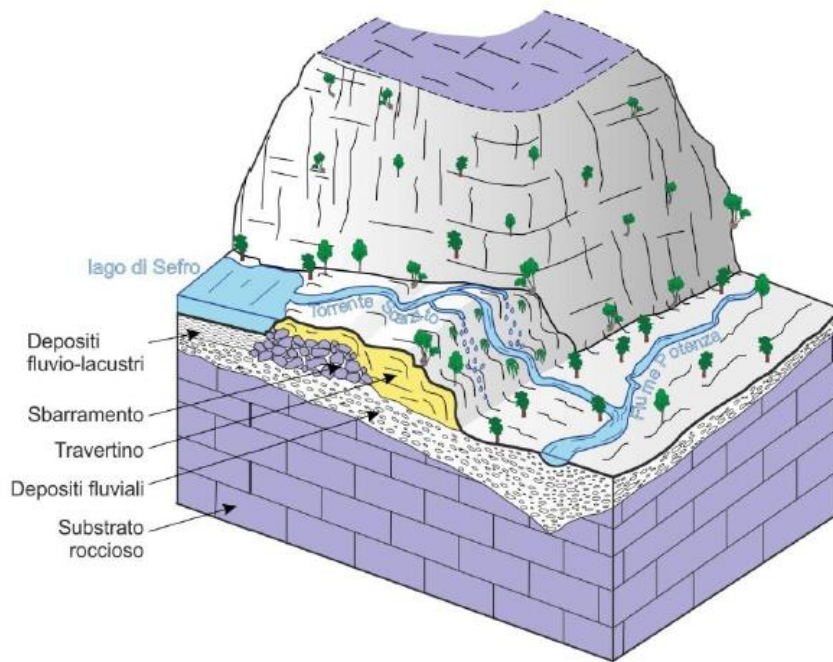


*Figura 2.9: Confluenza Torrente Scarsito-Fiume Potenza (Fase iniziale senza gradino morfologico)*

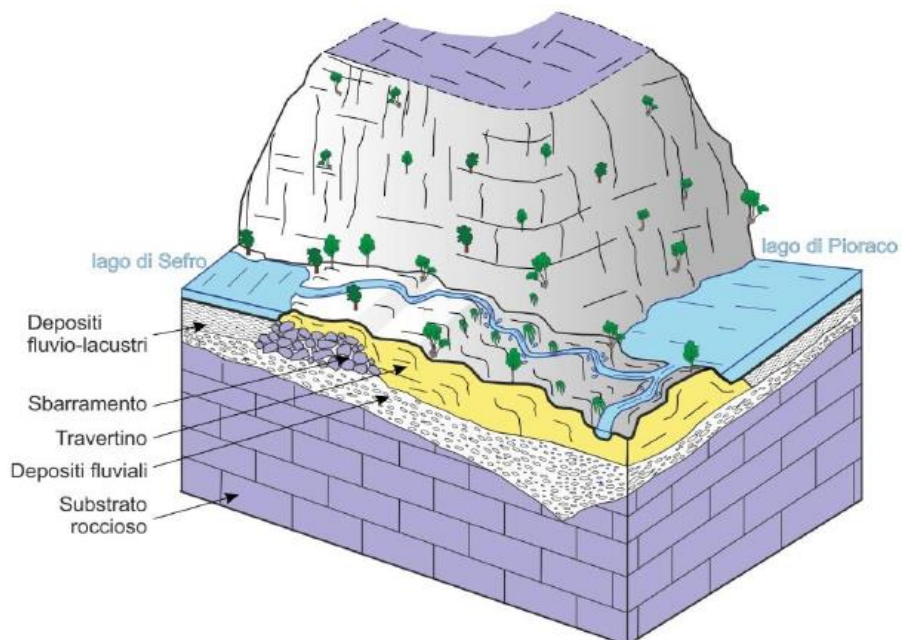
Quindi crolli e colamenti di detrito lungo la valle dello Scarsito, poco sopra l'abitato di Pioraco, hanno ostruito la Valle dello Scarsito, di per sé già molto stretta, occludendo il corso d'acqua e creando un lago a monte, il lago di Sefro (Figura 2.10).

Allo stesso tempo si è così generato il salto morfologico su cui è avvenuta la formazione del Travertino di Pioraco in ambiente principale di "cascata". Il deposito di travertino ha interferito con il corso del Fiume Potenza deviandolo gradualmente verso nord (presso l'abitato di Pioraco) e creando progressivamente una barriera entro la valle principale (Figura 2.11).

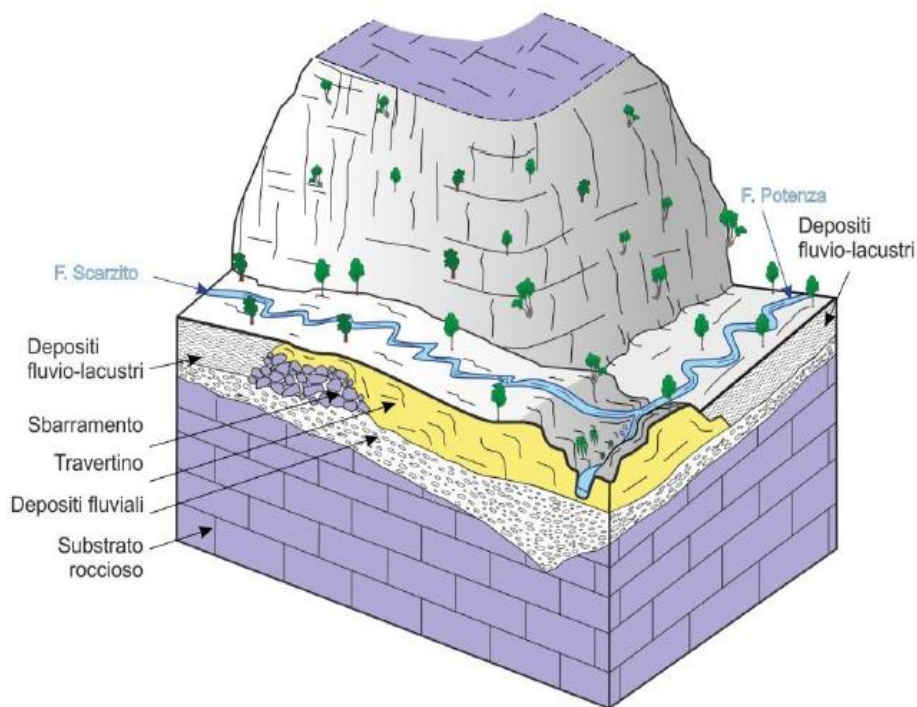
Il rallentamento del deflusso delle acque verso monte ha originato ambienti palustri e lacustri (Lago di Pioraco-Fiuminata) con estensione verso monte fino alla vallata di Fiuminata (situazione attuale) (Figura 2.12)



*Figura 2.10: Sbarramento della valle del Torrente Scarsito (il gradino morfologico ha creato verso monte il Lago di Sefro, mentre a valle si formava il travertino)*



*Figura 2.11: Sbarramento della valle del Potenza (l'accrescimento del corpo del travertino ha ostacolato il deflusso del F. Potenza, formando il Lago di Pioraco-Fiuminata)*



*Figura 2.12: Situazione attuale (permane il salto morfologico, mentre gli antichi laghi sono scomparsi riempiti dai detriti fluvio-lacustri)*

Questa evoluzione morfologica ha sicuramente condizionato lo sviluppo dell'abitato di Pioraco, tanto che la parte più antica è ubicata in corrispondenza del deposito di travertino, altimetricamente più elevata e maggiormente al sicuro rispetto alla piana inondabile fluvio-lacustre.

### **2.3 Sismologia della zona**

Il territorio di Pioraco rientra nella zona 918 al passaggio con la più occidentale 919 della zonazione sismogenetica bla bla bla. La zona 918, piuttosto vasta, è caratterizzata da un elevato numero di terremoti molti dei quali con magnitudo maggiore o uguale a 4,2; detta zona, secondo il modello ZS9, ricade in una fascia di transizione a carattere misto, con meccanismi focali essenzialmente compressivi a NW e distensivi a SE, dove ricade il territorio di Pioraco. La profondità efficace dello strato sismogenetico risulta pari a 13 km compresa nella classe di profondità 12-20 Km, profondità mediamente maggiore rispetto alla fascia più esterna, come testimoniato anche da alcuni eventi che hanno avuti risentimenti in aree piuttosto vaste come il terremoto di Camerino del 1799. La zona 919, nonostante le limitate dimensioni, è caratterizzata da un elevato numero di terremoti molti dei quali con magnitudo maggiore o uguale a 5. Per questa zona il modello ZS9 individua faglie e sistemi di faglie legate all'estensione appenninica,



con una profondità efficace dello strato sismogenetico pari a 8 km compresa nella classe di profondità 8-12 km, rappresentativa della maggior parte degli eventi sismici. Il meccanismo di fagliazione prevalente, la cui attribuzione è basata sui meccanismi focali e sui dati geologici, è di tipo diretto. Pioraco ricade in un'area soggetta ad un'accelerazione massima del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, pari a 0,175-0,225  $a_g/g$ . La crisi sismica tuttora in corso, che ha interessato anche il territorio di Pioraco a partire dal 24 Agosto 2016, è stata attribuita all'attivazione dell'intero sistema di faglie del M.Vettore-M.Bove. Questo sistema comprende segmenti di faglia lungo i versanti occidentali del M.Vettore, Argentella, Palazzo Borghese, Porche e Bove già identificati e studiati dagli anni '90. Il meccanismo focale dei terremoti del 24 Agosto, 26 e 30 Ottobre sono di tipo distensivo su faglie orientate NNW-SSE. I piani di rottura di tutti gli eventi hanno prodotto fagliazione superficiale particolarmente vistosa in relazione all'evento del 30 Ottobre; queste rotture cosismiche sono state mappate e studiate dai gruppi di geologi.

## **2.4 Cedimenti e livelli piezometrici pregressi**

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 nei paragrafi seguenti (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, era 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. 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 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 corrispondente riduzione della velocità dei cedimenti degli edifici, risultata mediamente pari 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 2.13 e Figura 2.14 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 2.16).

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.

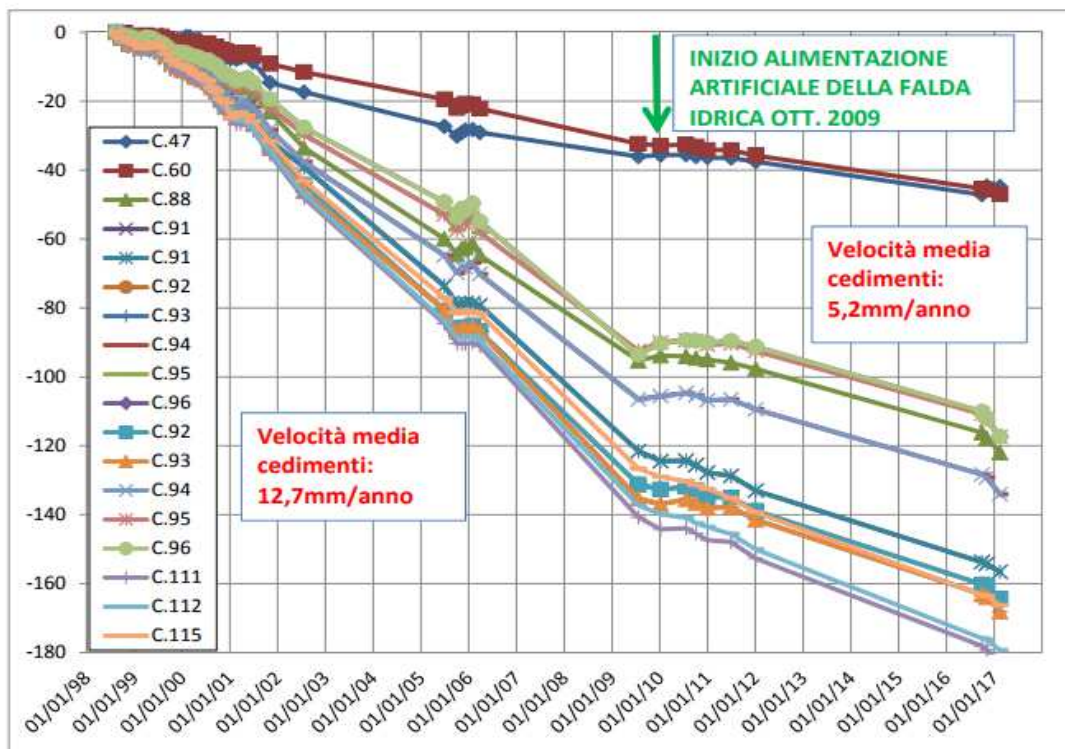


Figura 2.13: Andamento dei cedimenti nel tempo rilevato nella parte centrale del quartiere (l'ubicazione dei capisaldi è riportata in Figura 1.14)

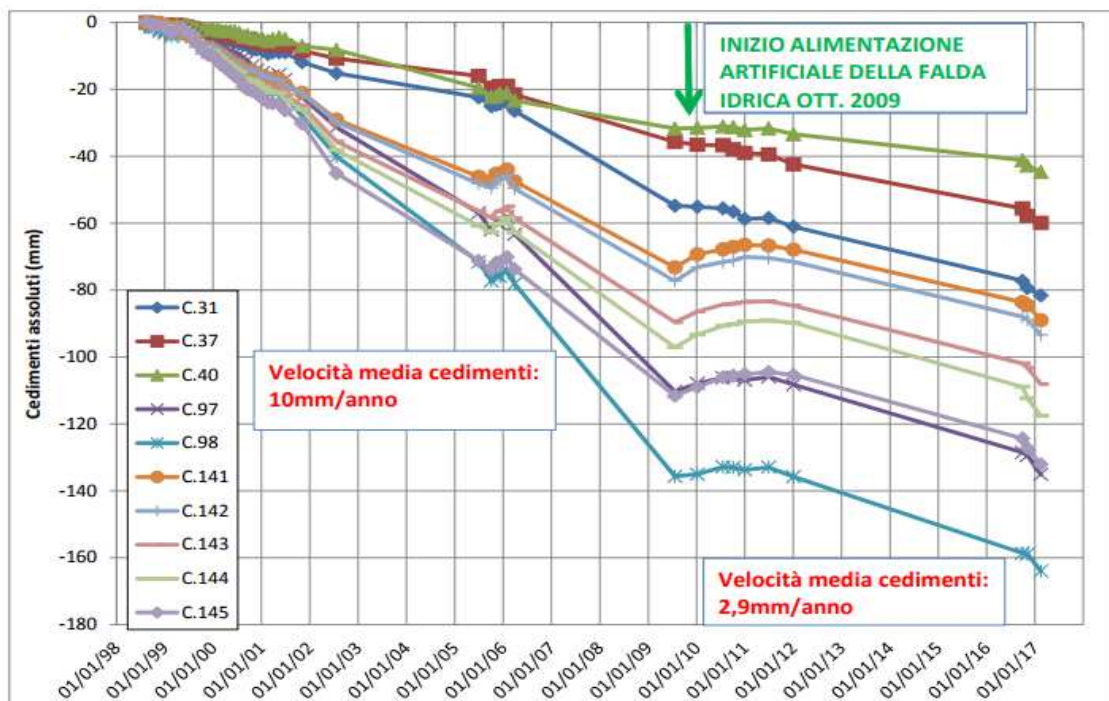


Figura 2.14: Andamento dei cedimenti nel tempo rilevato in prossimità del pozzo di immissione (l'ubicazione dei capisaldi è riportata in Figura 1.14)

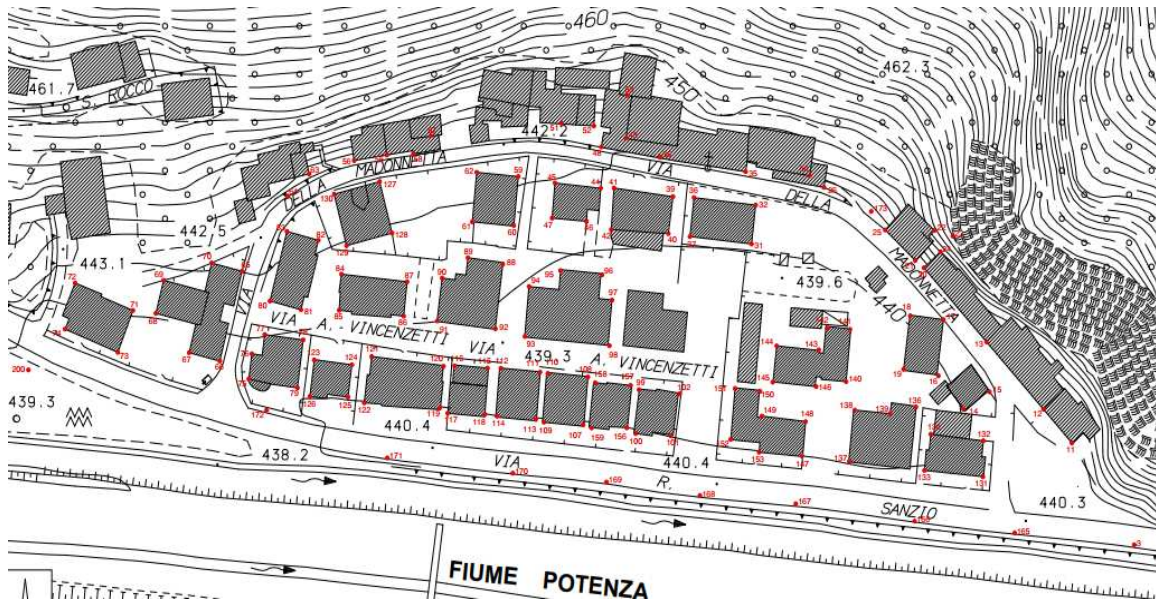


Figura 2.15: Ubicazione dei capisaldi per le livellazioni topografiche (da Doc. 13).

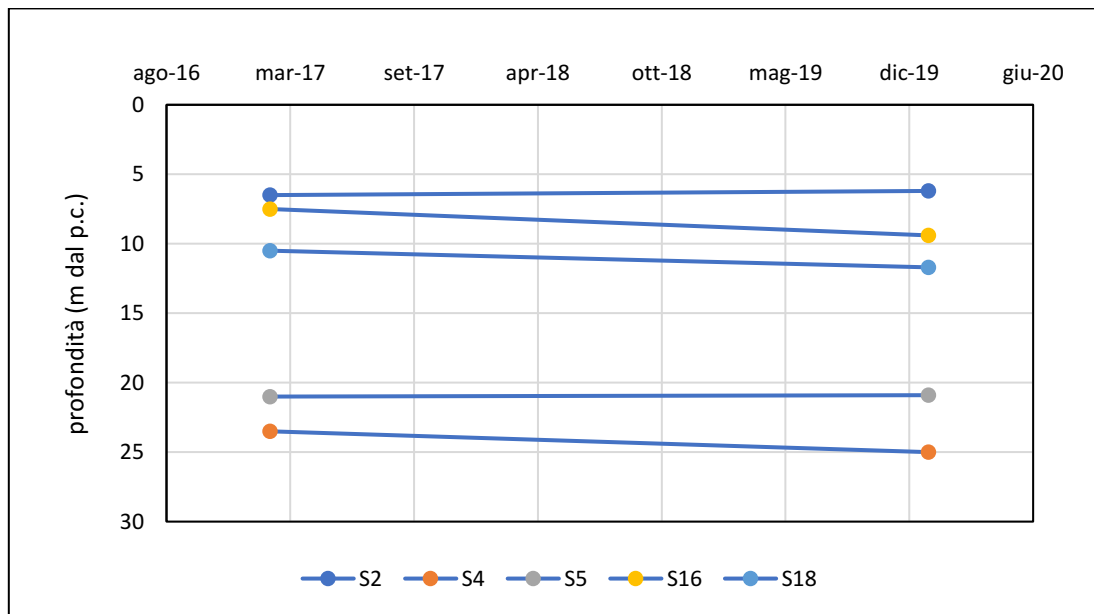


Figura 2.16: Rilievi piezometrici nel febbraio 2017 e nel gennaio 2020

## **2.5 Campagna d'indagini 2021**

Sulla base di quanto noto dalle indagini pregresse, è stata impostata una campagna d'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 piezometrici nell'area in esame. La campagna d'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 con l'obiettivo di valutare la possibilità di eseguire interventi di ricostruzione nell'area in oggetto.

È stato inoltre deciso 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 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. La figura 2.17 e la tabella 2.1 riportano rispettivamente l'ubicazione di tutte le indagini e la tipologia di alcune delle indagini integrative eseguite nel gennaio-febbraio 2021. Oltre alle indagini di tabella 1.1, sono state eseguite 8 prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali (CPTU), 3 prove di dissipazione e 2 prove S.CPTU (cono sismico).



Figura 2.17: Ubicazioni della Campagna d'indagini 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, Gs, k, GR
			PZ Casagrande	13.6	

Tabella 2.1: Campagna 2021: riepilogo dei sondaggi eseguiti, dei campioni prelevati e della installazione delle celle piezometriche di Casagrande

È stato inoltre previsto un sondaggio a distruzione di nucleo, ubicato nella parte ovest del quartiere 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.

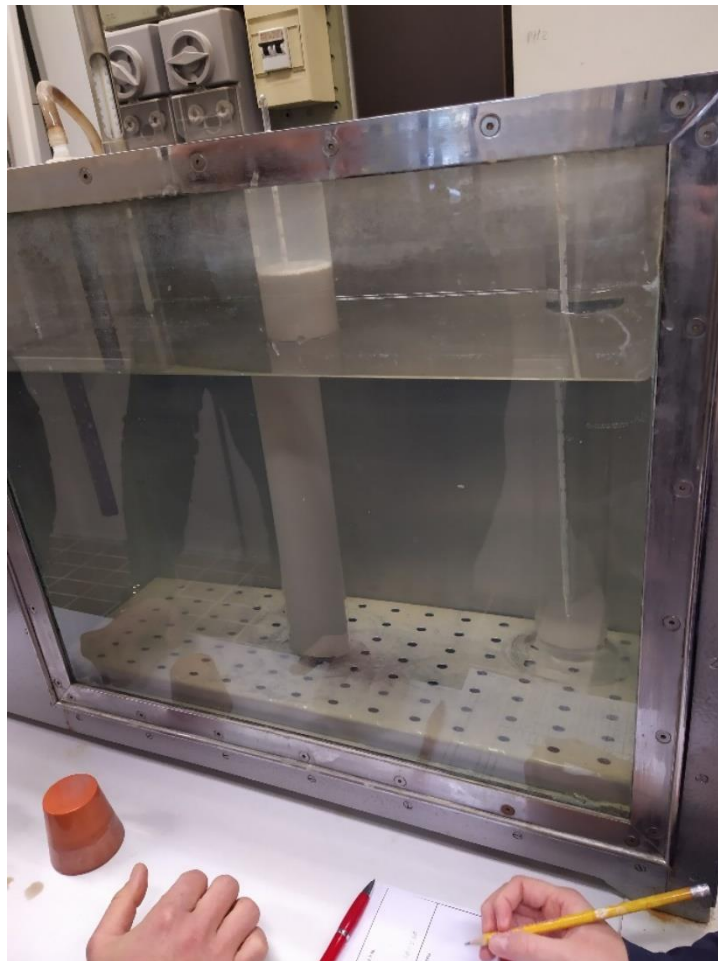
In considerazione della variazione nel tempo dei livelli piezometrici nell'area del quartiere e della necessità di valutare la sotto-consolidazione del deposito argilloso, la campagna di indagine ha previsto l'installazione di due nuove celle di Casagrande, anche come integrazione della rete di monitoraggio piezometrico. Una delle celle piezometriche è stata installata nel sondaggio a carotaggio continuo alla profondità di 30 m dal p.c. (Tabella 2.1). 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.

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.

## 2.5.1 Interpretazione delle prove di laboratorio

### 2.5.1.1 Prove di classificazione e caratterizzazione fisica

Dalla campagna d'indagine 2021 sono state eseguite due prove di classificazione, una relativa al campione C3 dell'S3(21) e una relativa al campione C1 dell'S8(21). L'analisi granulometrica per sedimentazione (Figura 2.18) ha permesso di determinare la distribuzione granulometrica del terreno le cui particelle hanno un diametro inferiore a 0,075 mm. In entrambi i casi il terreno risulta costituito esclusivamente da frazione fine, con un contenuto d'argilla (frazione < 0,002 mm) del 45-60% (Figura 2.19).



*Figura 2.18: Prova di aerometria sul campione C1-S8(21)*



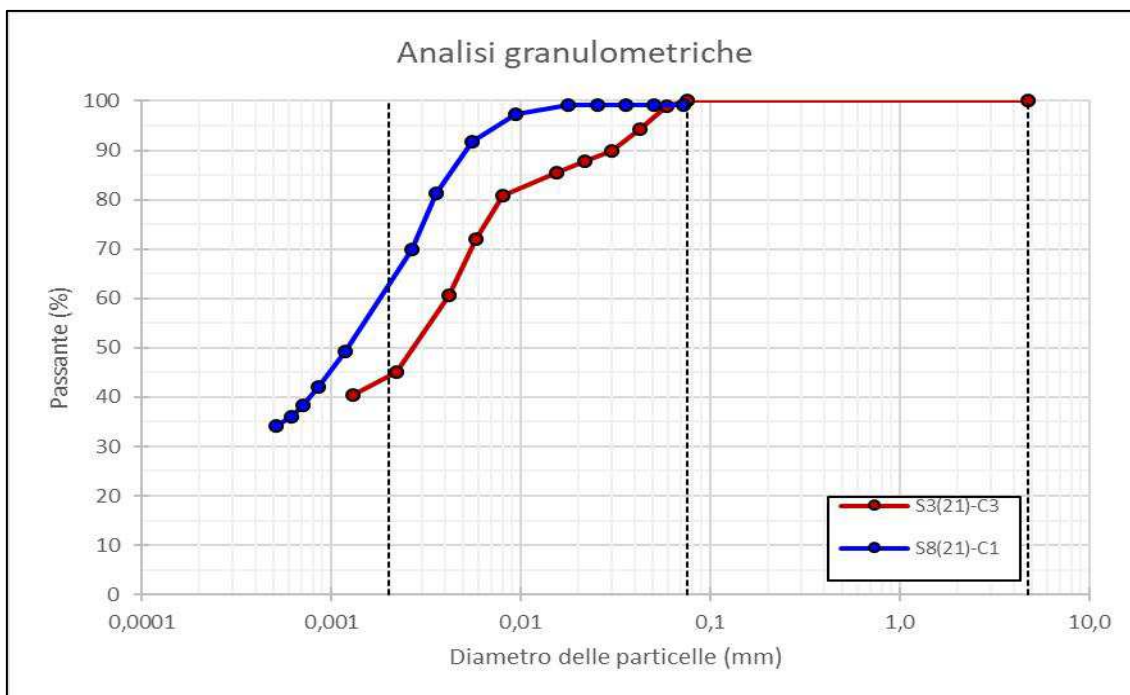


Figura 2.19: Curve granulometriche del terreno argilloso

Sulla base delle determinazioni dei limiti di consistenza e del contenuto di frazione organica (risultato di circa il 3-4%) il terreno risulta un'argilla inorganica di alta plasticità (CH, secondo la classificazione USCS, Figura 1.19), come peraltro già noto dalle campagne d'indagine pregresse (Tabella 2.2). Si conferma quindi che si tratta di un terreno caratterizzato da bassa permeabilità, scarsa resistenza al taglio ed elevata compressibilità (Figura 2.20).

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 2.2: Valori dei limiti di consistenza del deposito argilloso

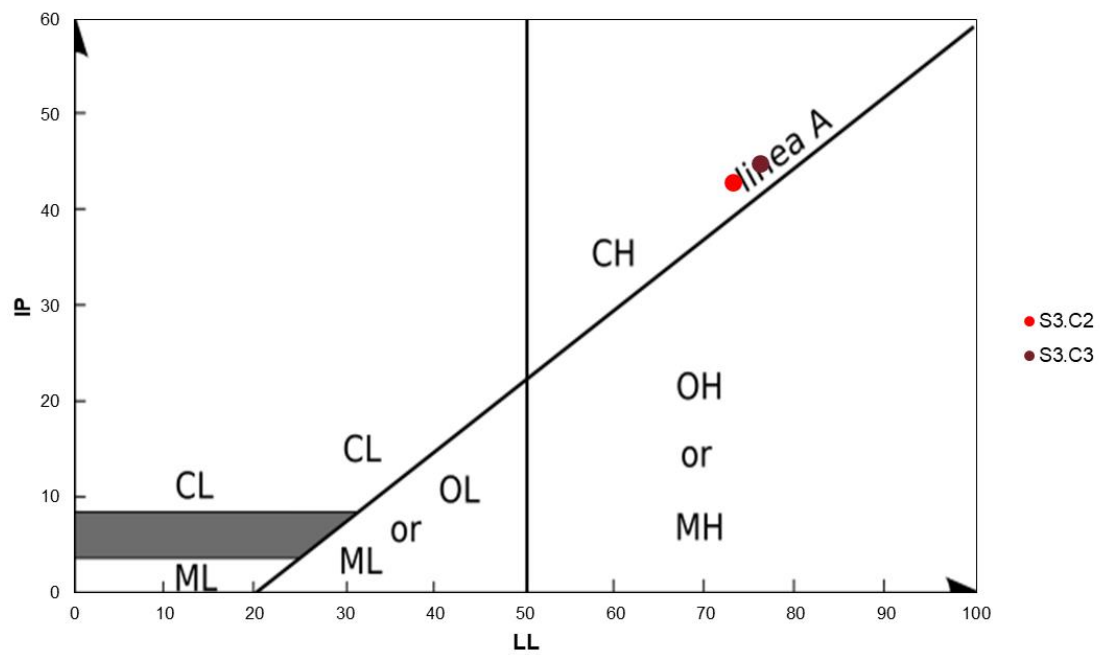
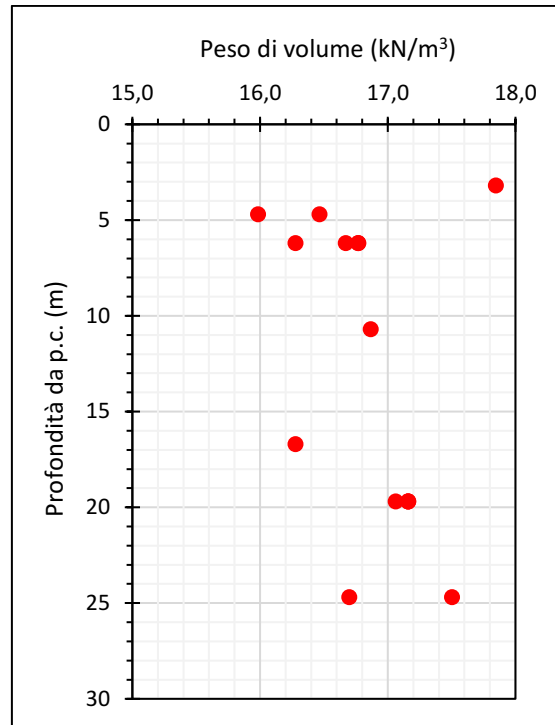


Figura 2.20: Classificazione del terreno argilloso

Il grafico della Figura 2.21 riassume i valori del peso di volume misurati da tutti i provini 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 d'indagine. Il valore del peso di volume medio risulta pari a 16,9 kN/m<sup>3</sup>. Il peso specifico dei granuli (gravità specifica) è risultato pari a 2,8.



*Figura 2.21: Valori del peso di volume del terreno argilloso al variare della profondità di prelievo dei campioni.*

La determinazione del contenuto d'acqua naturale, del grado di saturazione e dell'indice dei vuoti è stata eseguita considerando i valori misurati da tutti i provini sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio. Tali valori sono riportati nella Figura 2.22, 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) e non appaiono correlabili alla 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 2.22).

L'indice dei vuoti (Figura 2.23) 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 testimoniano che si tratta di un terreno di recentissima formazione, molto comprimibile e di scadenti caratteristiche meccaniche.

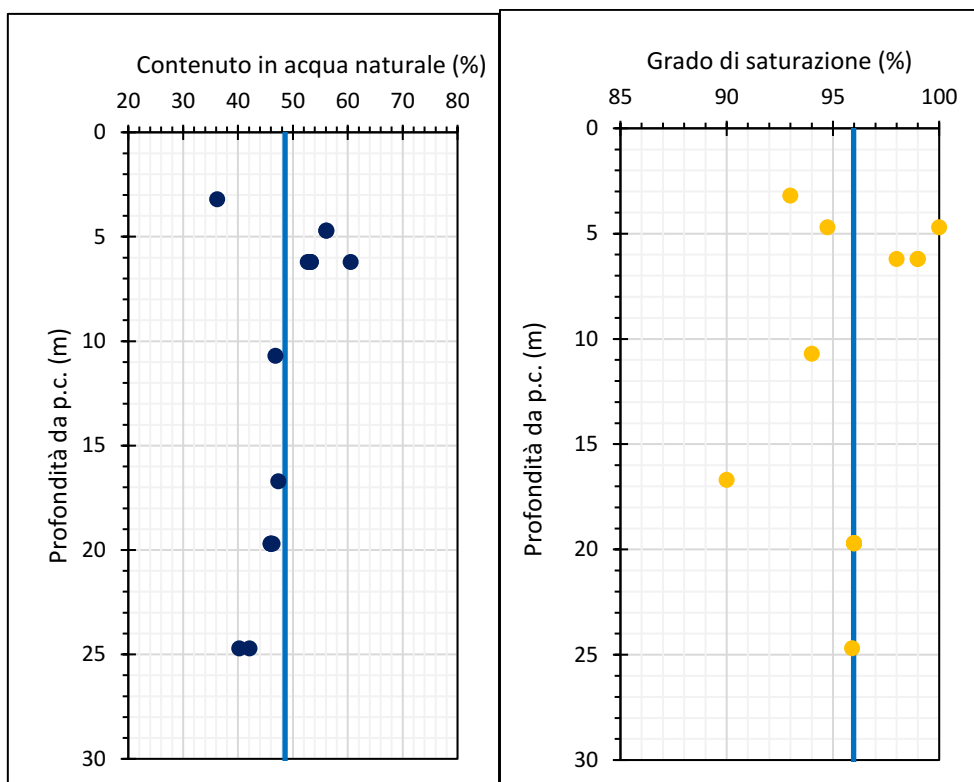


Figura 2.22: Andamento del contenuto d'acqua naturale e del grado di saturazione del terreno argilloso con la profondità.

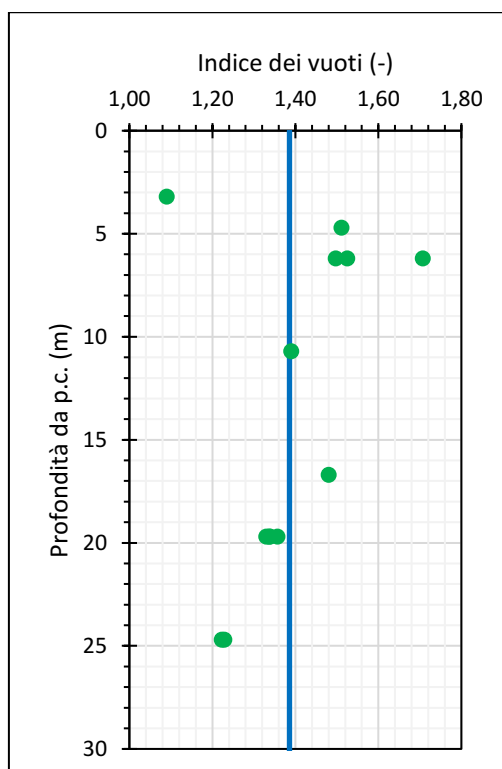


Figura 2.23: Andamento dell'indice dei vuoti del terreno argilloso con la profondità.

### 2.5.1.2 Prove edometriche

Nella campagna d'indagine 2021 sono state eseguite complessivamente sei prove edometriche ad incremento di carico, cinque delle quali su campioni prelevati dalla verticale d'indagine principale S3(21) a diverse profondità ed un campione dal sondaggio S8(21). Il campione C7, prelevato a 30,00-30.50 m di profondità, è risultato disturbato (rammollimento e fessurazione) e pertanto non idoneo per alcuna prova.

La Figura 2.24 riporta l'insieme delle curve di compressibilità ottenute dalle prove edometriche. Tali andamenti non hanno consentito di determinare la pressione di consolidazione (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 di esse 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.

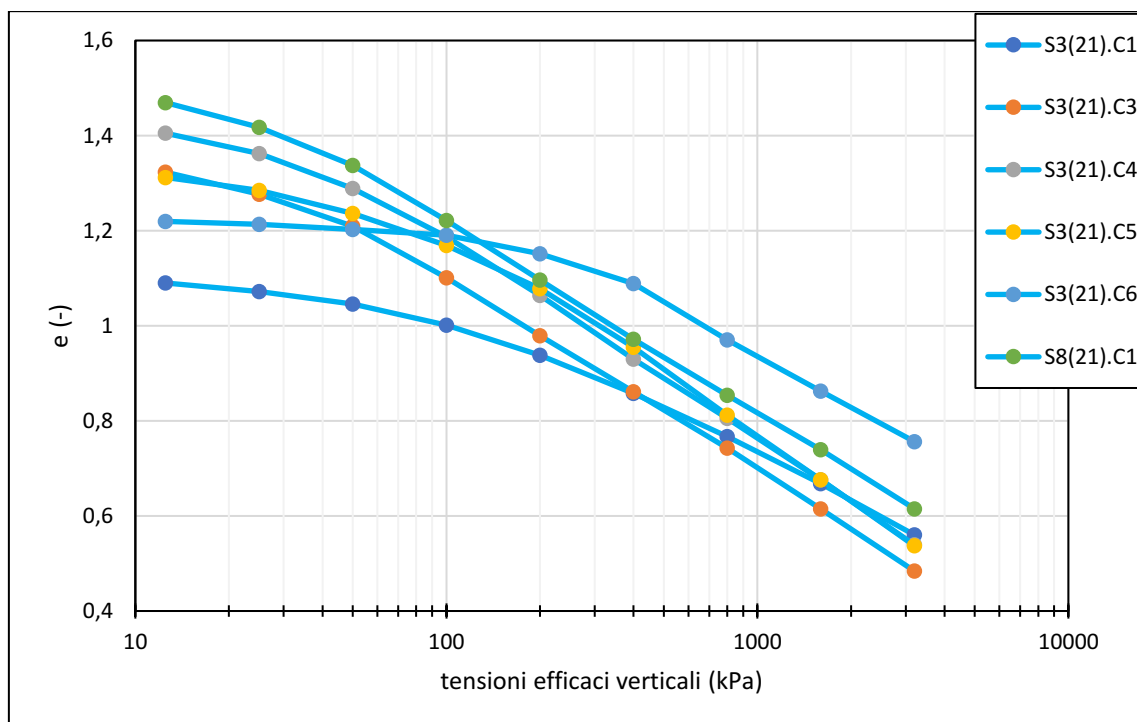


Figura 2.24: Curve di compressibilità da prove edometriche eseguite nel deposito argilloso.

Per determinare la pressione di snervamento dei provini in esame è stato fatto riferimento all'approccio in scala bi-logaritmica  $\ln(1+e)-\log(\sigma'_v)$  invece del tradizionale  $e-\log(\sigma'_v)$ , 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  $\ln(1+e)-\log(\sigma'_v)$  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 (Figure dalla 2.25 alla 2.30) i valori della  $\sigma'_y$  sono stati ricavati mediante tale approccio ed è stato verificato che ciascun valore fosse compreso nel range dei valori minimo e massimo derivanti dalla Costruzione di Casagrande. La Tabella 2.3 riepiloga i valori delle  $\sigma'_y$  stimati dai risultati delle prove edometriche.

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 2.3: Valori della pressione di snervamento ricavati dalle prove edometriche.

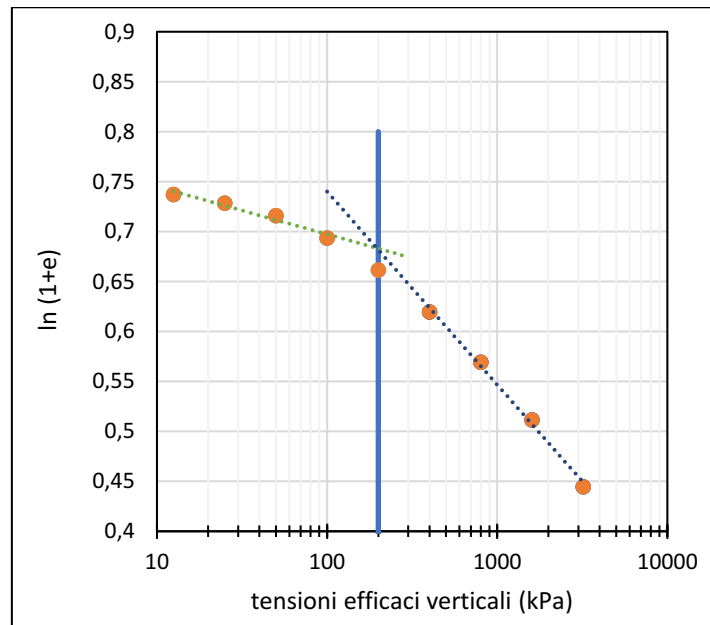


Figura 2.25: Curva di compressibilità del campione S3-C1 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

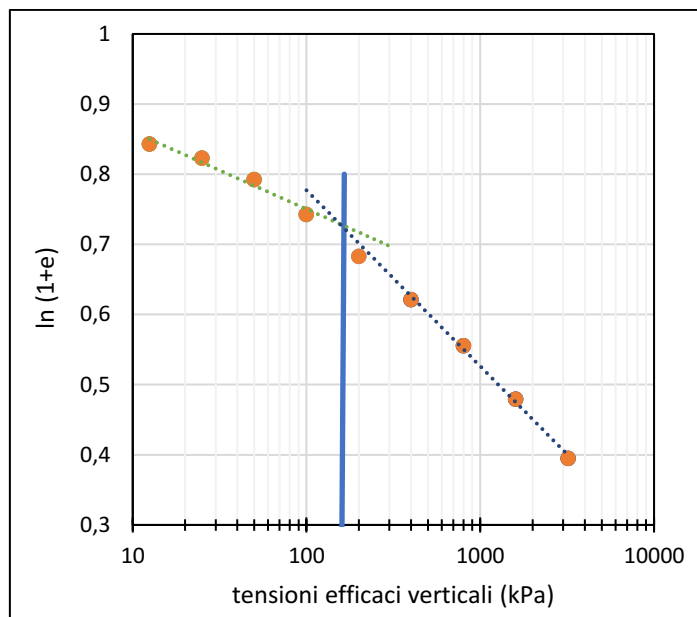


Figura 2.26: Curva di compressibilità del campione S3-C3 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

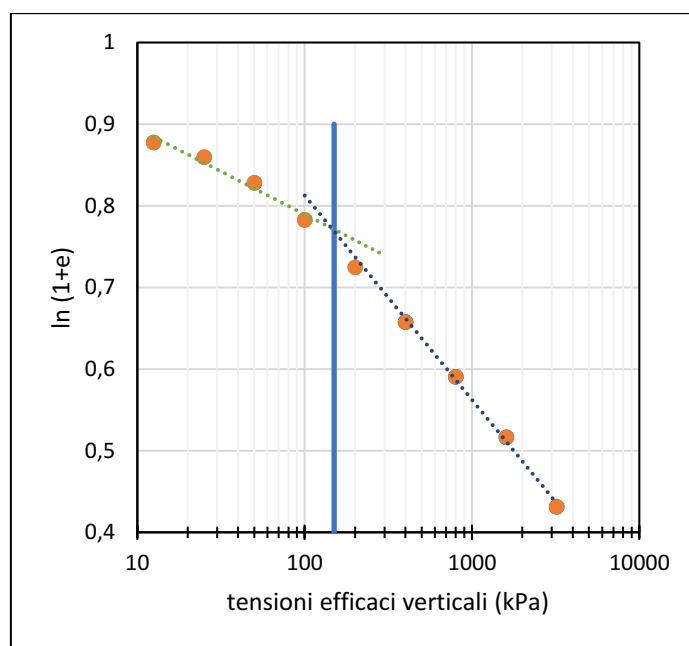


Figura 2.27: Curva di compressibilità del campione S3-C4 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

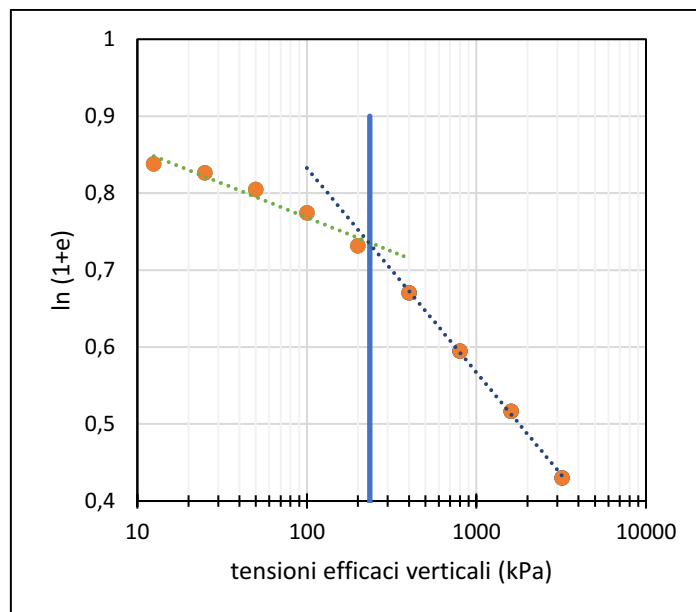


Figura 2.28: Curva di compressibilità del campione S3-C5 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

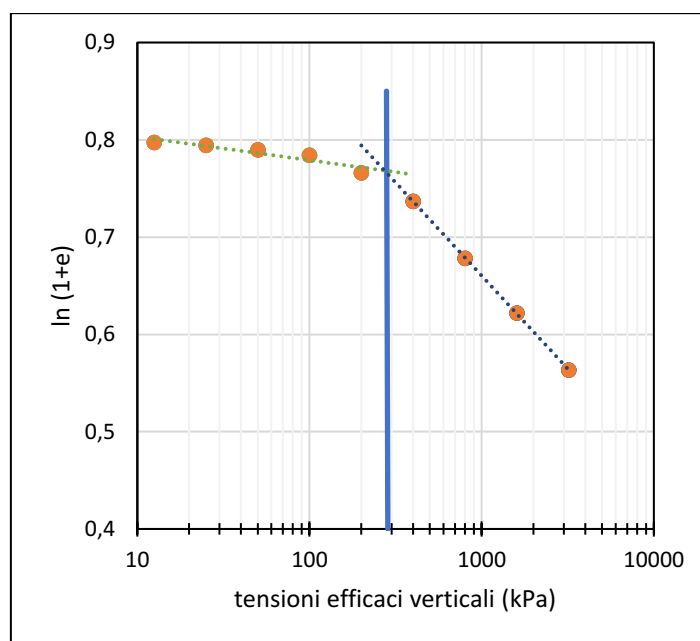


Figura 2.29: Curva di compressibilità del campione S3-C6 e determinazione del valore della pressione di snervamento.



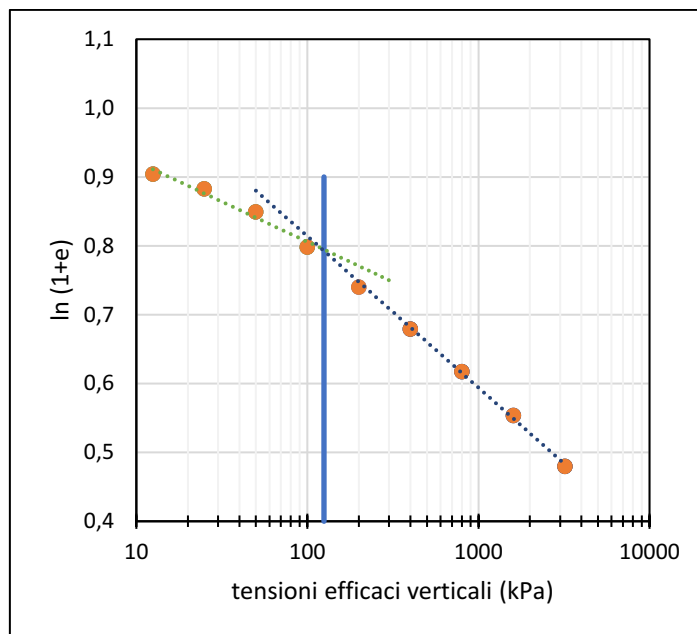


Figura 2.30: Curva di compressibilità del campione S8-C1 e determinazione del valore della pressione di snervamento.

Nella Figura 2.31 seguente sono riportati i valori dell'indice di compressione,  $c_c$ , al variare della pressione verticale efficace. 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 ricompressione,  $c_r$ , è stato determinato dalle curve in cui la pendenza del tratto di ricompressione 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. Nella Figura 2.32 sono riportati i valori dell'indice di ricompressione 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,  $c_s$  (Figura 2.33). I valori ottenuti risultano compresi fra 0,02 e 0,1, decrescenti all'aumentare della tensione verticale efficace.

In merito alla compressibilità secondaria del deposito argilloso, nella Figura 2.34 sono riepilogati i valori del coefficiente di consolidazione secondaria,  $c_{ae}$ , 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 2.35 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  $1 \times 10^{-7}$ - $1 \times 10^{-8}$  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 2.36 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 nel range di  $10^{-10}$ - $10^{-11}$  m/s nel campo tensionale di interesse.

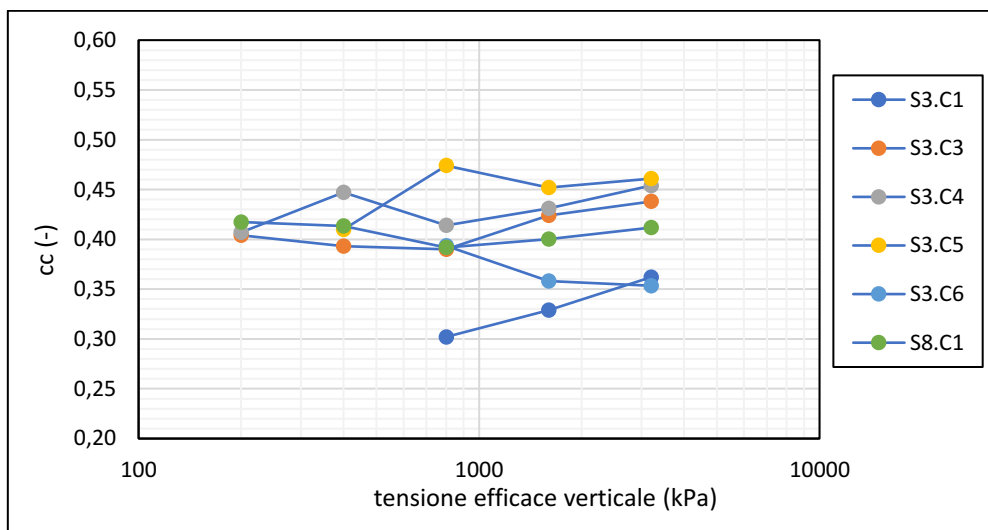


Figura 2.31: Valori dell'indice di compressione al variare della pressione verticale efficace.

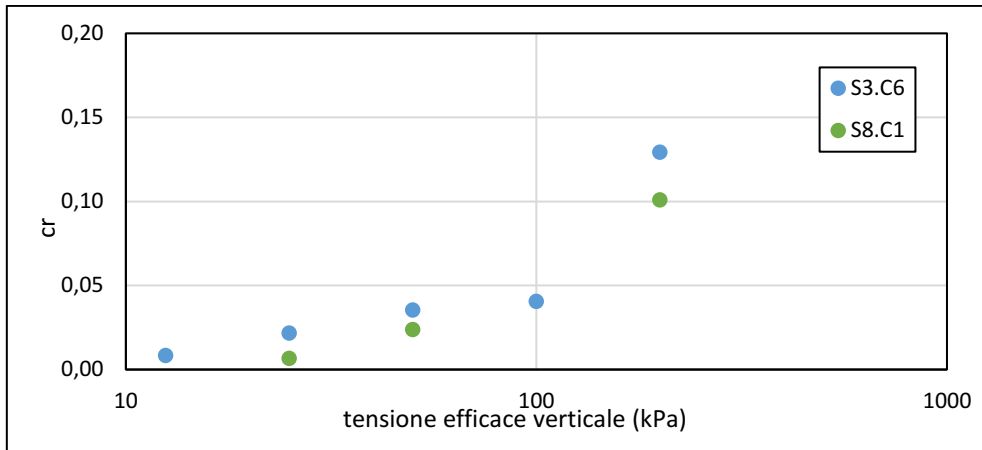


Figura 2.32: Valori dell'indice di ricomprensione al variare della pressione verticale efficace.

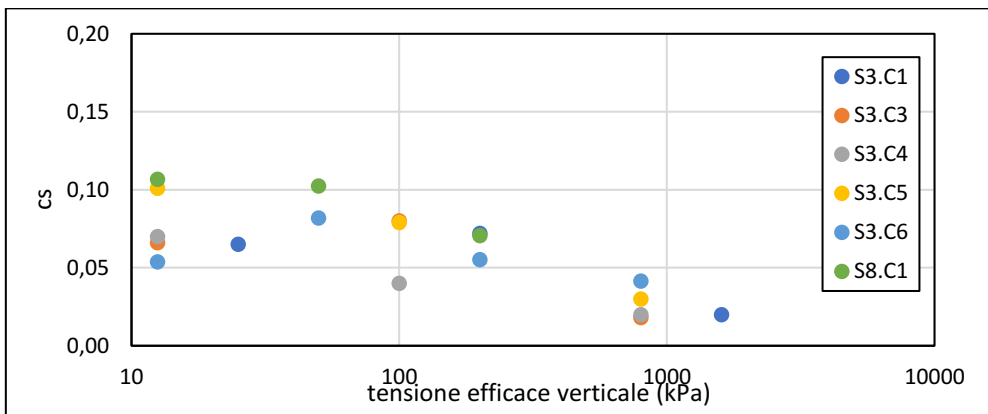


Figura 2.33: Valori dell'indice di scarico al variare della pressione verticale efficace.

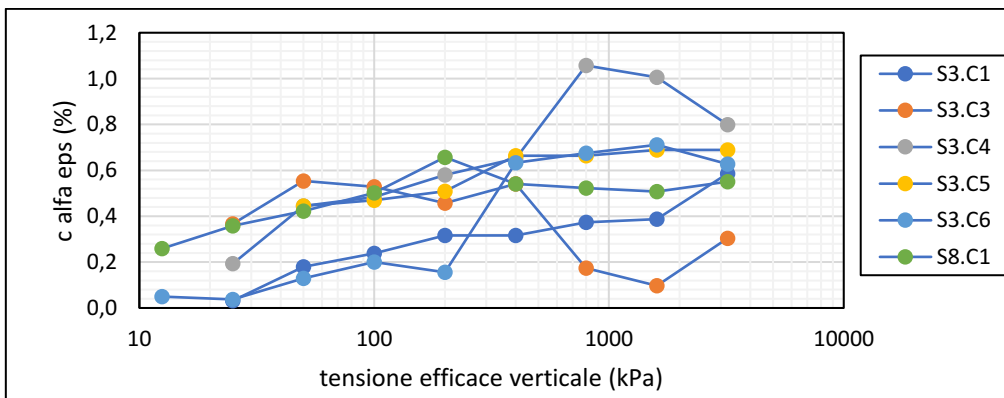


Figura 2.34: Valori dell'indice di compressione secondaria al variare della pressione verticale efficace.

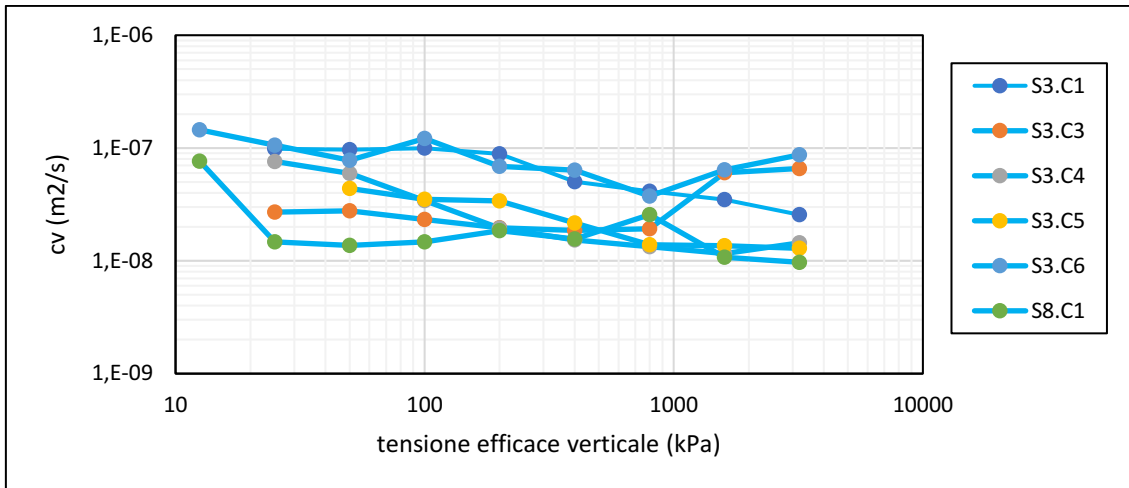


Figura 2.35: Andamento dei valori del coefficiente di consolidazione verticale al variare della pressione verticale efficace.

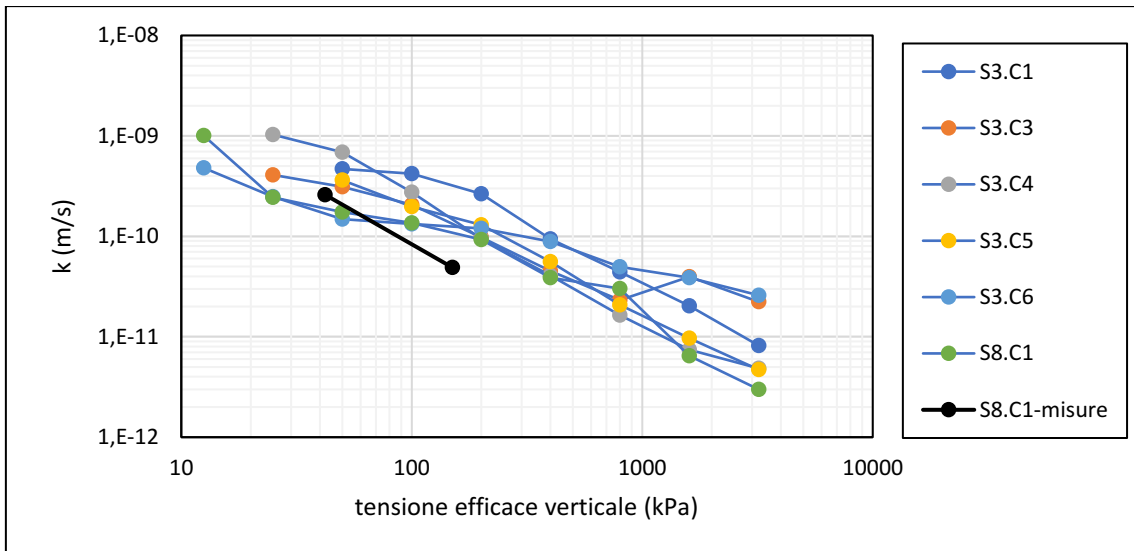


Figura 2.36: Andamento del coefficiente di permeabilità verticale al variare della pressione verticale efficace.

### 2.5.1.3 Prove triassiali

Nell'ambito della campagna geognostica 2021 sono state eseguite anche due prove triassiali di tipo 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 CIUC 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 2.4 e 2.5 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 2.4: Sintesi dei risultati della prova triassiale sul campione S3-C2

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	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 2.5: Sintesi dei risultati della prova triassiale sul campione S3-C5

In Figura 2.37 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 legata all'angolo di resistenza al taglio secondo la relazione  $\sin\phi = \tan\alpha$ . In Figura 2.38 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  $\phi = 25.2^\circ$ , 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.

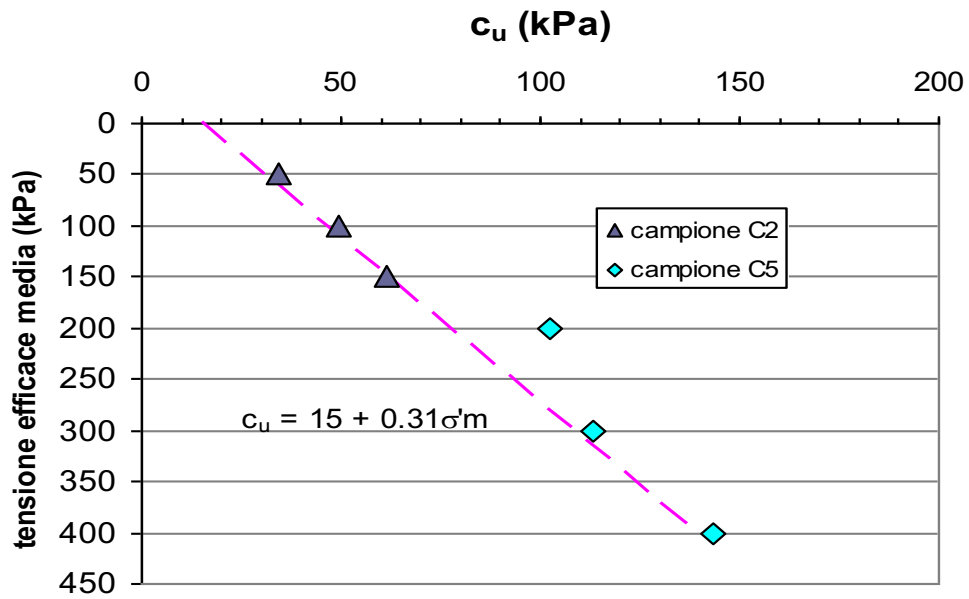


Figura 2.37: Valori della resistenza a breve termine misurati nelle prove triassiale al variare della tensione efficace media di consolidazione (sondaggio S3(21)).

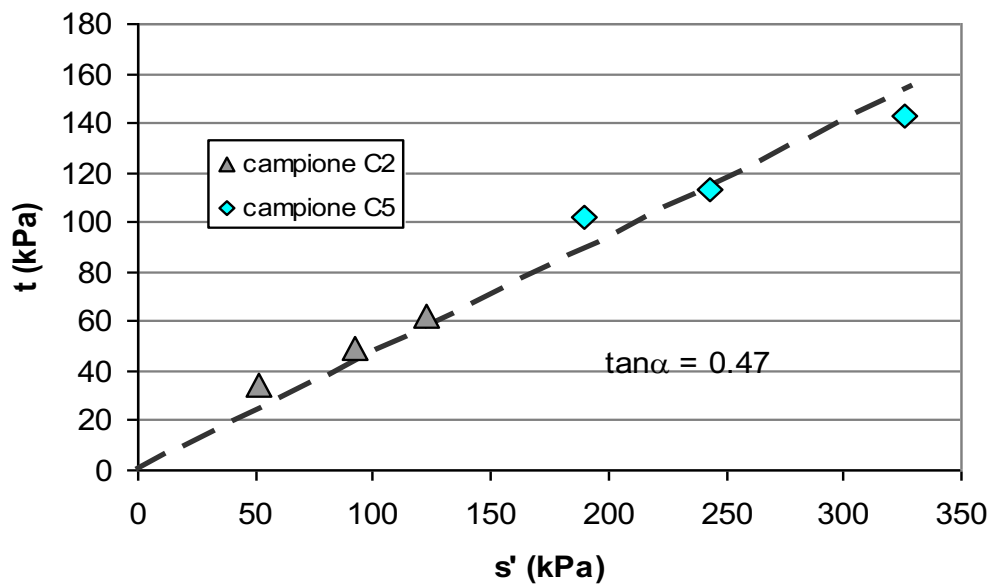


Figura 2.38: Risultati delle due prove triassiali nel piano degli invarianti  $s'-t$  (sondaggio S3(21)).

## **2.5.2 Interpretazione delle prove in sito**

### **2.5.2.1 Rilievo dei cedimenti nel tempo**

Per verificare l'evoluzione dei cedimenti successivamente agli eventi sismici del 2016, avendo già uno storico di misure da Agosto 1998 al febbraio 2017 ed essendo disponibili gli stessi capisaldi, è stato eseguito un rilievo topografico mediante livellazioni di alta precisione sui capisaldi già installati sugli edifici.

In Figura 2.40 è rappresentata l'evoluzione temporale dei cedimenti (in mm/anno) in dei periodi significativi. Ad esempio, si può notare come la maggior velocità di cedimento si ha nel 2001/2002 con circa 18 mm/annui, dopo la prova d'immissione nel pozzo, quindi nel periodo 2006/2009 con circa 10 mm/annui e infine dopo il sisma del 2016 e lo stop dell'immissione nel pozzo con una velocità di cedimento di circa 15 mm/annui.

Dalla Figura 2.41 relativa alla planimetria con le curve di isocedimento dal 1998 al 2021 (in mm) si può notare come la zona che evidenzia un maggior cedimento verticale è la zona centrale relativa ai capisaldi 111, 110, 113 ossia i capisaldi situati in mezzo a Via Vincenzetti, con un cedimento che si attesta intorno ai 20-21 cm, poi tale cedimento torna lievemente a diminuire lungo Via Sanzio, ma questo potrebbe essere dovuto al fatto che i capisaldi in questa zona sono ubicati nella strada e non negli edifici, quindi non vengono influenzati da questi ultimi.

Dalla planimetria delle curve di isocedimento dal 2017 al 2021 (Figura 2.42) si può notare, anche in questo caso, come la zona che evidenzia un maggior cedimento verticale è quella centrale ossia intorno al caposaldo 113, più generalmente nel mezzo della Via Vincenzetti, con un cedimento che si attesta intorno ai 3 cm, poi, anche questa volta, il cedimento torna a diminuire lievemente lungo Via Sanzio. Si può comunque notare come il semiperimetro esterno del quartiere, poggiante in roccia, non è soggetto ad alcun cedimento.



# Evoluzione temporale di cedimento

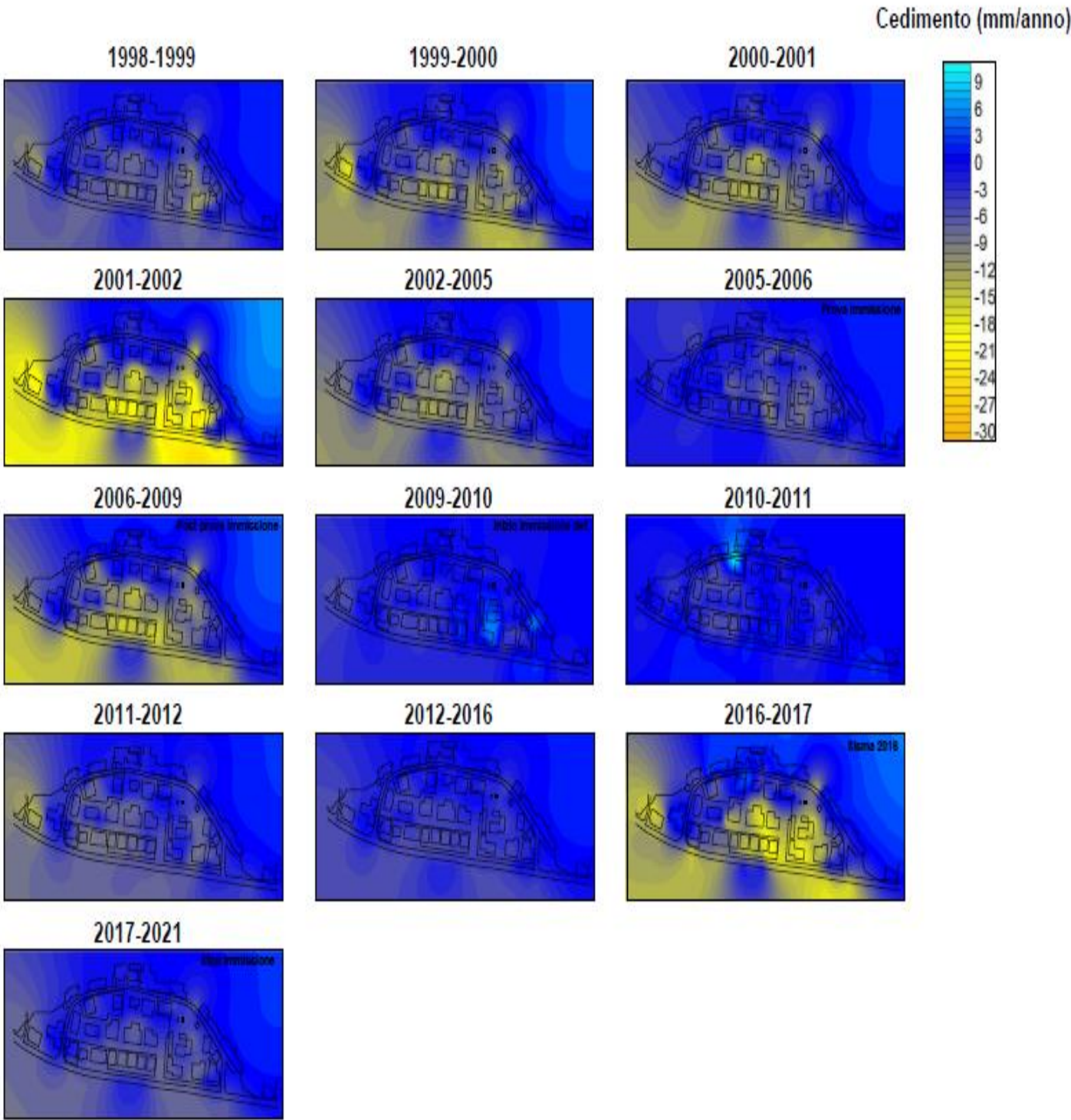
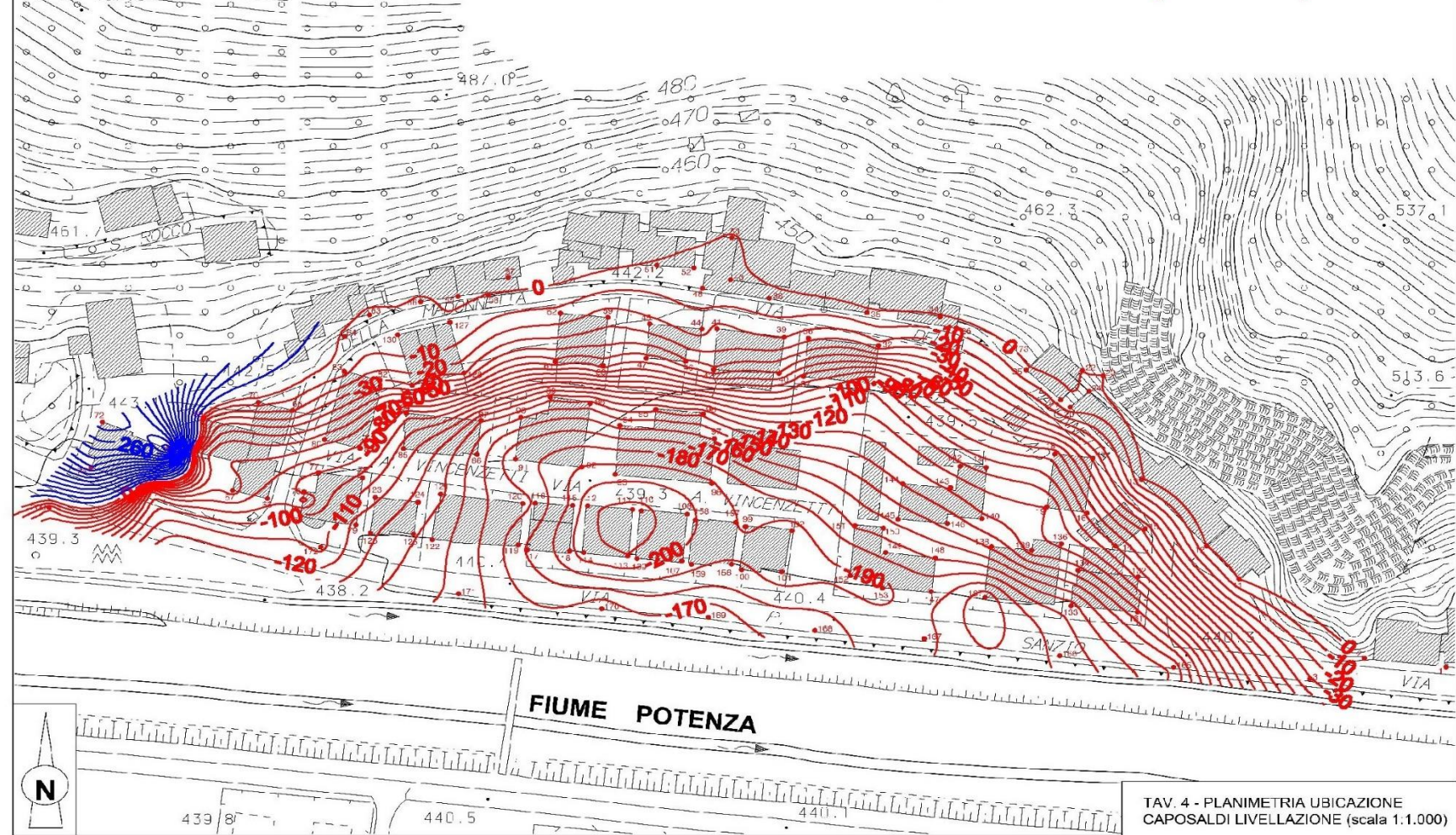


Figura 2.40: Evoluzione temporale del cedimento nel quartiere La Madonnetta dal 1998 al 2021

# CURVE DI ISOCEDIMENTO 1998-2021 (in mm)



TAV. 4 - PLANIMETRIA UBICAZIONE CAPOSALDI LIVELLAZIONE (scala 1:1.000)

Figura 2.41: Planimetria con le curve di isocedimento dal 1998 al 2021

# CURVE DI ISOCEDIMENTO 2017-2021 (in mm)

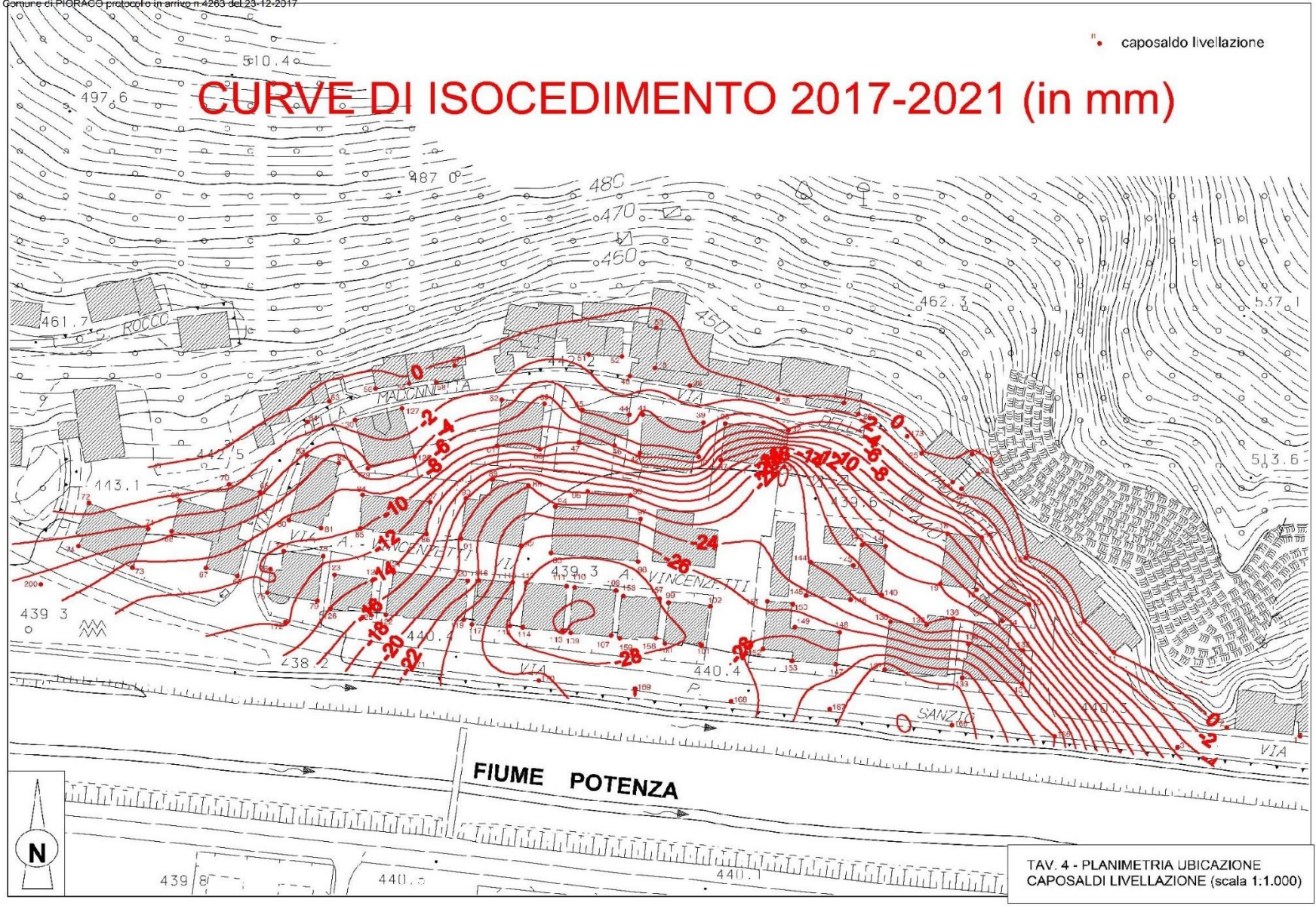


Figura 2.42: Planimetria con le curve di isocedimento dal 2017 al 2021

### 2.5.2.2 Interpretazione dei livelli 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 2.6 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.

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 2.7.

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 2.43).

Dalla Figura 2.43 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 2.2. Le variazioni dei livelli piezometrici fra febbraio e marzo 2021 rientrano nel range di massimo 1 m.

Sulla base delle isopieze di Figura 2.42 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

<b>S4</b>	60	TA	25,0	22,8	22,0
<b>S5</b>	40	TA	20,9	20,6	19,6
<b>S6</b>	12.5	TA	no acqua	no acqua	no acqua
<b>S8</b>	23	TA	no acqua	20,0	-
<b>S10</b>	30	TA	10,7	11,9	11,7
<b>S16</b>	18 *	TA	9,4	13,0	12,0
<b>S18</b>	43 *	TA	11,7	12,0	-
<b>S3(21)</b>	30	CA	-	-	12,5
<b>S8(21)</b>	13.6	CA	-	-	12,5
<b>Pozzo PZ1</b>	33		-	15,8	-
<b>Pozzo privato (PP)</b>	23		-	11,0	-

Tabella 2.6: 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 2.7: Profondità del livello piezometrico ricavato da prove CPTU.

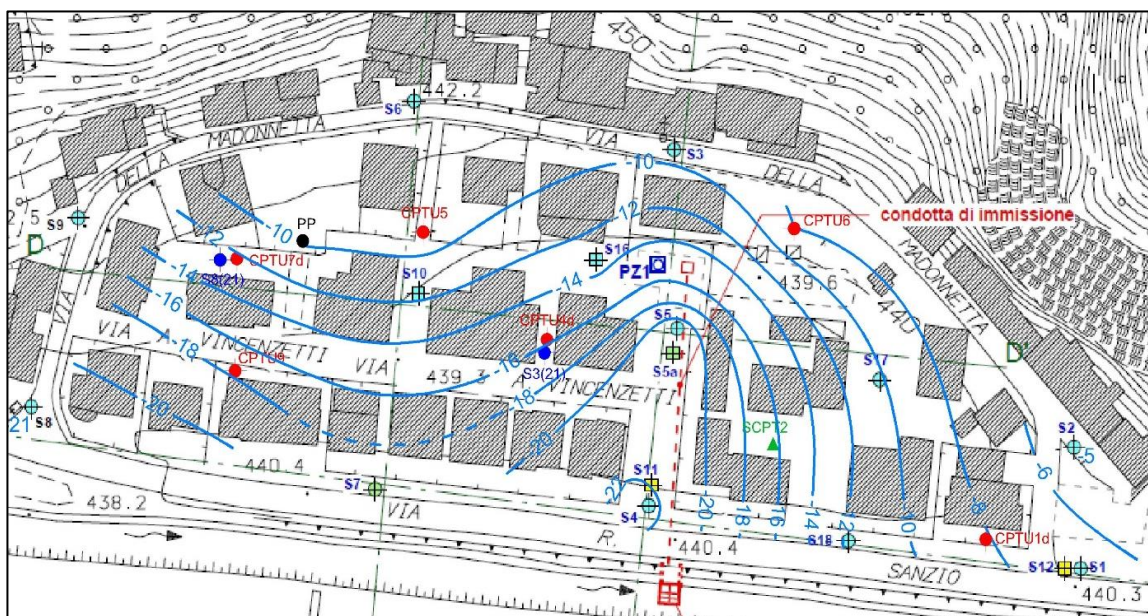


Figura 2.43 : Ricostruzione isopieze al febbraio 2021 (quota di riferimento 440 m s.l.m.m.)

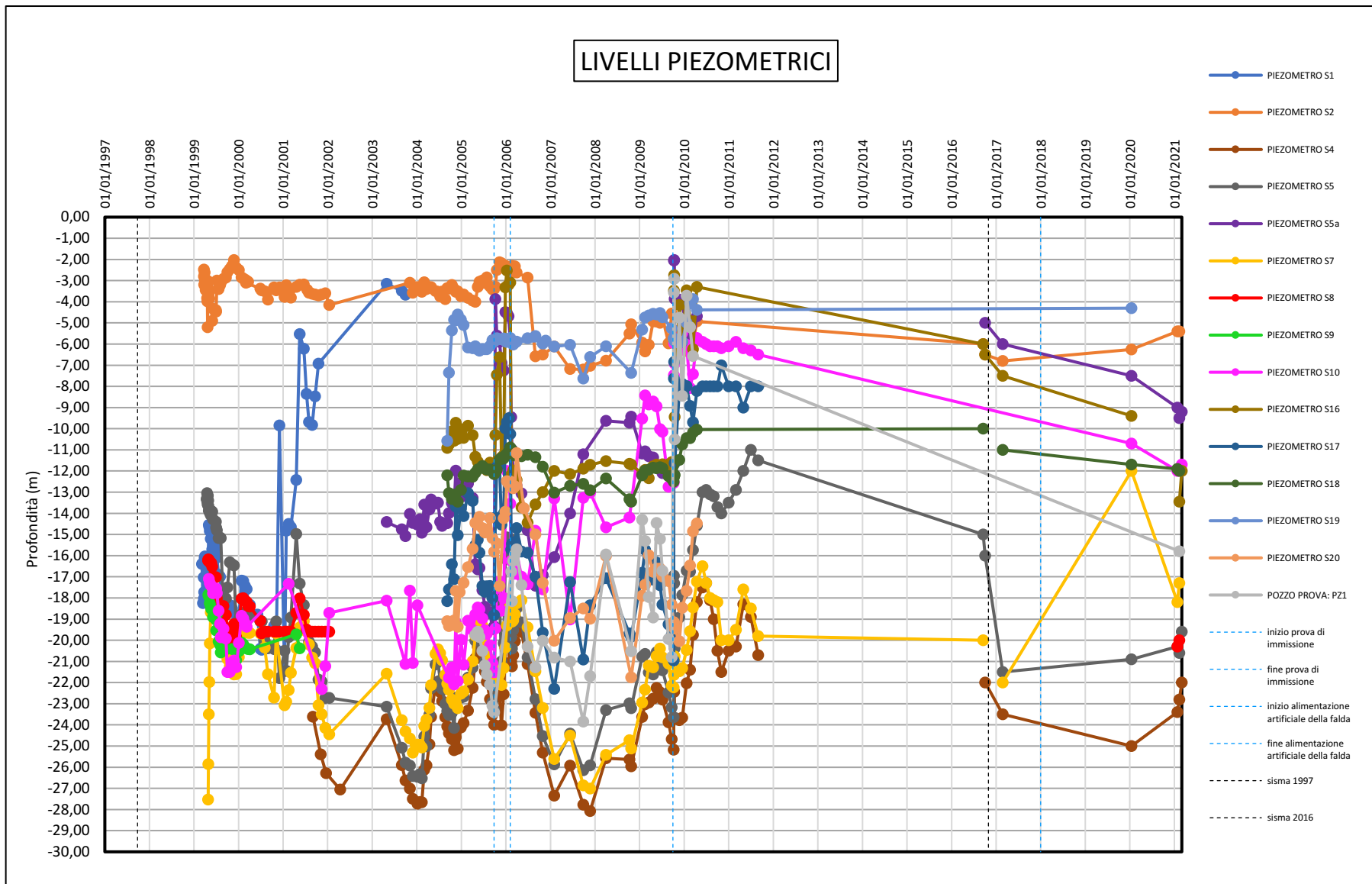


Figura 2.44: Livelli piezometrici 1997-2021

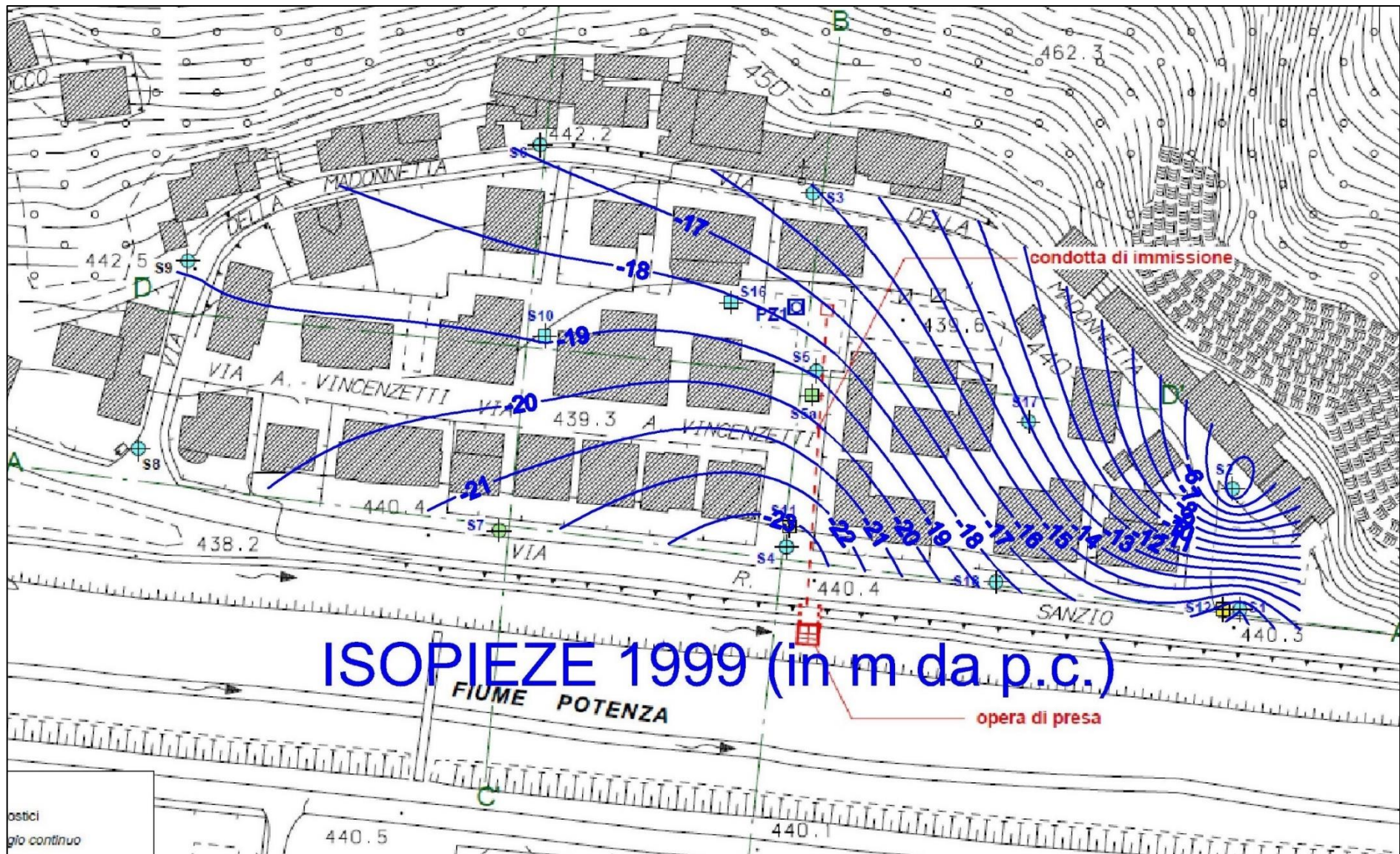


Figura 2.45: Planimetria con isopieze 1999

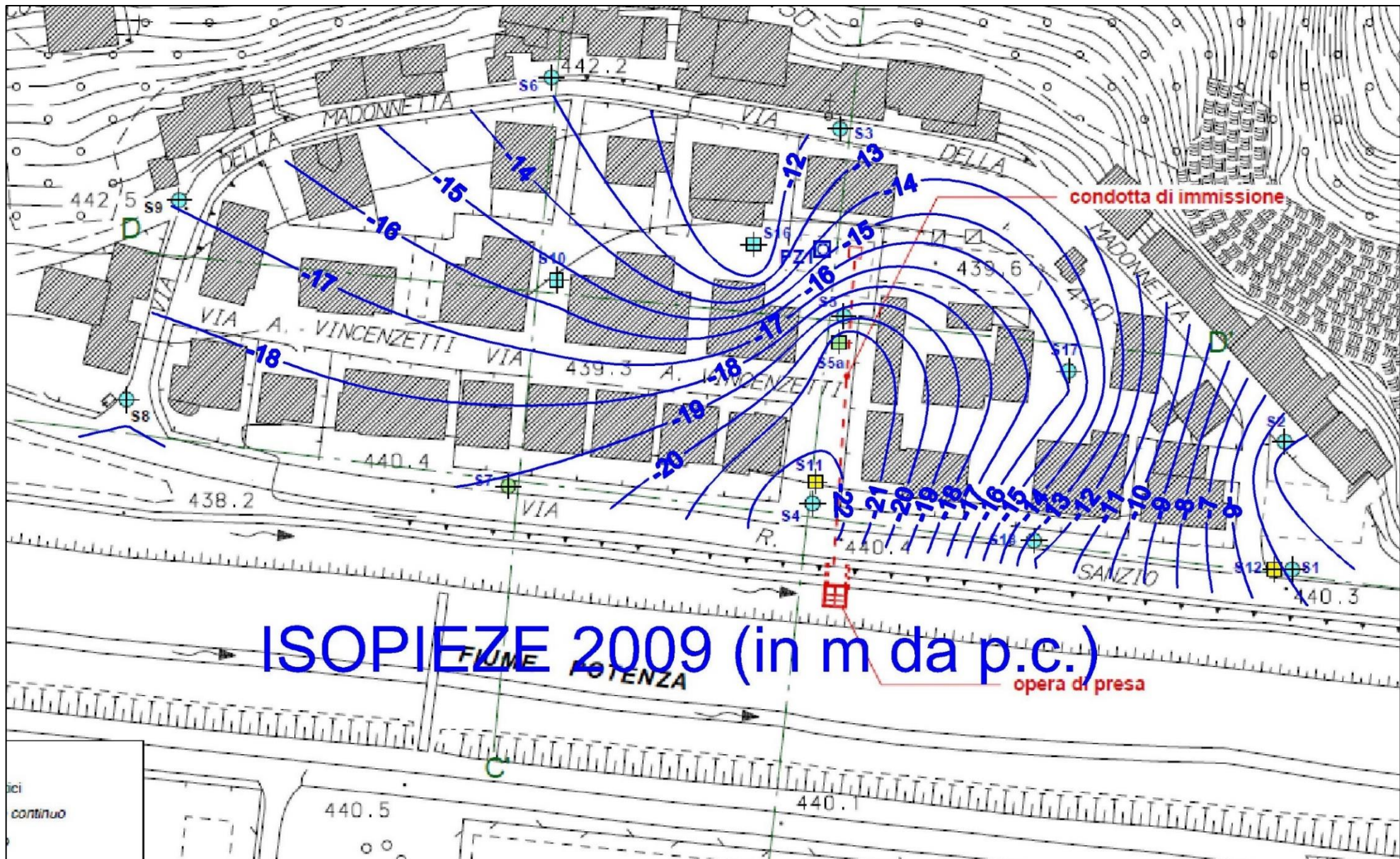


Figura 2.46: Planimetria con isopieze 2009



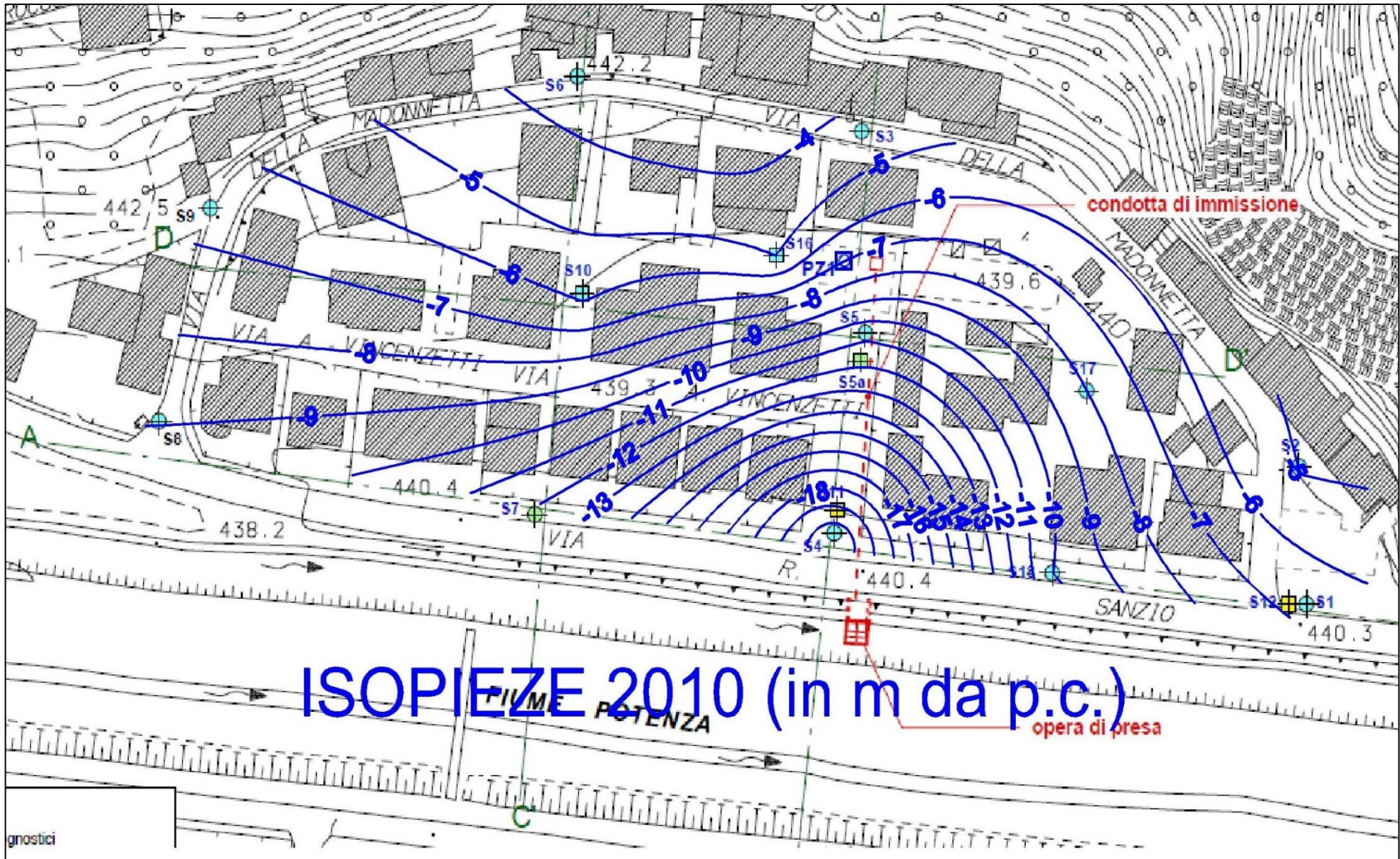


Figura 2.47: Planimetria con isopieze 2010

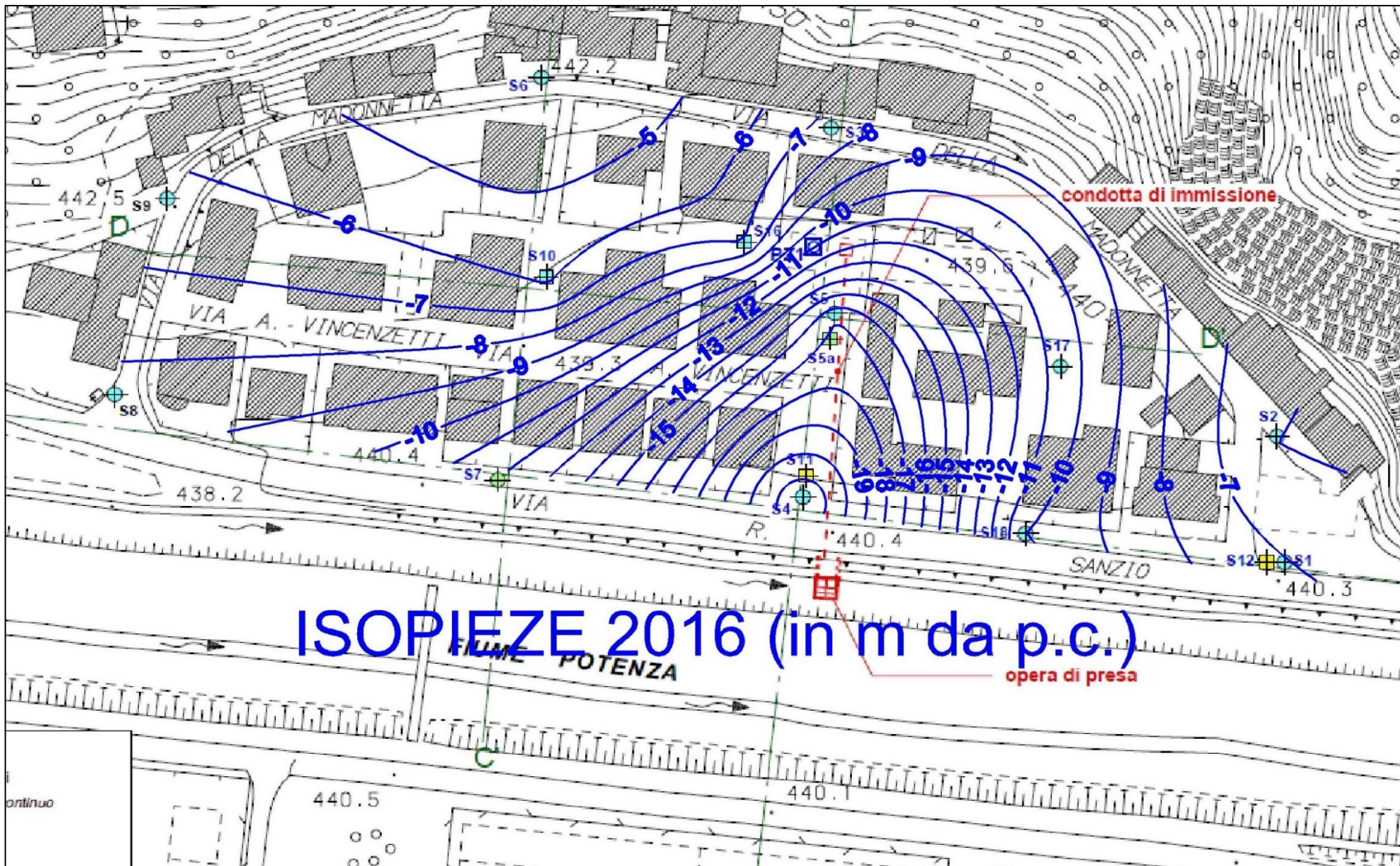


Figura 2.48: Planimetria con isopieze 2016

### 2.5.2.3 Prove penetrometriche elettriche con piezocono

La prova penetrometrica statica o CPT (Cone Penetration Test) (Figura 2.49) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta conica standardizzata con apertura di  $60^\circ$ , che viene infissa nel terreno con un martinetto meccanico o idraulico.

Nel penetrometro elettrico vi è un'unica batteria di aste e le resistenze alla punta e laterale locale vengono misurate direttamente sull'attrezzo a mezzo di trasduttori elettrici. Il vantaggio di questo sistema è quello di avere una misura continua e contemporanea delle due grandezze, che inoltre può essere acquisita su di un supporto informatico ed elaborata automaticamente. Infine, nel piezocono (CPTU), alla normale punta penetrometrica elettrica, vengono aggiunte una o più piastre porose, collegate a trasduttori che consentono la misura della pressione neutra nell'intorno della punta durante l'infissione.



Figura 2.49: CPTUD4 (in corrispondenza di S3 2021)

I risultati delle prove CPTU possono essere utilizzati per la ricostruzione stratigrafica del sottosuolo e per la valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni.

Il semplice esame del profilo della resistenza alla punta  $q_c$  consente già di formarsi un'idea abbastanza completa della costituzione del sottosuolo. In particolare, a stratificazioni di terreni incoerenti corrisponde un tipico andamento di  $q_c$  con valori elevati e marcatamente variabili; a stratificazioni di terreni a grana fina corrispondono resistenze relativamente ridotte e ad andamento uniforme.

Con l'impiego della punta piezometrica (CPTU) si ha a disposizione anche il diagramma della sovrappressione neutra registrata durante l'infissione che consente un giudizio sulle caratteristiche di consolidazione dei terreni attraversati, oltre a fornire un quadro completo del regime delle pressioni neutre nelle stratificazioni drenanti.

Fra i limiti del CPT è da ricordare l'impossibilità di penetrare in terreni sabbiosi molto addensati o con orizzonti cementati o con significativa frazione ghiaiosa. In questi casi si può ricorrere ad un preforo, ma così facendo si perdono le informazioni nel tratto attraversato con la perforazione e si aumenta notevolmente la complicazione ed il costo della prova.

Arrestando l'avanzamento della punta all'interno di uno strato di terreno a grana fine, è possibile condurre una prova di dissipazione, rilevando la riduzione nel tempo della sovrappressione neutra indotta dall'infissione. Dall'interpretazione della curva di dissipazione è possibile dedurre il valore del coefficiente di consolidazione del terreno, essenzialmente in direzione orizzontale. L'interpretazione è legata al dettaglio della punta piezometrica ed alla posizione del filtro poroso.

Interrompendo l'infissione in strati argillosi e graficano l'andamento della sovrappressione in funzione del tempo si ottiene la cosiddetta "curva di dissipazione" della pressione neutra. Si ottengono due tipi di grafico, il primo della variazione della  $U$  in funzione del tempo, il secondo della variazione della  $U$  "normalizzata" rispetto al valore iniziale, sempre in funzione del tempo. La  $U$  normalizzata è una grandezza adimensionale.

Sono state effettuate 8 CPTUD nel quartiere Madonnetta di Pioraco come di seguito rappresentate.

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 CPTU10, 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 2.51 alla 2.58). 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) (Tabella 2.8), 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 2.52), 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 2.55), 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.

<b>Robertson e Wride (1993)</b>	
<b>Classificazione del terreno</b>	<b>Valore di <math>I_c</math></b>
Terreni organici	$I_c > 3,60$
Argille	$2,95 < I_c < 3,60$
Terreni a matrice limosa	$2,60 < I_c < 2,95$
Terreni a matrice sabbiosa	$2,05 < I_c < 2,60$

Sabbie	$1,31 < I_c < 2,05$
Sabbie ghiaie	$I_c < 1,31$

*Tabella 2.8: Classificazione di Robertson & Wride*

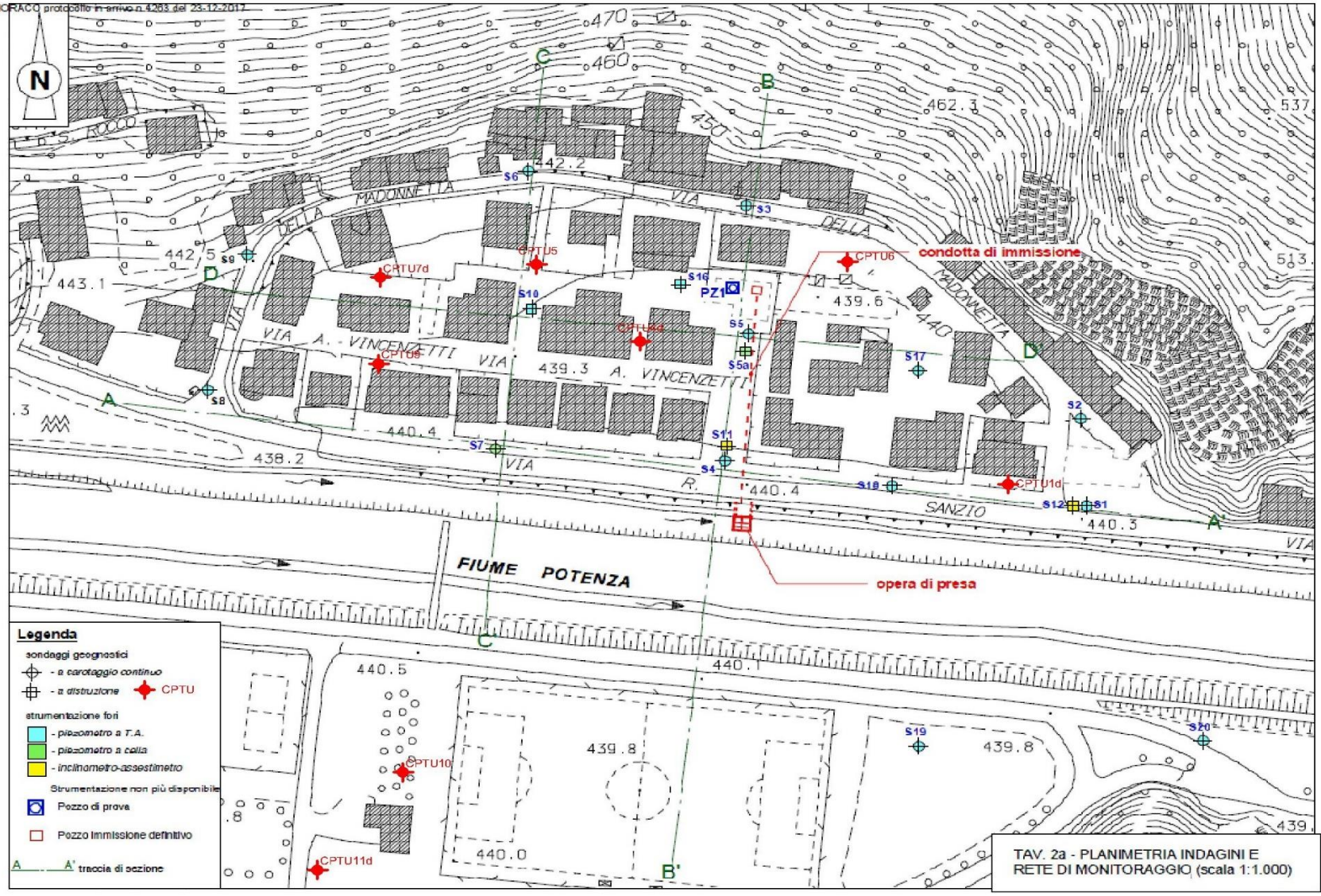


Figura 2.50: Planimetria con ubicazioni CPTU

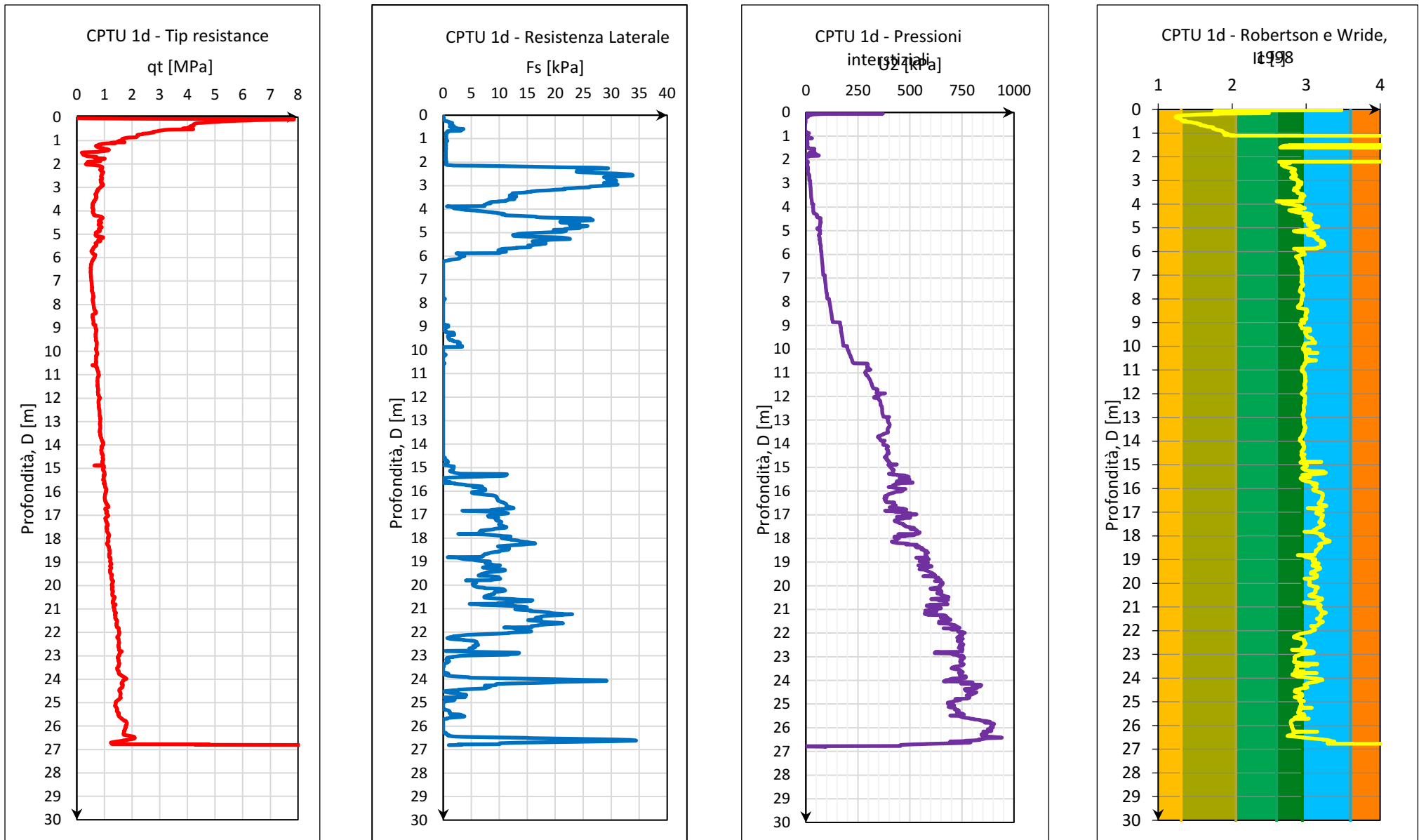


Figura 2.51: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova CPTU.1.



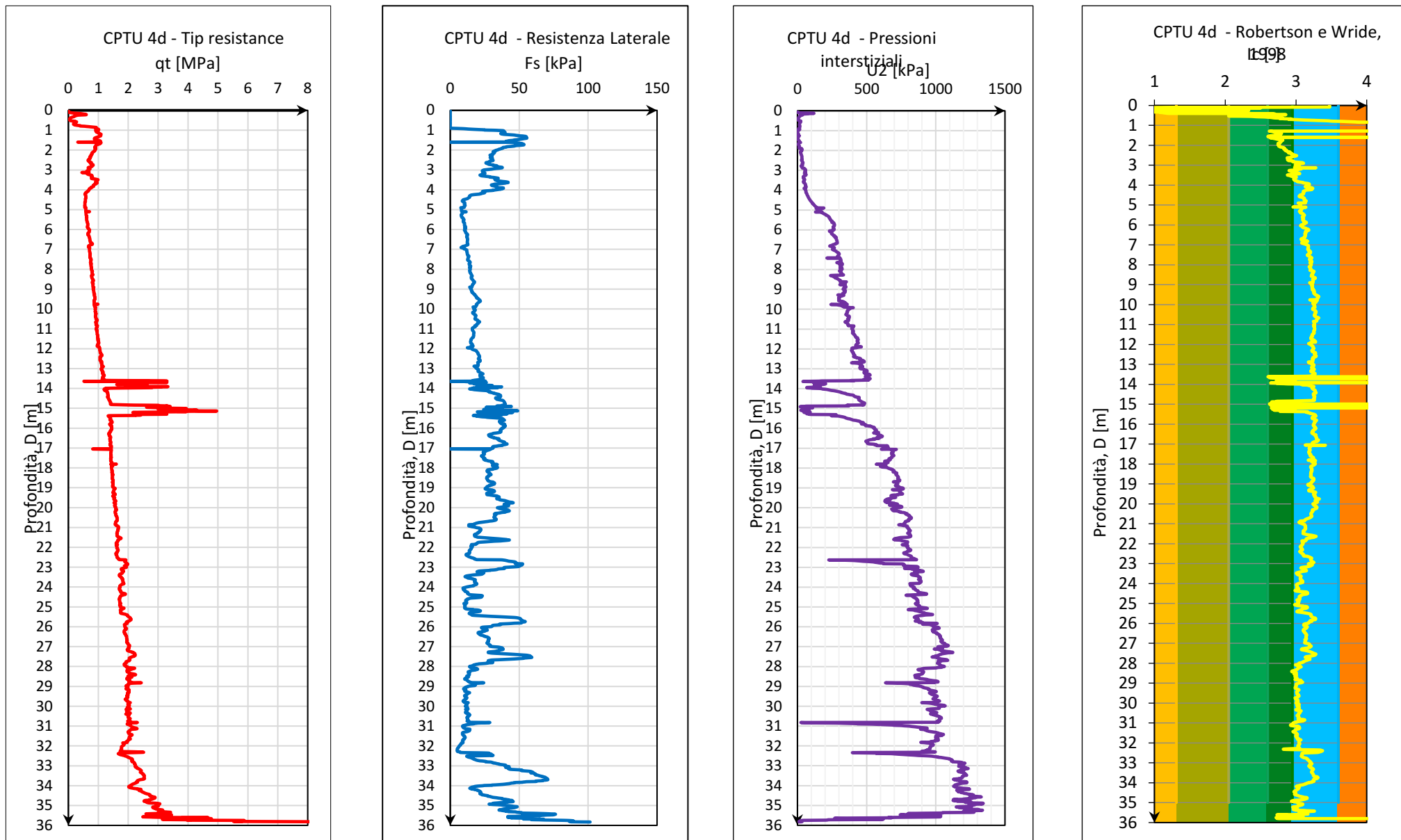


Figura 2.52: Profili della resistenza alla punta corretta qt, della resistenza laterale fs e della pressione interstiziale e di Ic misurati nella prova CPTU.4.

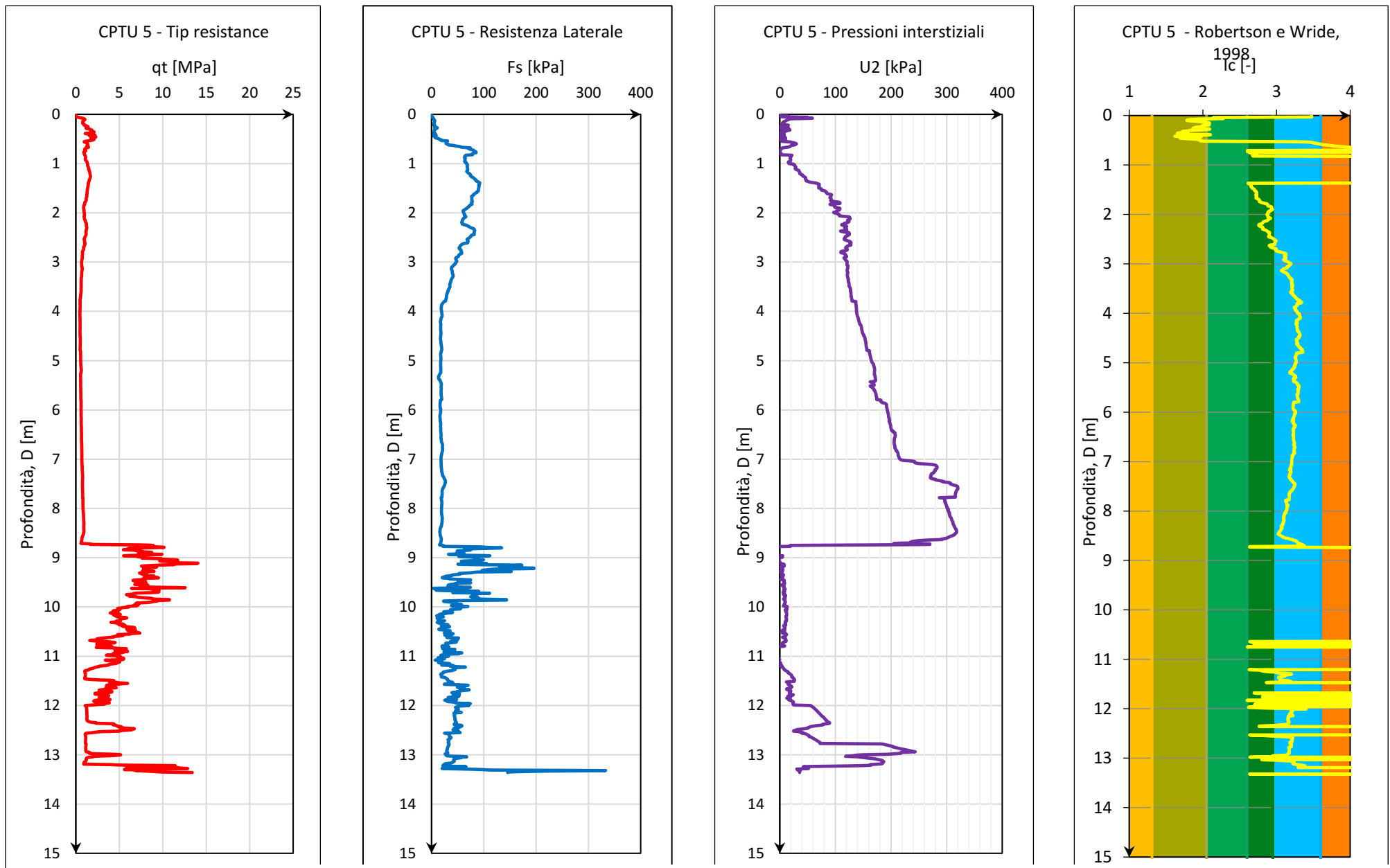


Figura 2.53: Profili della resistenza alla punta corretta qt, della resistenza laterale fs e della pressione interstiziale e di Ic misurati nella prova CPTU.5.

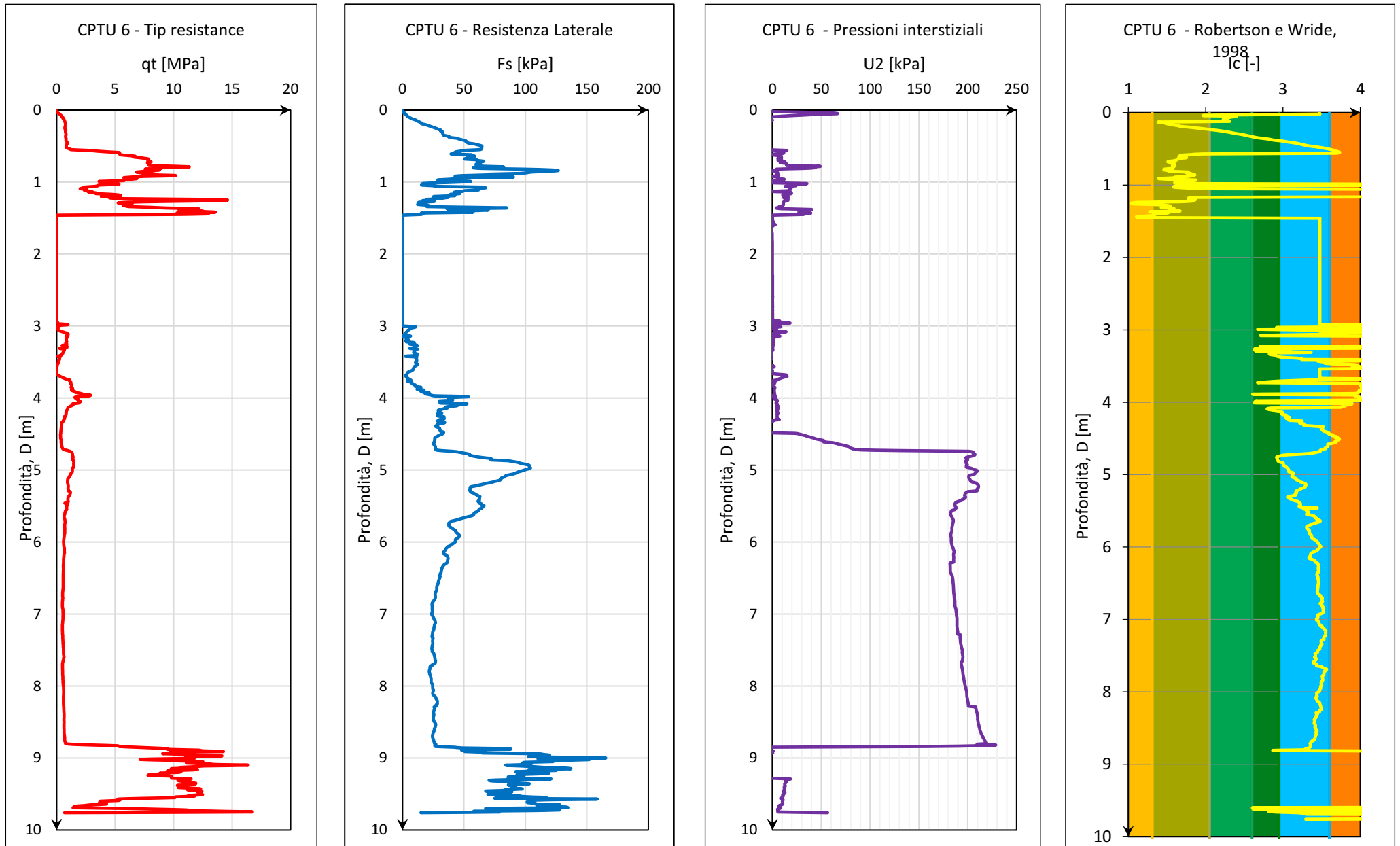


Figura 2.54: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova CPTU.6.

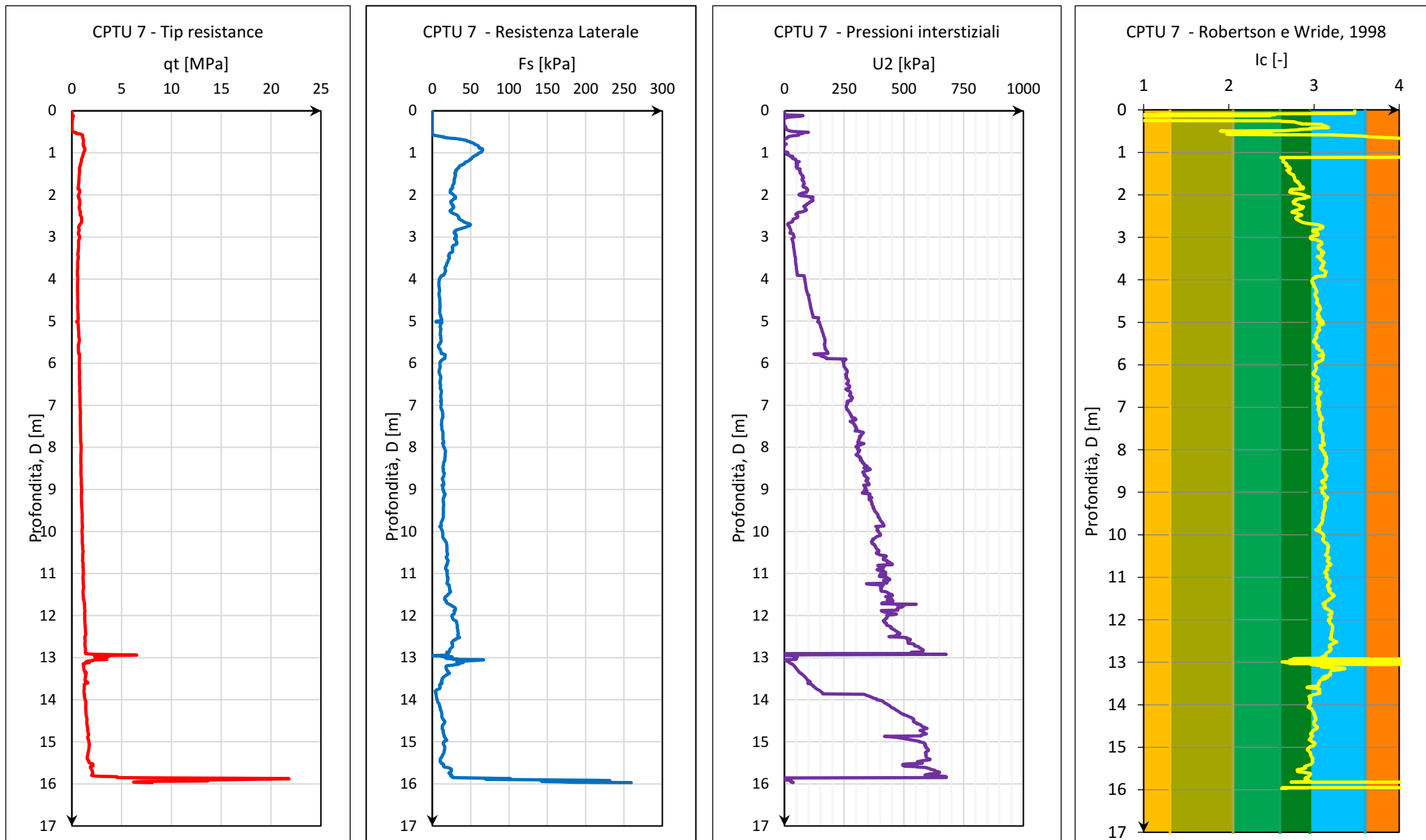


Figura 2.55: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova CPTU.7.

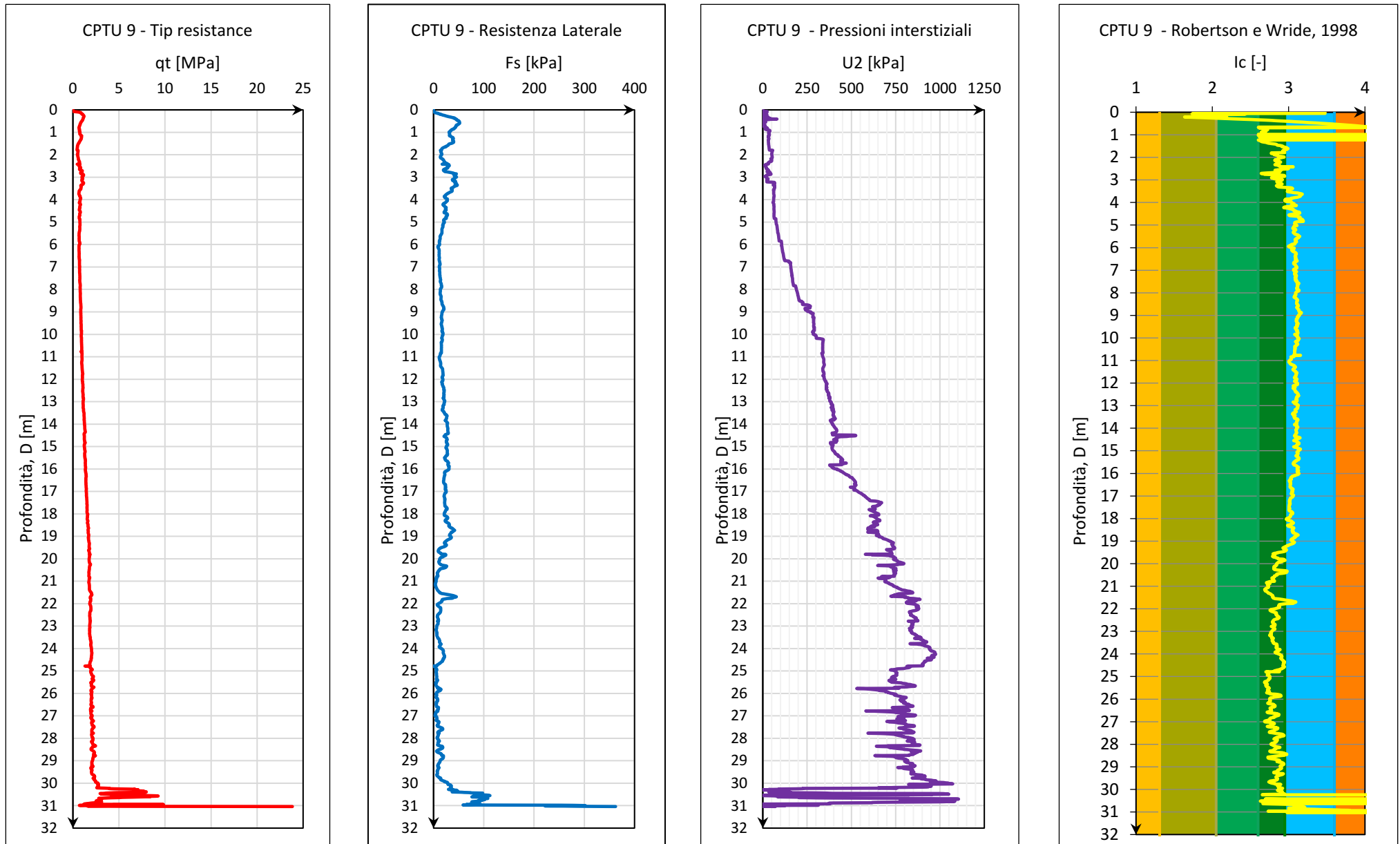


Figura 2.56: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova CPTU.9.

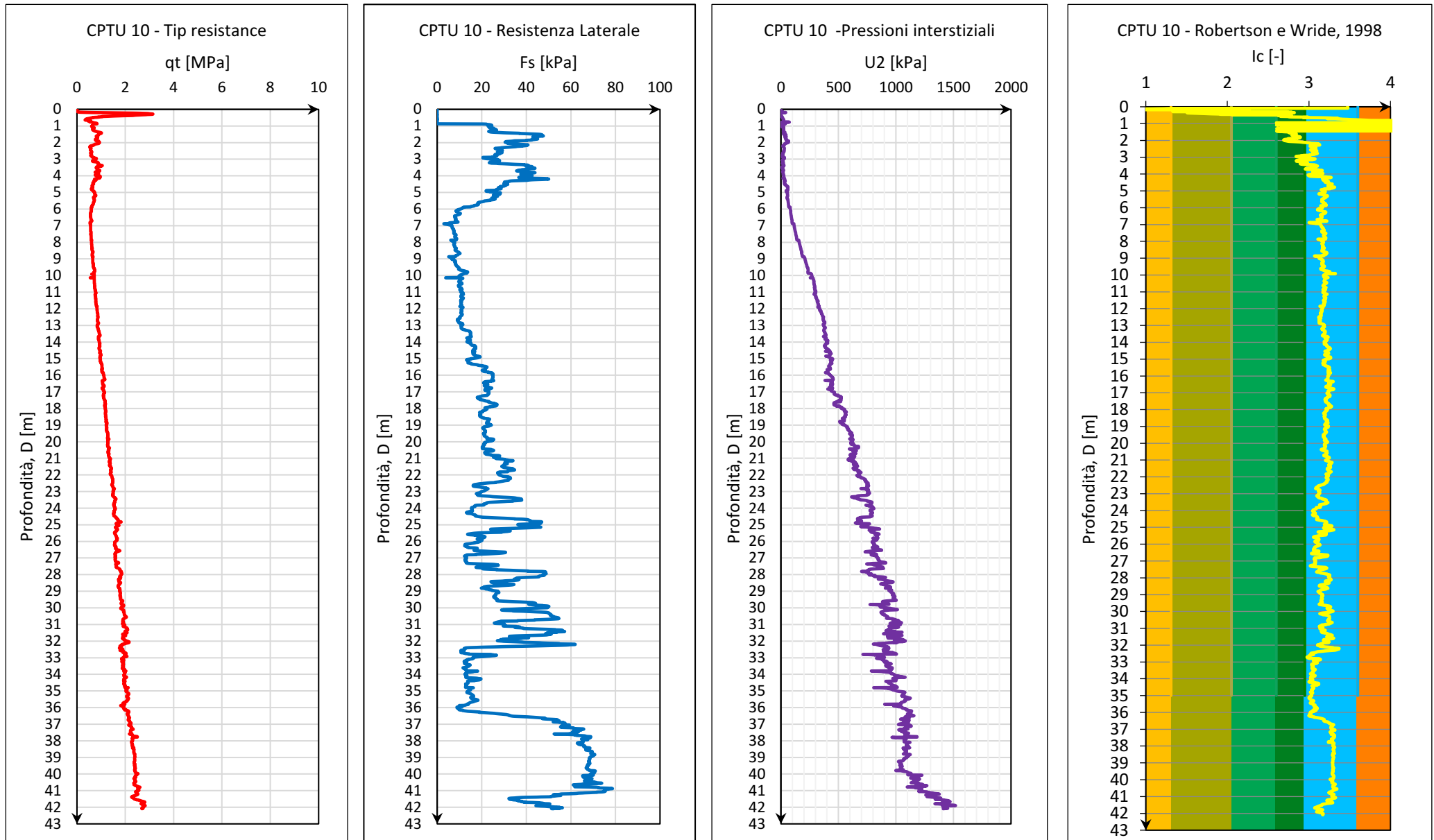


Figura 2.57: Profili della resistenza alla punta corretta qt, della resistenza laterale fs e della pressione interstiziale e di Ic misurati nella prova CPTU.10

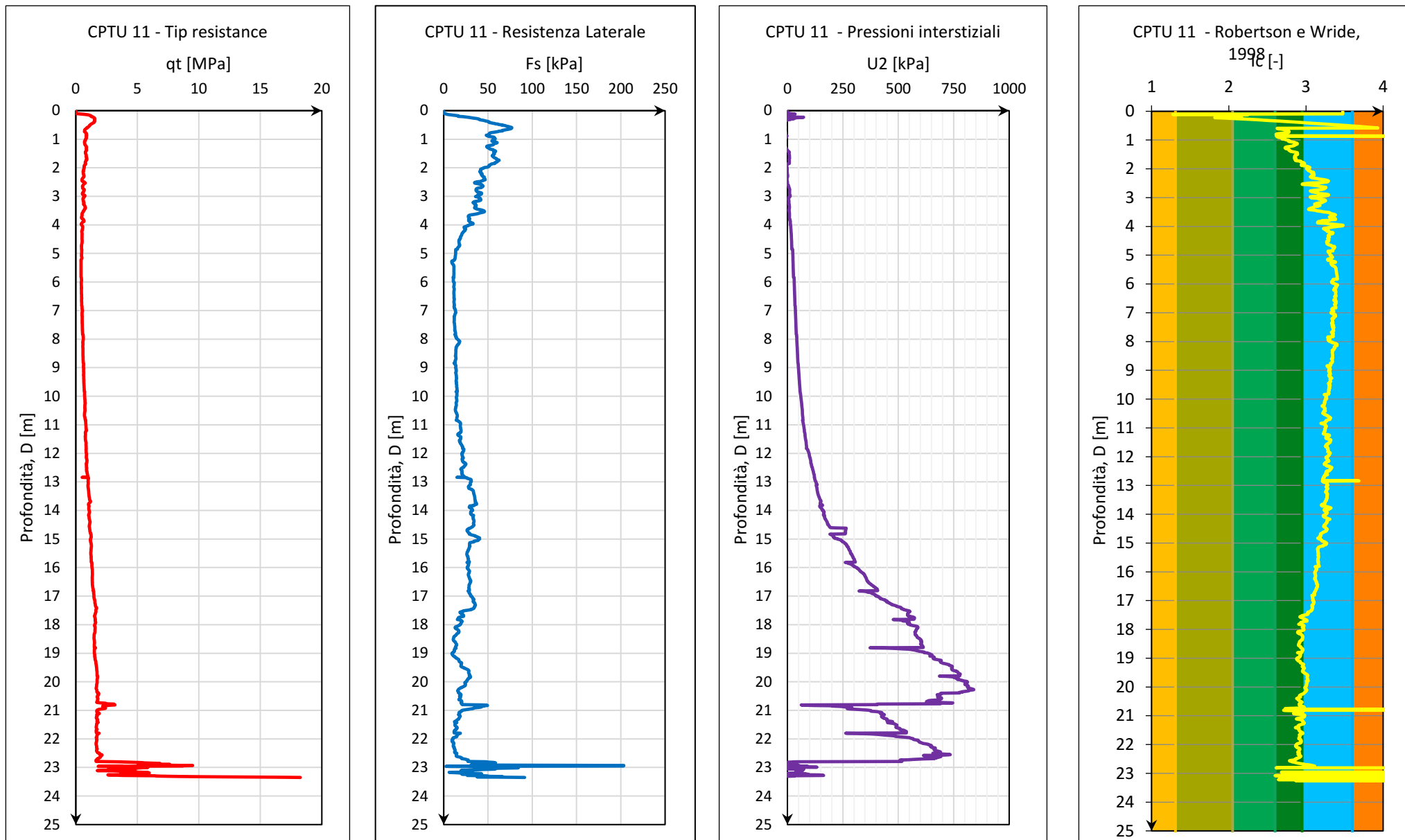


Figura 2.58: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova CPTU.11.

#### 2.5.2.4 Prove penetrometriche elettriche con misurazione delle onde sismiche

Come per le prove CPTU, anche le prove SCPTU (Figura 2.59) vengono eseguite con il piezocono sismico il quale permette l'acquisizione dei parametri di resistenza alla punta ( $q_c$ ), attrito laterale ( $f_s$ ) e pressione neutra ( $U$ ) del terreno attraversato in maniera continuativa, cioè con una lettura ogni 2 cm. Il vantaggio di queste prove è che permettono l'acquisizione della velocità delle onde di taglio  $V_s$  nei terreni attraversati, consentendo di ricavare il parametro della  $V_s$  equivalente come descritto dalle attuali normative (NTC 2018) per determinare la categoria di suolo.



*Figura 2.59: SCPTU2*

Il sistema di acquisizione delle onde sismiche è composto da un geofono installato nella punta elettrica (sismocono) e da un secondo geofono posizionato in superficie in modo solidale al terreno.



Per registrare la  $V_s$  produce in maniera artificiale un “onda sismica” sulla superficie, mediante una mazza che colpisce parallelamente al terreno un blocco metallico (Figura 2.60).



*Figura 2.60: Martello meccanico della SCPTU*

L’impulso, registrato dapprima dal geofono in superficie nel momento esatto del colpo, si propaga nel sottosuolo sotto forma di onda di taglio fino a raggiungere il sismocono posto sulla punta, in questo modo, conoscendo la profondità d’indagine raggiunta dalla punta e la differenza dei tempi di acquisizione dell’impulso registrato dai due geofoni (quello superficiale e quello posto nel sismocono) è possibile ricavare la velocità delle onde di taglio in quel tratto di sottosuolo.

Tale procedimento si ripete ad intervalli regolari di 1 m, in modo da ricostruire un profilo di velocità per ogni strato attraversato dalla prova, la media di tutte le velocità acquisite, costituisce il parametro della  $V_s$  equivalente.

La prova SCPTU2 è stata eseguita nella parte a centro-est del quartiere Madonnetta. Dall'elaborazione del grafico relativo alla  $Q_t$  (resistenza totale alla punta corretta) risulta che si ha uno strato iniziale di circa 1,50 m di terreno di riporto e poi il grafico ha un andamento costante per tutta la prova quindi si può assumere che fino a 42 m il terreno è costituito da argilla. Anche dall'andamento delle pressioni interstiziali risulta che la  $U_0$  cresce costantemente fino a 42 m (Figura 2.62). Inoltre, dall'interpretazione di Robertson & Wride (1998) risulta che, a parte il primo tratto di sabbie e ghiaie e torba, per la presenza del terreno di riporto e di coltre vegetale, tutto il profilo stratigrafico risulta costituito da argille.

La prova SCPTU12 è stata eseguita a Sud del fiume Potenza vicino alla CPTUD10 ma più vicino al costone di roccia a SUD. Dall'elaborazione del grafico relativo alla  $Q_t$  (resistenza totale alla punta corretta) risulta che si ha uno strato iniziale di circa 1,50 m di terreno di riporto e poi il grafico ha un andamento costante fino a 22,8 m e poi un picco che fa presumere la presenza di ghiaia, quindi è stato assunto uno strato di argilla di 22,8 m (Figura 2.63). Anche dall'andamento delle pressioni interstiziali risulta che la  $U_0$  cresce costantemente fino a circa 22,8 m dopodiché decresce repentinamente a causa della presenza della ghiaia. Inoltre, dall'interpretazione di Robertson & Wride (1998) risulta che, a parte il primo tratto di sabbie e ghiaie e torba, tutto il profilo stratigrafico risulta costituito da argille.

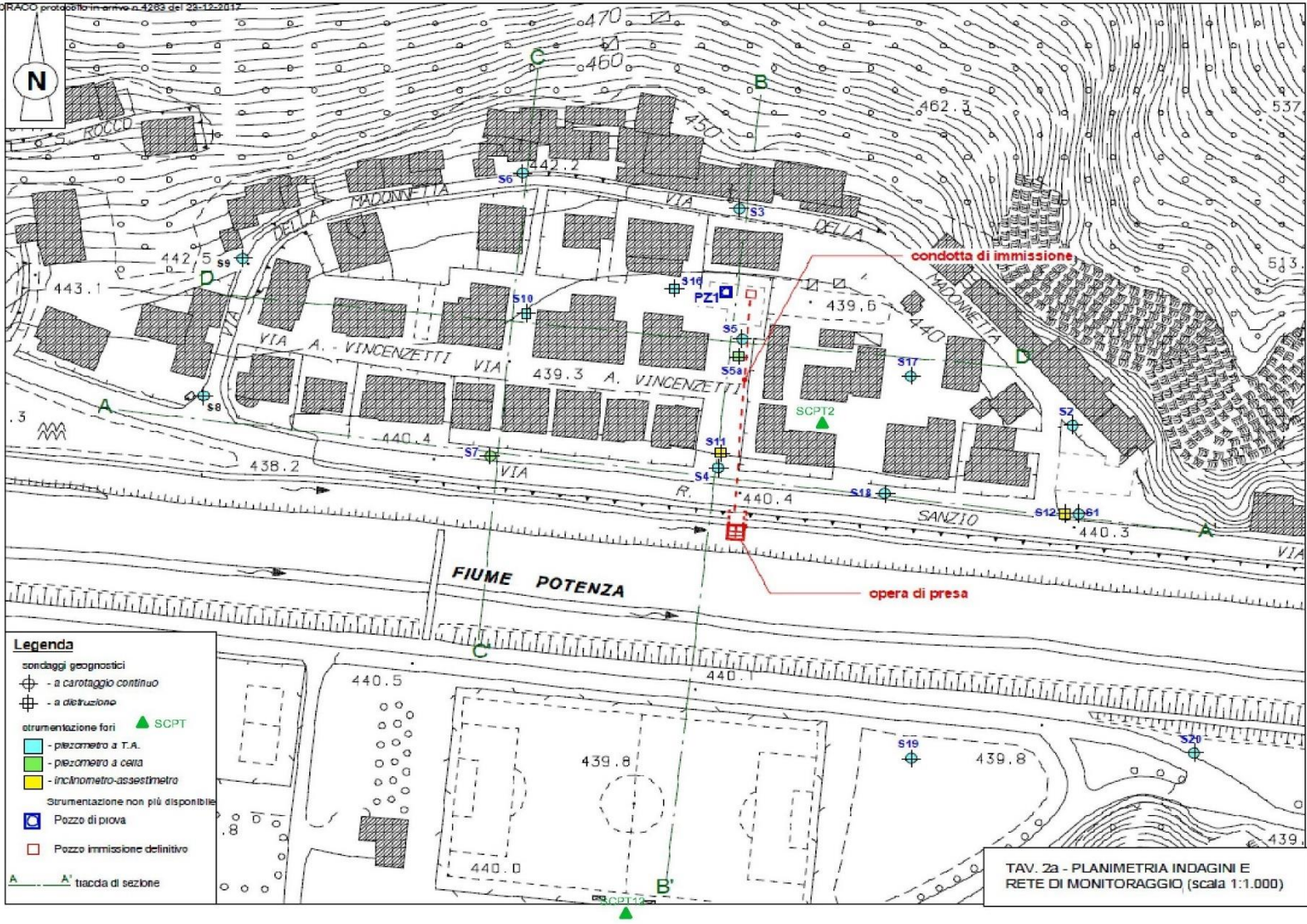


Figura 2.61: planimetria con ubicazioni SCPTU

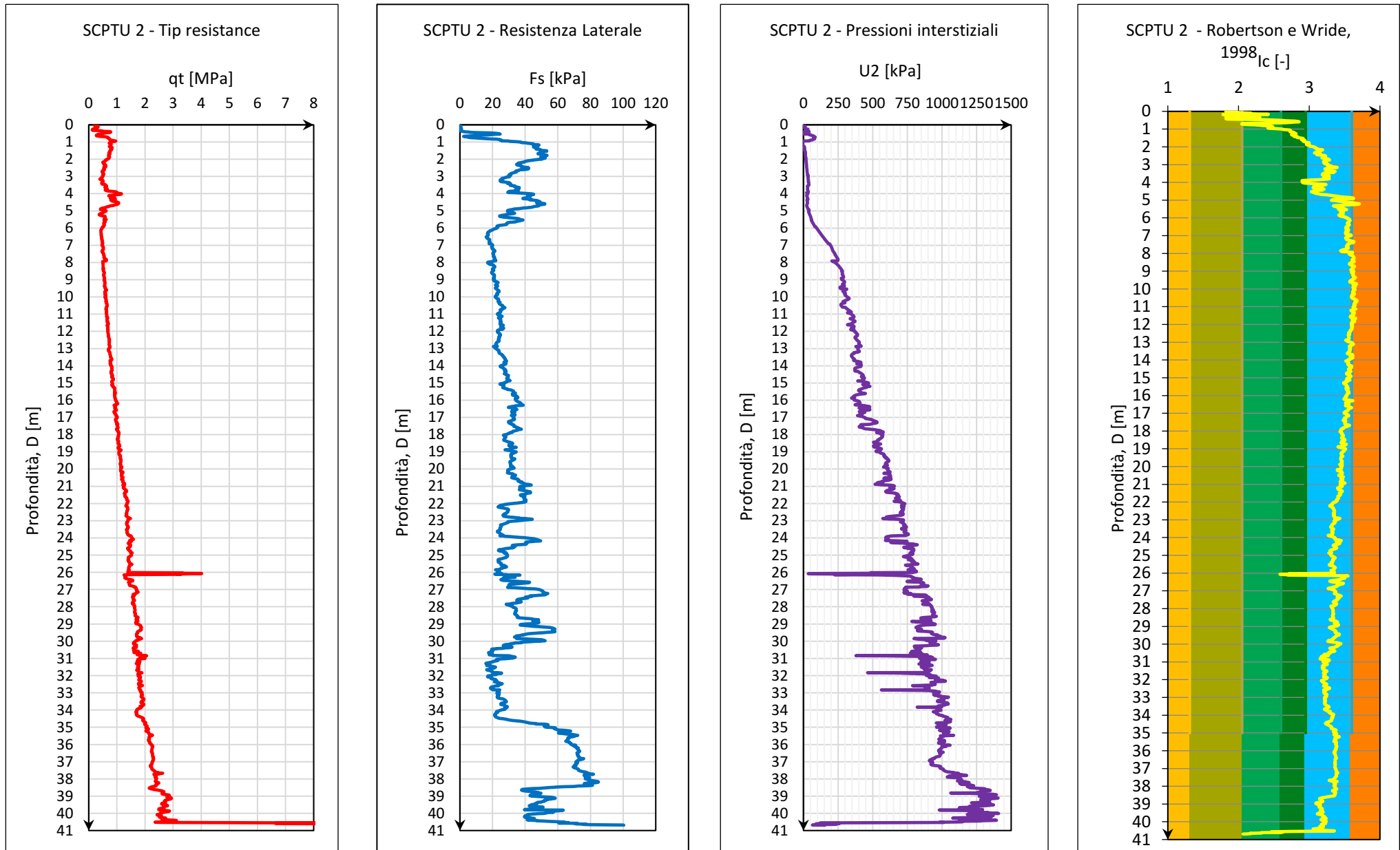


Figura 2.62. Profili della resistenza alla punta corretta  $qt$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova SCPTU.2.

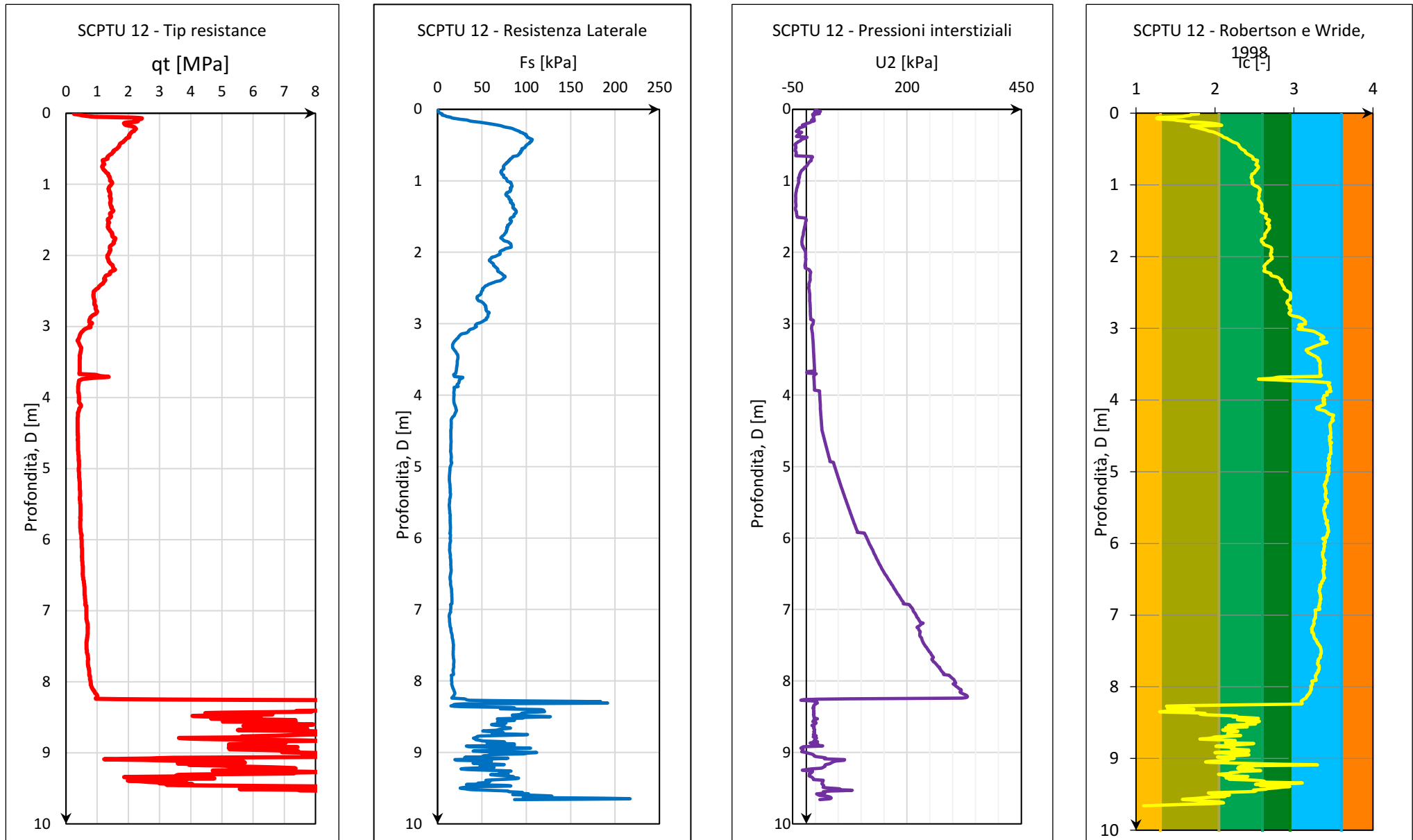


Figura 2.63: Profili della resistenza alla punta corretta  $q_t$ , della resistenza laterale  $f_s$  e della pressione interstiziale e di  $I_c$  misurati nella prova SCPTU.12.

### 2.5.2.5 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 è definita come la differenza fra la pressione idrostatica,  $u_w$ , e 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'estrapolazione 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 2.64 è riportato un esempio di letteratura riferito al suddetto metodo di estrapolazione.

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) estrapolando i valori misurati della  $u$  oltre il 50%

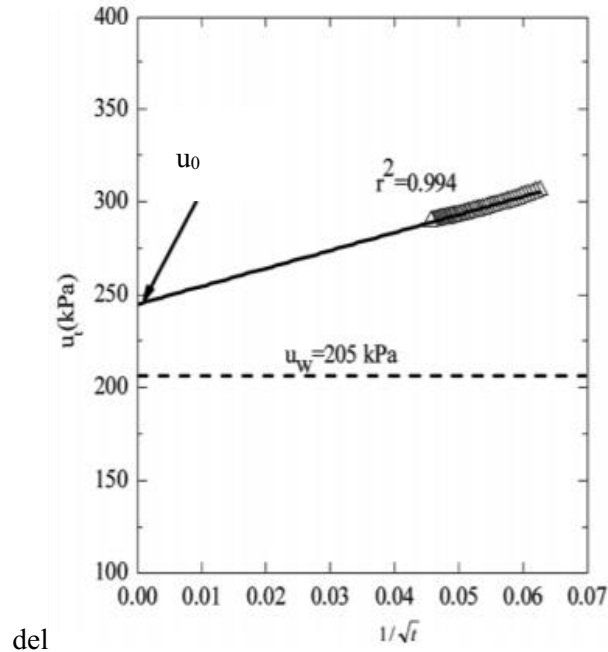


Figura 2.64: Esempio di interpretazione di una prova di dissipazione per la stima di  $u_0$  (Liu et al., 2014)

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 2.65) 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):

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

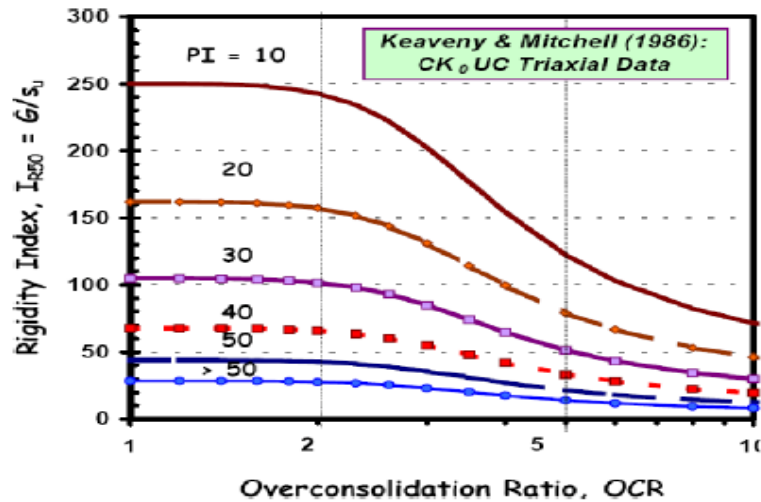


Figura 2.65\_ Indice di rigidezza al variare del grado di consolidazione di depositi argillosi al variare dell'indice di plasticità (Keaveny e Mitchell, 1986)

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

**PROVA CPTU.4-D.** In Figura 2.66 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 2.43), pertanto la pressione idrostatica,  $u_w$ , è pari a 66 kPa.

In Figura 2.67 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,  $u_f$ . Il dettaglio dei valori è riportato in Tabella 2.9. La presenza di pressioni interstiziali residue è indice di un processo di consolidazione del terreno ancora in atto.

In Tabella 2.10 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)	$u_0$ (kPa)	$u_{50}$ (kPa)	$u_f$ (kPa)
22.6	780	141	460.5	75



Tabella 2.9: Pressioni interstiziali dall'interpretazione della prova di dissipazione CPTU.4.D.

z (m dal p.c.)	$u_0$ (kPa)	$t_{50}$ (s)	$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$k_h$ (m/s)
22.6	141	3150	1.9 E-7	4.2 E-10

Tabella 2.10: Parametri di consolidazione dall'interpretazione della prova di dissipazione CPTU.4D.

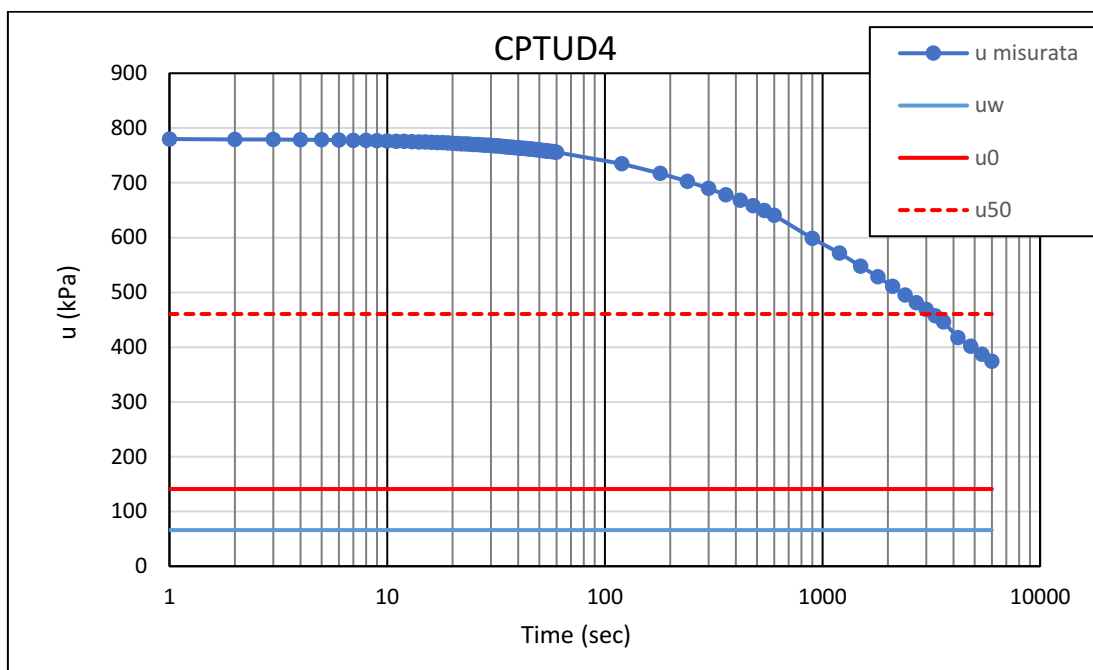


Figura 2.66: Risultati ed elaborazione della prova di dissipazione CPTU.4-D

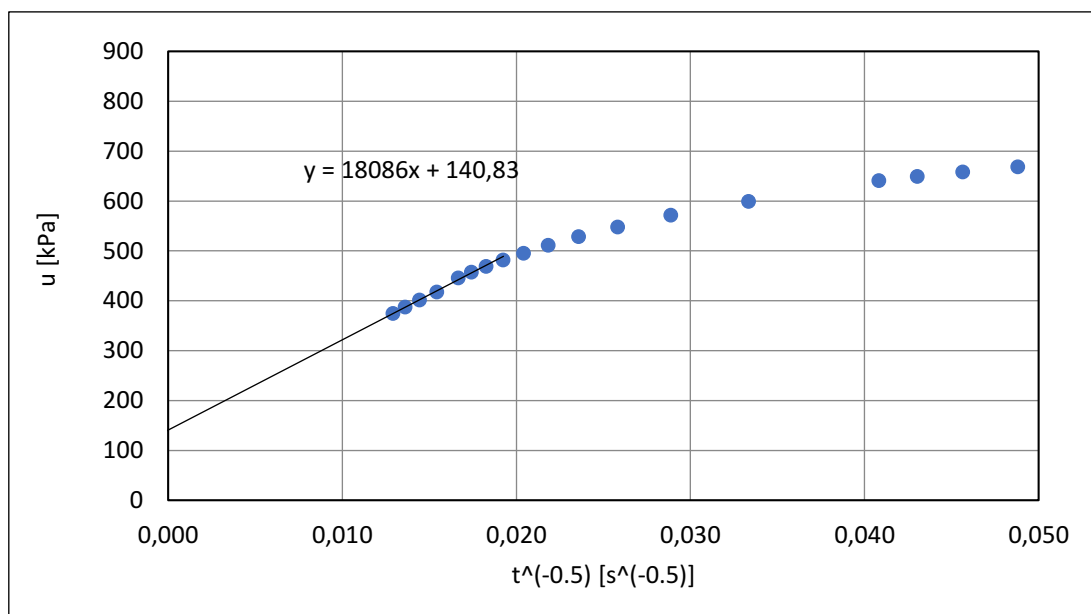


Figura 2.67: Estrapolazione dei valori di  $u$  misurati della prova di dissipazione CPTU.4-D per ricavare il valore della  $u_0$

**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 2.43), 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 2.68 è riportato l'andamento delle  $u$  misurate nel tempo e le pressioni  $u_0$ ,  $u_w$  e  $u_{50}$ , mentre In Figura 2.69 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 2.11), è indice di un processo di consolidazione del terreno in atto.

In Tabella 2.12 sono riassunti i valori delle pressioni interstiziali, mentre in Tabella 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 2.11: 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 2.12: Parametri di consolidazione ottenuti dall'interpretazione della prova di dissipazione CPTU.1-D.

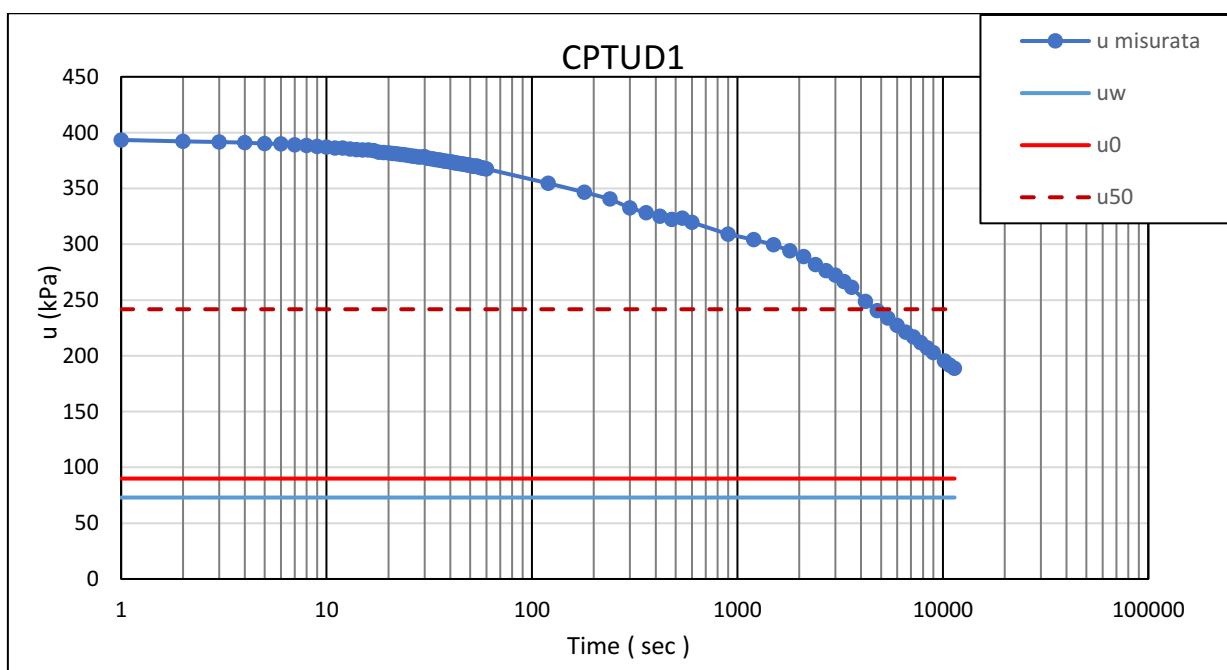


Figura 2.68 : Risultati ed elaborazione della prova di dissipazione CPTU.1-D.

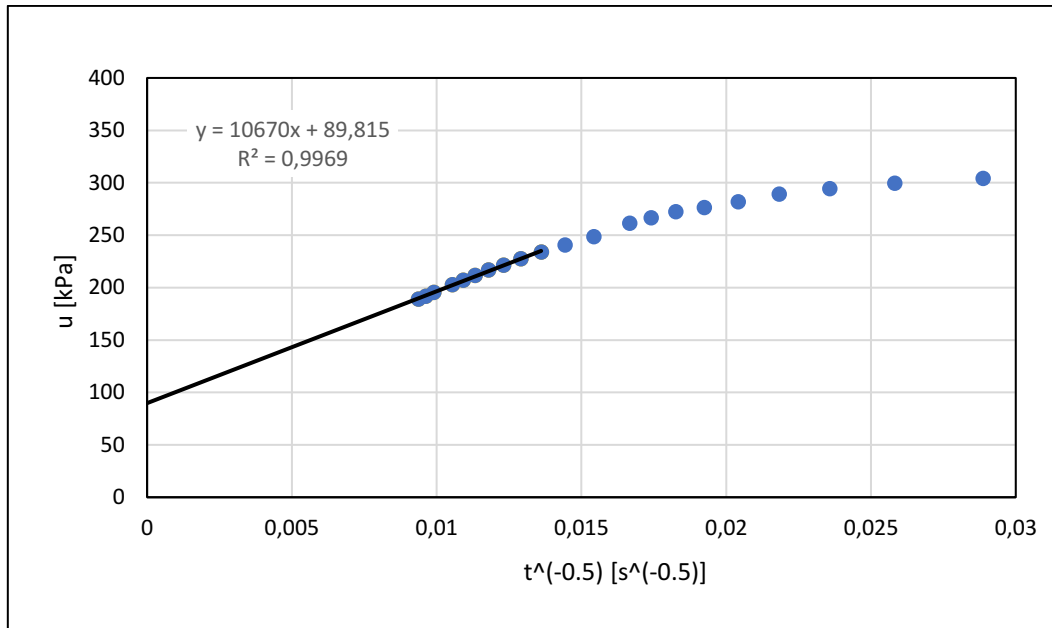


Figura 2.69: Estrapolazione dei valori di  $u$  misurati nella prova di dissipazione CPTU.1-D per ricavare il valore della  $u_0$ .

**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.

### 2.5.2.6 Sondaggi a carotaggio continuo

Le perforazioni di sondaggio (Figura 2.70) hanno lo scopo di: ricostruire il profilo stratigrafico; di prelevare campioni rappresentativi per il riconoscimento dei terreni e campioni indisturbati per l'esecuzione delle prove di laboratorio; di installare in profondità strumenti, eseguire prove in sito e rilievi sulle acque sotterranee. Rappresentano indubbiamente il più diffuso ed importante mezzo d'indagine.



*Figura 2.70: Sondaggio a carotaggio continuo (S3 2021)*

Vengono eseguite quasi sempre con perforazione a rotazione, di diametro usualmente compreso fra 75 e 150 mm; è indispensabile la circolazione di un fluido (acqua, fango bentonitico, aria compressa) di raffreddamento.

L'utensile di perforazione più comune è costituito da un tubo di acciaio (carotiere) con una corona inferiore tagliente provvista di placchette di vidia. Una manovra consiste nel procedere con la

perforazione fino a riempire di terreno il carotiere (generalmente della lunghezza di alcuni metri) e riportarlo quindi in superficie. Il metodo consente un prelievo praticamente continuo di “carote” di terreno, a patto di adattare la tecnica di perforazione alla natura del terreno mediante la scelta appropriata del tubo carotiere e della corona, della velocità di rotazione e della spinta, della portata e pressione del fluido di circolazione.

La perforazione senza circolazione di fluido (carotaggio a secco) è possibile solo per brevi tratti e provoca un sostanziale essiccamento del terreno dovuto al calore sviluppato per attrito dalla rotazione della corona.

Altro utensile di perforazione è il doppio carotiere, costituito da due tubi concentrici dei quali è messo in rotazione solo quello esterno.

Man mano che il carotiere avanza, il tubo interno riceve il campione di terreno evitando che esso venga in contatto con la parte ruotante dell’utensile e proteggendolo dall’azione dilavante del fluido di circolazione. È così possibile ottenere campioni anche di terreni eterogenei molto fratturati.

Nella campagna indagine di gennaio e Febbraio 2021 sono stati effettuati due sondaggi a carotaggio continuo (Figura 1.73): uno ubicato in mezzo al quartiere chiamato S3 (2021), situato in corrispondenza della CPTUD4 e uno nella parte in alto a sinistra del quartiere che è stato chiamato S8 (2021), situato in corrispondenza della CPTUD7. Il sondaggio S3(21) è stato spinto fino a 30 m (e non oltre, per impossibilità operativa) e ovviamente il terreno risulta costituito interamente da argilla. Il sondaggio S8(21), ubicato in uno strato di argilla meno spesso, è stato spinto fino ad individuare l’interfaccia con la roccia che è stata trovata alla profondità di 33,5 m (Figura 2.72).

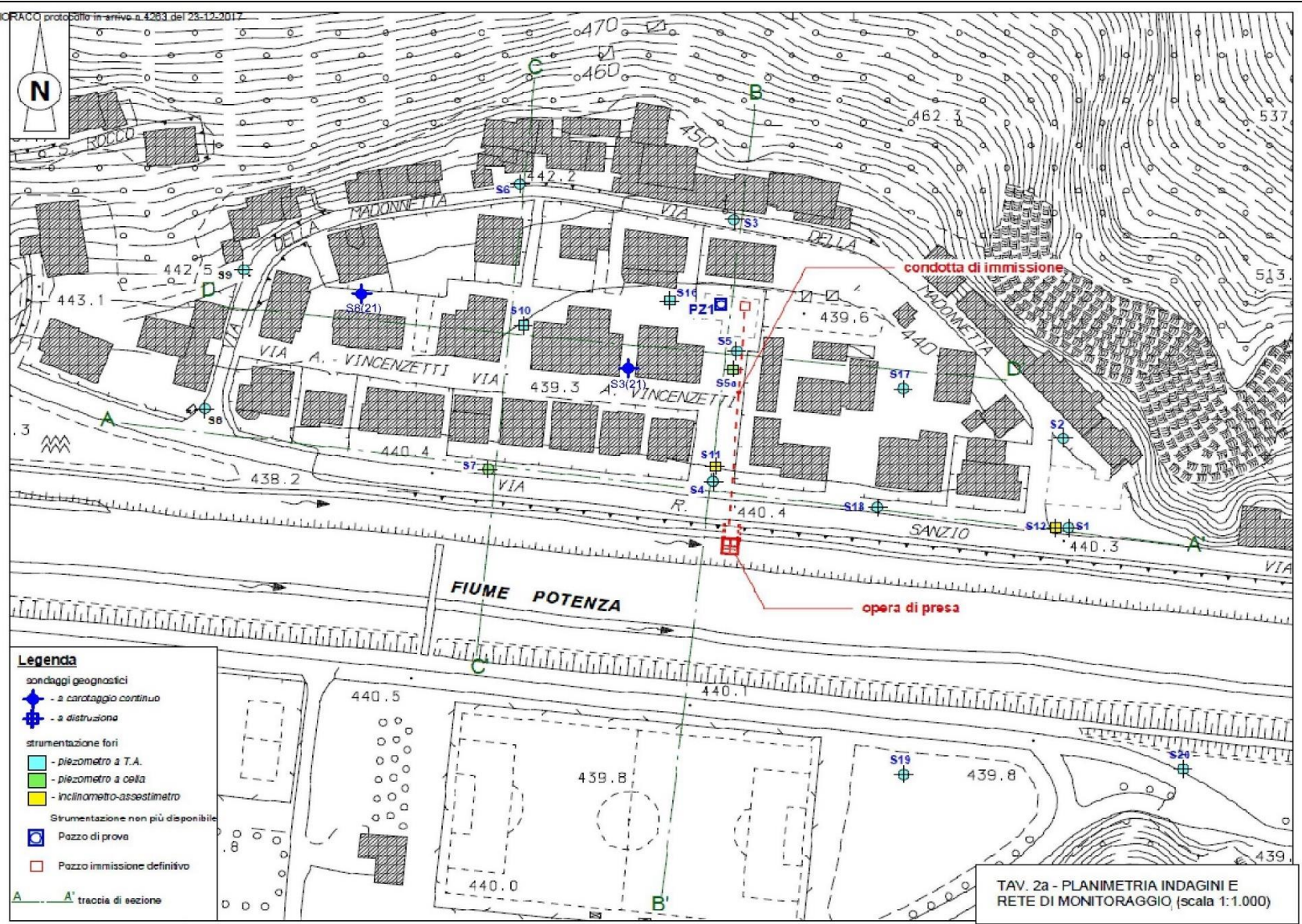


Figura 2.71: Planimetria con ubicazioni sondaggi a carotaggio continuo

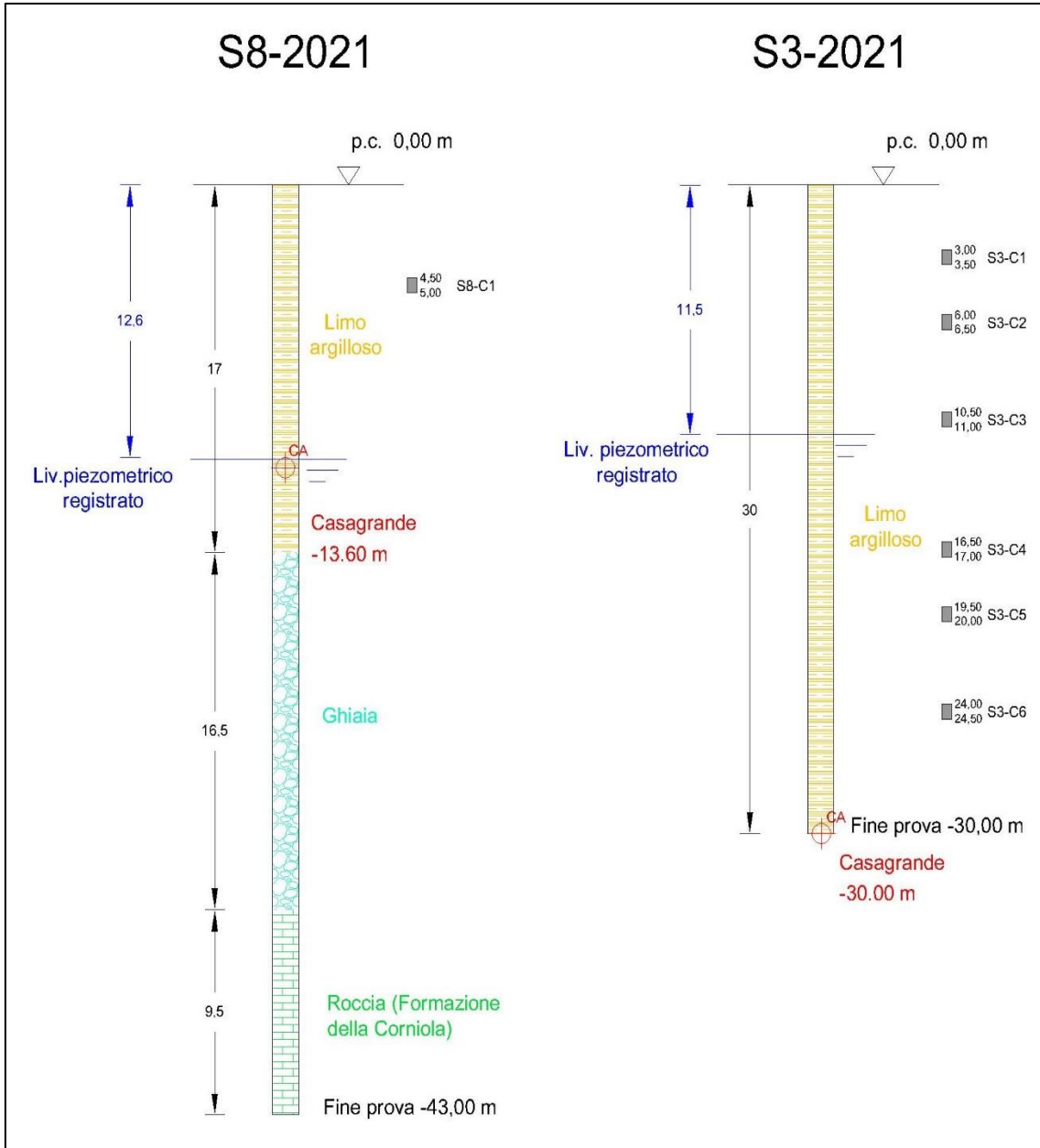


Figura 2.72: Stratigrafia dei sondaggi S8(21) e S3(21) eseguiti



### 2.5.2.7 Prelievo di campioni indisturbati

(4) I campioni di terreno, che si prelevano per fini geotecnici, possono essere classificati in base al grado di disturbo, ovvero in base al tipo di informazioni geotecniche che da essi si possono ricavare.

I campioni disturbati o rimaneggiati (classi Q1, Q2 e Q3) possono essere prelevati da scavi accessibili e conservati in contenitori quali barattoli e sacchetti di plastica. Campioni a disturbo limitato o indisturbati (rispettivamente Q4 e Q5) devono essere prelevati, sempre da scavi accessibili, con cilindri campionatori o fustelle, e conservati negli stessi cilindri con tappi a tenuta. Il cilindro campionatore deve essere infisso a pressione nel terreno senza movimenti di rotazione e/o oscillazioni. Ultimata l'infissione, il terreno circostante al campionatore viene asportato ed il campionatore staccato dal fondo per mezzo di un adatto utensile.

Per quanto riguarda il prelievo da fori di sondaggio, i campioni prelevati con i normali utensili di perforazione sono generalmente rimaneggiati. Essi vengono conservati ordinatamente in apposite cassette catalogatrici (Figura 2.73).



Figura 2.73: Cassetta catalogatrice (S3(21))

## 2.6 Analisi dello stato di consolidazione del deposito argilloso

### 2.6.1.1 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,  $s_{v0}$ , sono presenti tensioni verticali indotte dagli edifici in adiacenza,  $Ds_v$ . 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 2.75, 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.

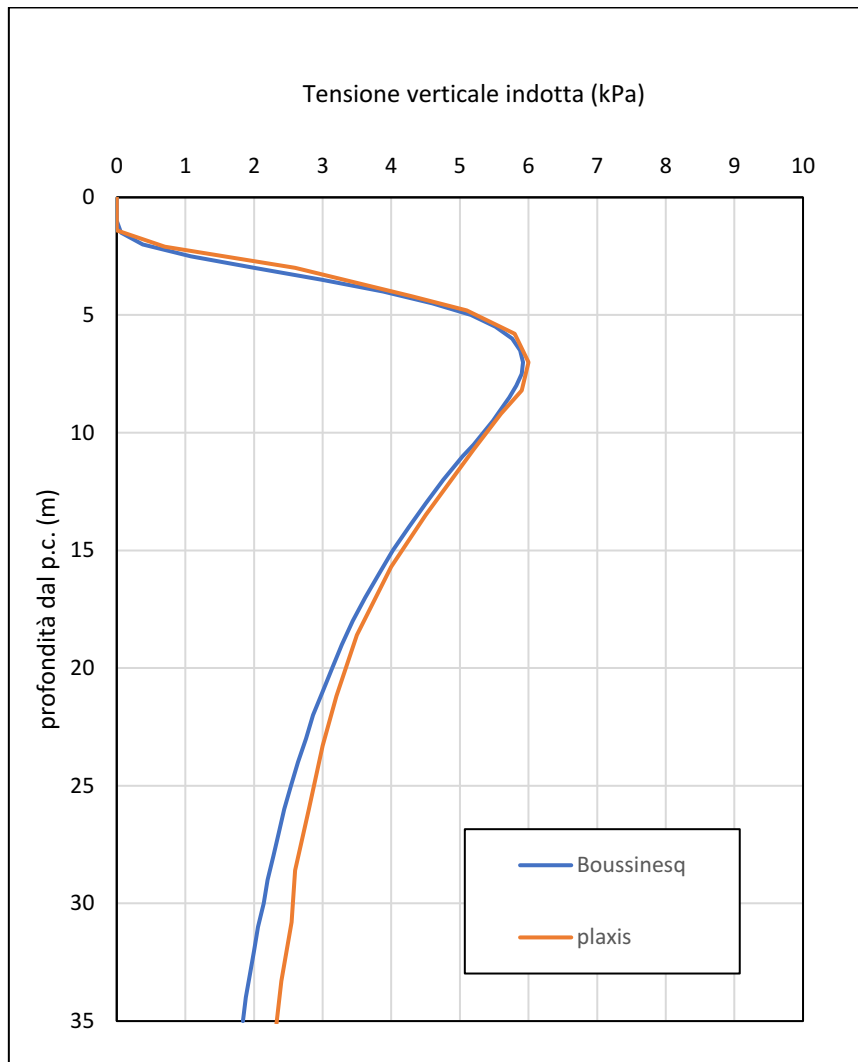


Figura 2.74: Stima della distribuzione delle tensioni indotte lungo la verticale di indagine S3(21) da due strisce di carico uniformemente distribuito di 50 kPa applicate alla profondità di 1 m dal p.c. ad una distanza di 3 m dalla verticale di indagine.

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  $\text{cm}^2$ . Non avendo a disposizione il valore del  $D_{10}$  per il terreno in esame (cfr. curve granulometriche in Figura 2.19), 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  $C_s = 0.2 \text{ cm}^2$ . 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 2.76 è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali idrostatiche relativo alla verticale di indagine S3(21) con il dettaglio della profondità di prelievo dei campioni.

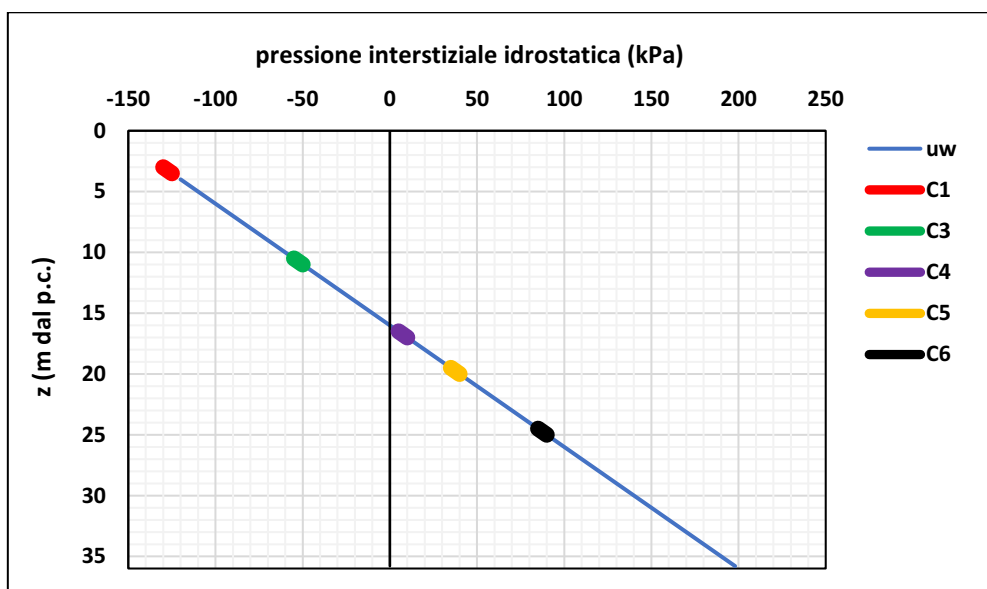


Figura 2.75: Sondaggio S3.21: Pressioni interstiziali idrostatiche e profondità di prelievo dei campioni dai quali sono state eseguite le prove edometriche.

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 2.13 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  $s'_y$ , 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 2.77 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 2.13 : Riepilogo delle pressioni efficaci ed interstiziali ricavati dalle prove edometriche, al variare della profondità.*

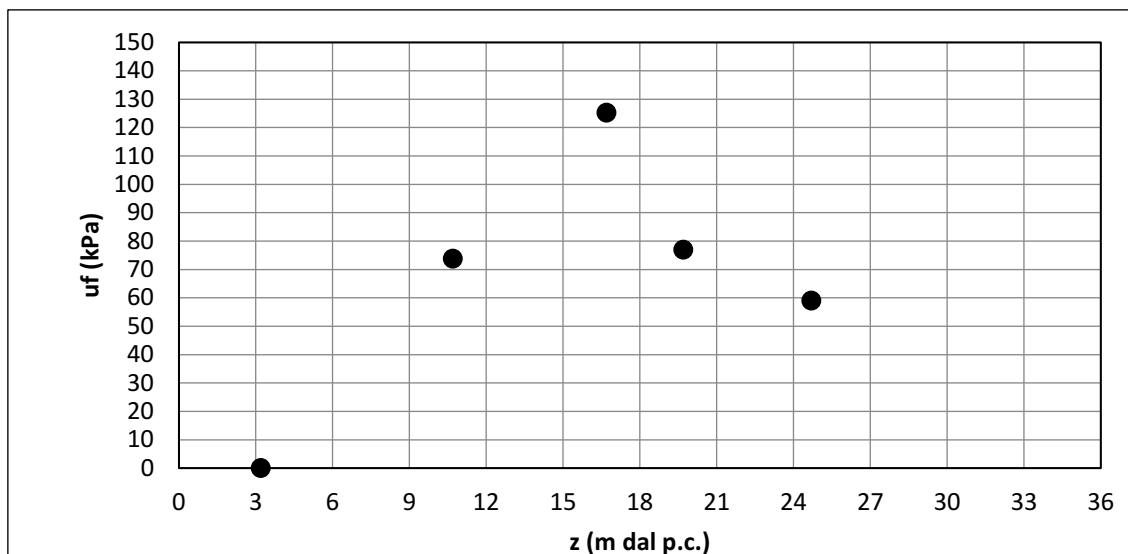


Figura 2.76: Andamento delle pressioni interstiziali residue ricavate dalle prove edometriche nella verticale S3(21).

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 2.7). 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 CPTU.4D 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 2.78. 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 2.78 è stato utilizzato come riferimento per la modellazione dell'andamento dei cedimenti nell'area in esame.

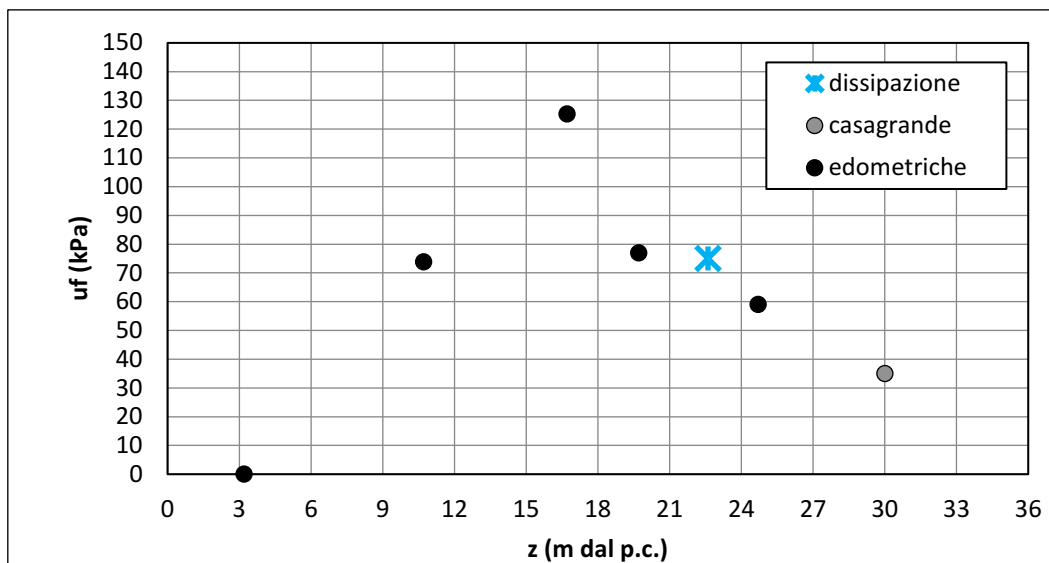


Figura 2.77: Valori delle pressioni interstiziali residue al variare della profondità nella verticale S3(21) risultanti dalle indagini eseguite.

### 2.6.1.2 Verticale S8(21)

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 2.2). 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 2.13), il che testimonia anche in questa verticale una sotto-consolidazione del terreno.

### 2.6.1.3 Verticale CPTU 1-D

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 2.11). 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 2.78). 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.



## **3. Stima dei cedimenti**

### **3.1 Software PLAXIS**

Plaxis è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain) o a condizioni assialsimmetriche. Esso fa uso di una semplice interfaccia grafica che consente all'utente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata. L'interfaccia utente si compone di quattro sottoprogrammi (Input, Calculations, Output e Curves).

#### **3.1.1 Preparazione dell'input**

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso PLAXIS, l'utente deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel programma Input. Per definire un modello agli elementi finiti, l'utente deve creare un modello geometrico bidimensionale nel piano x-y composto da punti, linee ed altri componenti. La generazione di un'adeguata mesh di elementi finiti e la generazione di proprietà e condizioni al contorno al livello di elemento è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di PLAXIS in base all'input del modello geometrico. L'utente può inoltre modificare la mesh in modo da ottimizzare le prestazioni. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

#### **3.1.2 Geometria**

La generazione di un modello agli elementi finiti comincia con la creazione di un modello geometrico che è la rappresentazione del problema da studiare. Un modello geometrico si compone di punti, linee e clusters. Punti e linee vengono introdotte dall'utente, invece i clusters sono generati dal programma. Oltre a questi componenti di base si possono assegnare al modello geometrico oggetti strutturali o condizioni speciali in modo da simulare rivestimenti di galleria, setti, piastre, interazioni terreno-struttura o sollecitazioni. Si raccomanda di cominciare la creazione di un modello geometrico disegnandone il contorno completo. Inoltre, l'utente può specificare la presenza di strati di materiale diverso, oggetti strutturali, inserire linee utili a specificare fasi di costruzione, carichi e condizioni al contorno. Il modello geometrico non deve

includere soltanto la situazione iniziale, ma anche le situazioni che si verificano nelle varie fasi di calcolo. Dopo aver creato i component geometrici del modello, l'utente deve introdurre le caratteristiche dei materiali ed assegnare i set di parametri alle corrispondenti componenti geometriche. Quando il modello geometrico completo è definito e tutte le componenti della geometria hanno le loro proprietà iniziali, può essere generata la mesh agli elementi finiti.

### 3.1.3 Vincoli standard

Selezionando *Standard fixities* (vincoli standard) dal sottomenu *Loads* (Carichi) o cliccando il corrispondente pulsante sulla barra degli strumenti, PLAXIS impone automaticamente al modello geometrico un insieme di condizioni al contorno generali. Queste condizioni al contorno sono generate secondo le regole seguenti:

- Le linee geometriche verticali le cui coordinate x sono uguali alla minore o alla maggiore coordinata x del modello ricevono un vincolo orizzontale ( $u_x = 0$ ).
- Le linee geometriche orizzontali le cui coordinate y sono uguali alla minore coordinata y del modello ricevono un vincolo totale ( $u_x = u_y = 0$ ).

### 3.1.4 Proprietà meccaniche dei materiali

In PLAXIS, le proprietà meccaniche dei terreni e degli elementi strutturali sono organizzate in particolari strutture di dati dette *Material data sets*. Ci sono quattro diversi tipi di materiali: *Soil & Interfaces*, *Plates*, *Geogrids ed Anchors*. Tutti i dati relativi ai materiali sono immagazzinati in un archivio dei materiali. Da questo archivio, i materiali possono essere assegnati ai clusters di terreno o ai corrispondenti oggetti strutturali del modello geometrico.

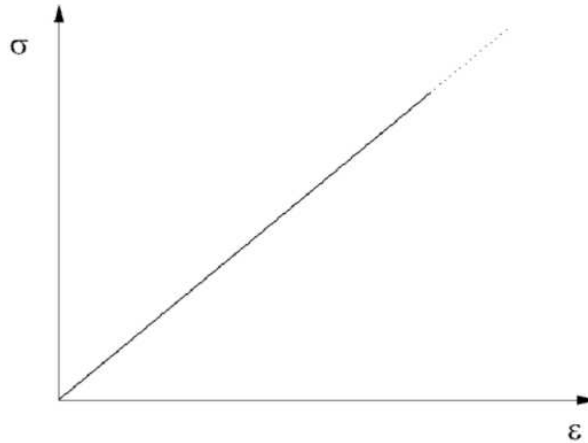
#### 3.1.4.1 Modellazione del comportamento del terreno

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; tale comportamento tenso-deformativo non lineare può essere modellato a diversi livelli di complessità; chiaramente, il numero di parametri del modello cresce con la complessità del modello stesso. Il ben noto modello Mohr-Coulomb può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young, E, il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , la coesione, c, l'angolo di attrito,  $\phi$ , e l'angolo di dilatanza,  $\psi$ .

### 3.1.4.2 Modelli costitutivi del terreno

PLAXIS contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno e altri continui. I modelli ed i loro parametri sono descritti nell'elenco seguente:

**Modello Linear elastic (Elastico lineare):** (Figura 3.1) Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare.



*Figura 3.1: Modello lineare elastico*

Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young,  $E$ , ed il coefficiente di Poisson,  $\nu$ . Il modello elastico lineare è molto limitato nei riguardi della simulazione del comportamento del terreno; è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide nel terreno.

**Modello Mohr-Coulomb:** (Figura 3.2) Il modello Mohr-Coulomb è il noto e semplice modello costituito da una parte elastica lineare e una perfettamente plastica, che può essere utilizzato come prima approssimazione per studiare il comportamento del terreno.

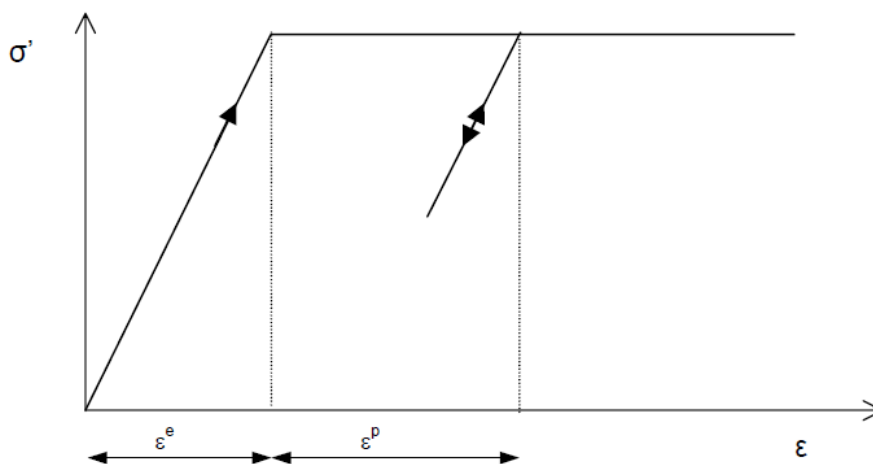


Figura 3.2: Modello elastico perfettamente plastico

La parte elastica lineare si basa sulla legge di Hooke dell'elasticità isotropa. La parte perfettamente plastica si basa sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

**Modello Jointed Rock model (roccia fratturata):** È un modello elasto-plastico anisotropo in cui può manifestarsi soltanto plasticizzazione per taglio lungo un limitato numero di direzioni (piani). Questo modello può essere adottato per simulare il comportamento di rocce stratificate o fratturate.

**Modello Hardening Soil (Terreno incrudente):** È un modello elasto-plastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di "secondo livello" può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie di terreni più compressibili come argille e limi.

**Modello Soft Soil (Terreno compressibile):** È un modello tipo Cam-clay che può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili quali argille normalmente consolidate e torba. Il modello è particolarmente adatto ad analizzare situazioni nelle quali il terreno è sollecitato lungo percorsi tensionale che lo mantengono in condizioni di normal-consolidazione.

**Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile):** È un modello di "secondo livello" formulato nell'ambito della visco-plasticità. Il modello può essere utilizzato per simulare il

comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalconsolidate e torba. Il modello riproduce in condizioni di primo carico edometrico il ben noto legame lineari tra deformazioni volumetriche e logaritmo della tensione principale massima.

**Modello User Defined Soil (Modello definito dall'utente):** Con questa opzione è possibile utilizzare altri modelli costitutivi oltre ai modelli standard di PLAXIS.

In linea di principio tutti i parametri del modello in PLAXIS sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci, e cioè la relazione tra le tensioni e le deformazioni associate allo scheletro solido del terreno. Per consentire di tenere conto, nella risposta del terreno, dell'interazione acqua-scheletro solido, PLAXIS offre per ogni modello di terreno la scelta tra tre tipi di comportamento:

**Drained behaviour (Comportamento drenato):** Utilizzando questa impostazione non vengono generate sovrappressioni neutre. Questo è chiaramente il caso di terreni asciutti ed anche il caso in cui sia possibile un rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni (sabbie) e/o per la bassa velocità di applicazione dei carichi. Questa opzione può anche essere utilizzata per simulare il comportamento del terreno a lungo termine senza la necessità di modellare l'esatta storia delle sollecitazioni in condizioni non drenate e della consolidazione.

**Undrained behaviour (Comportamento non drenato):** Questa impostazione viene utilizzata per simulare la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito. Tali condizioni possono verificarsi per la bassa permeabilità dei terreni (argille) e/o per l'elevata velocità di applicazione dei carichi.

**Non-porous behaviour (Comportamento non poroso):** Nei clusters che utilizzano questa impostazione non sono considerate né pressione neutre iniziali né sovrappressioni neutre. Applicazioni possibili di questa opzione sono la modellazione del comportamento del calcestruzzo o di elementi strutturali in genere. Il comportamento non poroso viene spesso utilizzato in combinazione con il modello Linear Elastic (Elastico-lineare).

### 3.1.5 Generazione della mesh

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate a tutti i clusters ed agli oggetti strutturali, la geometria deve essere divisa in elementi finiti prima di poter eseguire il calcolo. Un insieme di elementi finiti viene chiamato mesh. I tipi di elemento in una mesh sono l'elemento triangolare a 15 nodi o l'elemento triangolare a 6 nodi. PLAXIS consente una generazione completamente automatica di mesh agli elementi finiti.

## INFITTIMENTO GLOBALE

Una mesh agli elementi finiti può essere infittita globalmente selezionando il comando refine global dal sottomenu Mesh. Selezionando questo comando, il parametro densità globale viene incrementato di un livello (per esempio da Coarse a Medium) e la mesh viene automaticamente rigenerata.

## DENSITA' LOCALE

In zone ove siano previste grandi concentrazioni di tensione o elevati gradienti di deformazione, è opportuno che si ottenga una mesh agli elementi finiti più accurata (più fine), invece in altre parti della geometria può essere sufficiente una mesh meno fine.

## INFITTIMENTO LOCALE

Al posto di specificare fattori di densità locale degli elementi, è possibile ottenere un infittimento locale selezionando i clusters, le linee o i punti e selezionando uno dei comandi per l'infittimento locale dal sottomenu mesh. Selezionando uno o più clusters, il sottomenu MESH dispone del comando Refine cluster; in modo simile, selezionando una o più linee geometriche, il sottomenu Mesh dispone del comando Refine line; selezionando uno o più punti, è disponibile il comando Refine around point. Utilizzando uno di questi comandi per la prima volta fornirà un fattore di densità locale degli elementi pari a 0,5 per tutti i punti o linee selezionate o per i punti geometrici inclusi nei clusters selezionati. Un uso ripetitivo del comando di infittimento locale risulterà in un fattore di densità locale degli elementi pari alla metà di quello corrente.

### **3.1.6 Initial conditions (Condizioni iniziali)**

Una volta che sia stato creato il modello geometrico e che sia stata generata la mesh agli elementi finiti, è necessario specificare la configurazione geometrica e lo stato tensionale iniziale. Ciò viene fatto nella modalità *Initial conditions* dal programma Input. La parte del programma di input dedicata alla definizione delle condizioni iniziali consta di due differenti sottomodalità di funzionamento: una modalità *Water conditions* per la generazione delle pressioni neutre e la modalità *Geometry configuration* per la definizione della configurazione geometrica iniziale e la generazione dello stato tensionale efficace iniziale.

## CONDIZIONI IDRAULICHE

PLAXIS generalmente viene utilizzato per analisi in tensioni efficaci in cui viene fatta una chiara distinzione tra pressioni neutre  $p_{active}$  (Active water pressures) e tensioni efficaci  $\sigma'$  (Effective

stresses). Per le pressioni neutre, un'ulteriore distinzione viene fatta tra pressioni neutre stazionarie  $p_{\text{steady}}$  e sovrappressioni neutre  $p_{\text{excess}}$ :

$$p_{\text{active}} = p_{\text{steady}} + p_{\text{excess}}$$

Le sovrappressioni neutre sono pressioni neutre che si manifestano a causa della sollecitazione dei clusters per i quali il tipo di comportamento specificato tra le caratteristiche del materiale è Undrained (Non drenato). In un calcolo di tipo Plastic, le sovrappressioni possono essere generate soltanto nei clusters definiti come Undrained. Un'analisi di consolidazione può essere eseguita per calcolare la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. Le pressioni neutre in regime stazionario costituiscono una situazione idraulica stabile; una situazione simile si verifica quando le condizioni idrauliche al contorno rimangono costanti per un lungo periodo. Per raggiungere uno stato stazionario, non è necessario che le pressioni neutre siano, da sé, in equilibrio statico (e cioè la superficie libera della falda sia orizzontale), poiché a situazioni in cui si verificano moti di filtrazione permanenti possono corrispondere stati stabili.

Le pressioni neutre possono essere generate sulla base di livelli di falda. In alternativa, le pressioni neutre possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione di condizioni al contorno per la quota piezometrica, che vengono valutate per default, sulla base del general phreatic level (livello di falda generale). Le pressioni neutre possono anche essere ottenute da un altro modulo di PLAXIS specifico per moti di filtrazione in regime transitorio ed in terreni parzialmente saturi.

### 3.1.7 Tipi di calcolo

**Plastic calculation (Calcolo plastico):** Un calcolo di tipo Plastic deve essere selezionato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. Considerando la rapida sollecitazione di terreni argillosi saturi, un calcolo plastico può essere utilizzato per il caso limitato di comportamento perfettamente non drenato. Un'analisi perfettamente drenata può invece essere adoperata per stimare i cedimenti a lungo termine; questa fornirà infatti una predizione accurata della situazione finale, sebbene nel calcolo non venga simulata l'esatta storia tensionale ed il processo di consolidazione non sia esplicitamente considerato.

**Consolidation analysis (Analisi di consolidazione):** Quando è necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso, si deve effettuare un'analisi di consolidazione. PLAXIS consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori

sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato. Durante un'analisi di consolidazione è anche possibile applicare dei carichi; tuttavia, si deve fare attenzione quando si analizza una condizione prossima alla rottura, poiché il processo d'iterazione potrebbe non convergere.

**Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza):** Un'analisi di stabilità in PLAXIS può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato *Phi-c reduction* ed è disponibile come un tipo di calcolo separato. Questa analisi può essere considerata come una condizione di partenza per un'altra fase di calcolo poiché termina con una condizione di rottura; per questo motivo è consigliabile definire tutte le analisi di stabilità alla fine dell'elenco delle fasi di calcolo ed utilizzare il parametro *Start from phase* come riferimento per la fase di calcolo per la quale è stato calcolato il fattore di sicurezza. Quando si esegue un'analisi di stabilità, nessun carico può essere contemporaneamente incrementato, infatti, il Phi-c reduction è uno speciale calcolo plastico; in questo caso l'input di un incremento di tempo non è in genere rilevante. Quando si esegue un calcolo di tipo Phi-c reduction con modelli di terreni avanzati, il comportamento di questi sarà ridotto a quello del modello Mohr-Coulomb, poiché nel calcolo saranno trascurati sia la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale sia l'incrudimento plastico. In questo caso, la rigidità viene calcolata all'inizio della fase di calcolo e mantenuta costante fino al suo completamento.

**Updated mesh analysis (Analisi con mesh aggiornata, UM+):** I tre tipi fondamentali di calcolo (Plastic calculation, Consolidation analysis, Phi-c reduction) possono opzionalmente essere eseguiti come un'analisi di tipo *Updated Mesh*, prendendo in considerazione gli effetti delle grandi deformazioni. Questo tipo di analisi può anche essere selezionato se le pressioni neutre devono essere continuamente ricalcolate in accordo all'aggiornata posizione dei punti d'integrazione; quest'ultima opzione è denominata *Updated water pressures* ed è intesa a prendere in considerazione gli effetti dell'abbassamento (parziale) del terreno al di sotto di un livello di falda costante.

### 3.1.8 Parametri di controllo del calcolo

La scheda *Parameters* (Parametri) è utilizzata per definire i parametri di controllo di una particolare fase di calcolo e la corrispondente procedura di soluzione; questa scheda contiene le seguenti voci:

**Reset displacements to zero (azzeramento degli spostamenti):** Questa opzione deve essere selezionata quando debbano essere trascurati gli spostamenti di precedenti steps di calcolo prima



dell'inizio della fase di calcolo corrente, in modo che il nuovo calcolo parta da un campo di spostamenti nullo; per esempio, le deformazioni dovute alla procedura *Gravity loading* (Generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità) non hanno alcun significato fisico; quindi, questa opzione può essere scelta in una fase successiva alla Gravity loading per rimuovere questi spostamenti. Se l'opzione *Reset displacements to zero* non è selezionata gli spostamenti incrementali avvenuti nella fase di calcolo corrente verranno aggiunti a quelli della fase precedente; la selezione dell'opzione non influenza il campo delle tensioni.

**Ignore undrained behaviour (Ignora comportamento non drenato):** Questa opzione deve essere selezionata se si desidera escludere temporaneamente gli effetti del comportamento non drenato, in problemi in cui per il terreno si è adottato un materiale di tipo non drenato (il parametro *Material type* è impostato su *Undrained*). Selezionando tale opzione tutti i clusters di materiali non drenati divengono temporaneamente drenati. Le sovrappressioni neutre esistenti che erano state precedentemente generate rimarranno tali, ma in questa particolare fase di calcolo non verranno generate nuove sovrappressioni neutre. L'uso della procedura Gravity loading con un materiale non drenato condurrà alla generazione di sovrappressioni neutre non realistiche. Le tensioni dovute al peso proprio del terreno, per esempio, sono basate su un processo di lungo termine in cui lo sviluppo delle pressioni neutre è irrilevante. L'opzione *Ignore undrained behaviour* (Ignora comportamento non drenato) consente all'utente di specificare sin dall'inizio il tipo di materiale come non drenato per gli stadi di sollecitazione principali e di ignorare il comportamento non drenato durante la fase di incremento della gravità (Gravity loading); quindi durante questo calcolo preliminare, il comportamento di tutti i clusters non drenati è considerato drenato.

### 3.1.9 Loading input (Modalità di carico)

Il riquadro Loading input viene utilizzato per specificare quale tipo di modalità di carico deve essere considerata in una particolare fase di calcolo.

In calcoli di tipo Plastic, si fa distinzione tra le seguenti modalità di carico:

- Carico inteso come modificazione della combinazione di carico, dello stato tensionale, del peso, della resistenza o della rigidità degli elementi, ottenuto modificando la configurazione del carico e della geometria o la distribuzione delle pressioni neutre per mezzo di *Staged construction* (Costruzione per fasi). In questo caso, il livello totale di carico che deve essere raggiunto al termine della fase di calcolo viene definito

specificando una nuova configurazione geometrica e di carico, e/o distribuzione delle pressioni neutre, nella modalità Staged construction.

- Carico inteso come incremento o decremento di una predefinita combinazione delle forze esterne, ottenuto modificando i *Total multipliers* (Moltiplicatori totali).

**Minimum pore pressure (Pressione neutra minima – consolidazione):** Questa opzione di consolidazione coinvolge un criterio extra per terminare l'analisi; in questo caso il criterio è una pressione neutra minima prescritta, P-stop. Il calcolo si arresta quando il massimo assoluto della sovrappressione si trova al di sotto del prescritto valore P-stop. Per esempio, quando il massimo della sovrappressione ha raggiunto un certo valore durante l'applicazione del carico, l'utente può assicurarsi che il processo di consolidazione venga proseguito finché tutti i valori nodali delle sovrappressioni non siano minori di P-stop.

### 3.1.10 Modello geotecnico

Per lo strato argilloso è stato utilizzato il modello soft-soil, specificatamente idoneo per la modellazione del comportamento di terreni molto comprimibili. I parametri per la modellazione dello strato argilloso sono elencati in Tabella 3.1.

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.

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  $c_e$ .

Il codice di calcolo assume il coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale,  $k_x$ , pari a quello verticale,  $k_y$ . Nel caso in esame, tale assunzione è coerente con i risultati delle prove di laboratorio (per il  $k_y$ ) e delle prove di dissipazione (per il  $k_x$ ), che hanno fornito valori dello stesso ordine di grandezza. Il valore della permeabilità iniziale,  $k_0$ , è stato assunto pari a  $2,7 \times 10^{-10}$  m/s.

I parametri della ghiaia e del calcare sono descritti rispettivamente in Tab. 3.2 e 3.3.

CARATTERISTICHE E PARAMETRI ARGILLA	
Material model	Soft soil model
Material type	UnDrained

Peso specifico del terreno non saturo	$\gamma_{unsat}$	16,9	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno saturo	$\gamma_{sat}$	16,9	kN/m <sup>3</sup>
Indice di compressione	$c_c$	0,41	-
Indice di rigonfiamento	$c_s$	0,04	-
Indice dei vuoti iniziale	$e_0$	1,39	-
Coesione	$c'$	2	kPa
Angolo di attrito	$\phi'$	26	°
Angolo di dilatanza	$\psi$	0	°
Rapporto di Poisson per carico/scarico	$\nu_{ur}$	0,15	-
Legge di variazione del coefficiente di permeabilità, k	$\log(k/k_0) = \Delta e/c_k$	con	
	$c_k (= c_c)$	0,41	-
Coefficiente di permeabilità orizzontale	$k_x$	$2,7 \times 10^{-10}$	m/s
Coefficiente di permeabilità verticale	$k_y$	$2,7 \times 10^{-10}$	m/s

Tabella 3.1: Parametri dell'argilla considerati su PLAXIS

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.

CARATTERISTICHE E PARAMETRI GHIAIA			
Material model	Mohr-Coulomb		
Material type	Drained		
Peso specifico del terreno non saturo	$\gamma_{unsat}$	18	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno saturo	$\gamma_{sat}$	20	kN/m <sup>3</sup>
Modulo di rigidezza	E	$1 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>
Indice dei vuoti iniziale	$e_0$	0,6	-
Coesione	$c'$	1	kPa
Angolo di attrito	$\phi'$	40	°
Angolo di dilatanza	$\psi$	0	°
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0,3	-
Coefficiente di permeabilità orizzontale	$k_x$	$2 \times 10^{-5}$	m/s
Coefficiente di permeabilità verticale	$k_y$	$2 \times 10^{-5}$	m/s

Tabella 3.2: Parametri della ghiaia considerati su PLAXIS

CARATTERISTICHE E PARAMETRI ROCCIA			
Material model	Mohr-Coulomb		
Material type	Drained		
Peso specifico del terreno non saturo	$\gamma_{unsat}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno saturo	$\gamma_{sat}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Modulo di rigidezza	E	$4 \times 10^6$	kN/m <sup>2</sup>

Indice dei vuoti iniziale	$e_0$	0,5	-
Coesione	$c'$	80	kPa
Angolo di attrito	$\phi'$	40	°
Angolo di dilatanza	$\psi$	0	°
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0,15	-
Coefficiente di permeabilità orizzontale	$k_x$	$2 \times 10^{-5}$	m/s
Coefficiente di permeabilità verticale	$k_y$	$2 \times 10^{-5}$	m/s

Tabella 3.3: Parametri del calcare considerati su PLAXIS

### 3.1.11 Scopo della modellazione

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;
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%.

### 3.1.12 Fasi considerate per il modello

Di seguito sono dettagliate le fasi utilizzate per fare l'analisi di tutti e tre i modelli (riepilogate in Tabella 3.4):

**Gravity Loading.** Il primo step di calcolo consiste nel fare un'analisi di tipo "Plastic" impostando come "Loading Input" -> "Incremental Multipliers" e impostando " $\Sigma MWeight = 1$ ". Facendo questo, il programma esegue un calcolo facendo arrivare ad una condizione di equilibrio la geometria attivando il peso proprio del terreno e dell'acqua. Ovviamente in questa fase non si

definisce un tempo prestabilito poiché la variabile impostata è appunto la convergenza al totale del peso proprio e dell'acqua.

**Riduzione livello piezometrico 1900-1997.** È noto che l'area è sempre stata 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 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 ragionevole 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. Si tratta di una fase di "consolidation" in cui sono state disattivati i precedenti cedimenti dovuti al "Gravity loading" tramite l'opzione "Reset Displacement to zero" in modo tale da fare in modo che il modello partisse da una condizione di partenza con attivi soltanto il peso proprio del terreno e dell'acqua con la geometria di partenza d'input senza cedimenti. Questa fase dunque esegue il calcolo considerando la variazione lineare nel tempo dei livelli piezometrici impostati nei vari punti di controllo.

**Terremoto 1997.** Nella documentazione di riferimento è riportato che vi sono stati abbassamenti del livello freatico conseguentemente al terremoto del 1997, sebbene 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. È stato impostato un abbassamento repentino dei livelli piezometrici di 2 m in soli 7 giorni. In questa fase non è stata attivata l'opzione "Reset displacement to zero" poiché i cedimenti della fase precedente fanno parte della storia del deposito.

**Periodo 1997-2009.** Questa fase è di tipo "consolidation" nel vero senso della parola in quanto i livelli piezometrici rimangono invariati e pertanto viene simulata soltanto la dissipazione delle sovrappressioni neutre del deposito.

**Start immissione pozzo 2009.** In questa fase viene simulato l'innalzamento dei livelli piezometrici del deposito in corrispondenza dell'inizio dell'immissione definitiva del pozzo. Si è ipotizzato

che l'effetto dell'innalzamento dei livelli piezometrici si concluda in 7 giorni di funzionamento del pozzo.

**Consolidazione 2009-2016.** In questa fase i livelli piezometrici rimangono invariati dalla fase precedente tenendo conto che il pozzo continui a funzionare e quindi che i livelli piezometrici del deposito rimangono stabili.

**Terremoto 2016.** In questa fase viene simulato l'effetto simultaneo del terremoto Marche-Umbria del 2016 e dello stop dell'immissione del pozzo che, nonostante abbia funzionato fino al 2018, la storia dei livelli piezometrici evidenziano comunque una diminuzione repentina. Anche in questo caso, come per il Terremoto del 1997, è stato considerato un abbassamento di tutti i livelli piezometrici di 2 m.

**Abbassamento falda 2016-2021.** In questa fase viene simulato l'abbassamento dei livelli piezometrici che si sono registrati in questo arco di tempo, impostando i livelli piezometrici del modello a quelli ricavati dalla Campagna d'indagine 2021.

**Abbassamento falda 2021-2027.** In questa fase viene predisposto un abbassamento ulteriore del livello piezometrico in corrispondenza della verticale S3(21) ottenuto da un'interpolazione lineare dell'abbassamento rilevato dal 2016 al 2021 fino ai valori del 2008.

**Consolidazione a 50 anni (2071).** Questa fase di tipo "consolidation" dura per un arco di tempo di 50 anni con i livelli piezometrici che rimangono invariati da quelli del 2027 e considerando soltanto la progressiva dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e quindi dei cedimenti del deposito.

**Fine consolidazione.** In questa fase di consolidazione non si è impostato un tempo come variabile fissa ma un valore minimo di pressione interstiziale di 0,1 kN/m<sup>2</sup>. Questo significa che il programma continua l'analisi di consolidazione fino a quando il primo punto della geometria del deposito raggiunge 0,1 kN/m<sup>2</sup> di pressione interstiziale ("minimum pore pressure"). Questo valore, talmente basso, può essere considerato come fine della consolidazione del deposito.

FASI PLAXIS	Calculation Type	Loading Input	Data	Time interval (days)
GRAVITY LOADING (1900)	Plastic	$\Sigma M_{Weight} = 1$	-	-
RIDUZIONE PIOGGE (1900-1997)	Consolidation (UM+)	Staged construction	01/01/1900-01/09/1997	35675
TERREMOTO 1997	Consolidation (UM+)	Staged construction	01/09/1997-08/09/1997	7
PUNTO DI CONTROLLO 1998	Consolidation (UM+)	Staged construction	08/09/1997-19/08/1998	345
CONSOLIDAZIONE 1998-2009	Consolidation (UM+)	Staged construction	19/08/1998-01/10/2009	4061
START IMMISSIONE POZZO 2009	Consolidation (UM+)	Staged construction	01/10/2009-08/10/2009	7
CONSOLIDAZIONE FINO AL 2016	Consolidation (UM+)	Staged construction	08/10/2009-01/11/2016	2581
STOP IMMISSIONE+TERREMOTO 2016	Consolidation (UM+)	Staged construction	01/11/2016-08/11/2016	7
ABBASSAMENTO FALDA 2016-2021	Consolidation (UM+)	Staged construction	08/11/2016-29/01/2021	1543
ABBASSAMENTO FALDA 2021-2027	Consolidation (UM+)	Staged construction	29/01/2021-01/01/2027	2163
CONSOLIDAZIONE A 50 ANNI (2071)	Consolidation (UM+)	Staged construction	01/01/2027-01/01/2071	16071
FINE CONSOLIDAZIONE	Consolidation (UM+)	$P_{stop} = 0,1 \text{ kN/m}^2$	-	-

*Tabella 3.4: Riepilogo fasi considerate su PLAXIS*

### 3.1.13 Modellazione SEZIONE S-S'

#### 3.1.13.1 Geometria

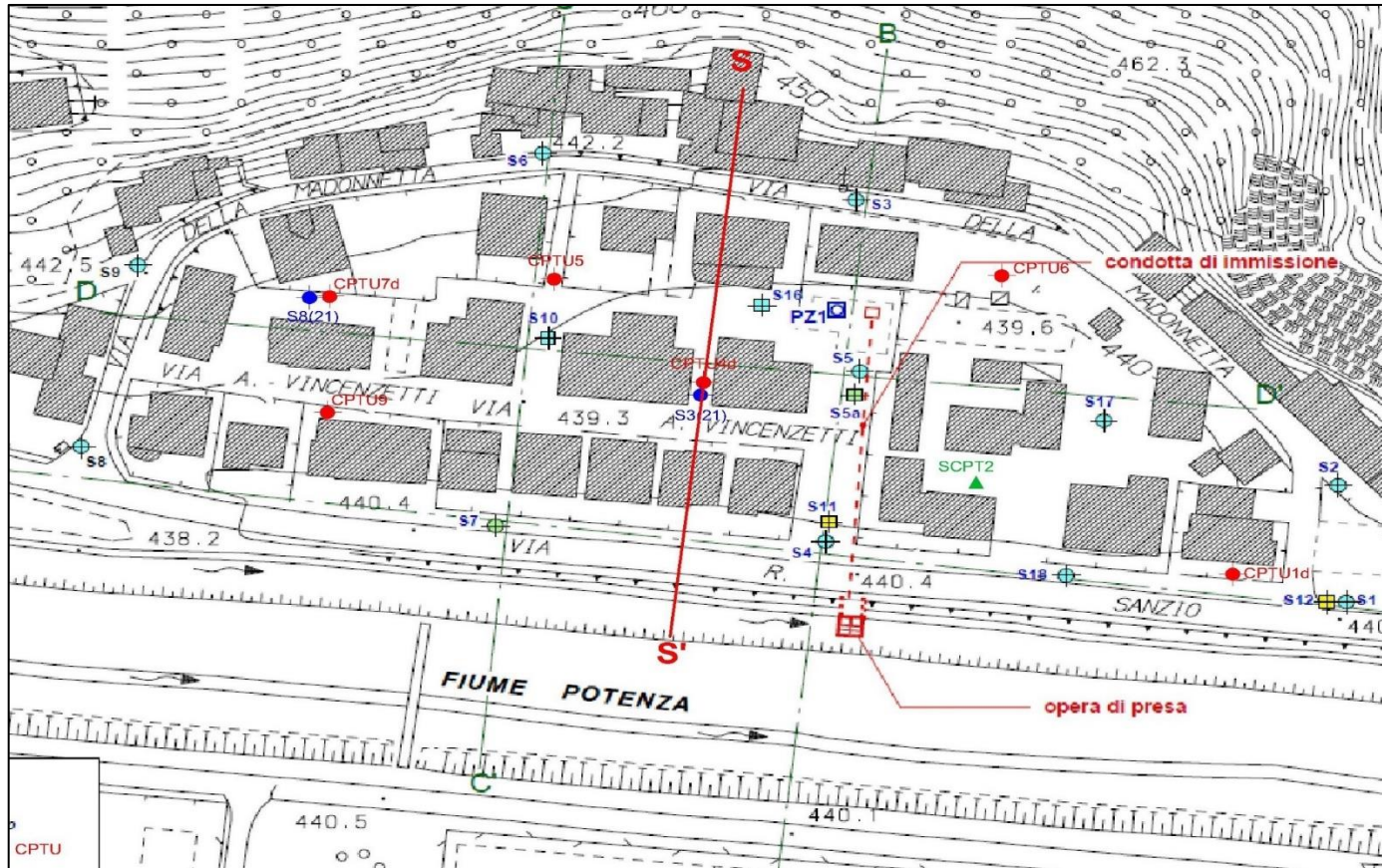


Figura 3.3: Rappresentazione sezione S-S' in planimetria



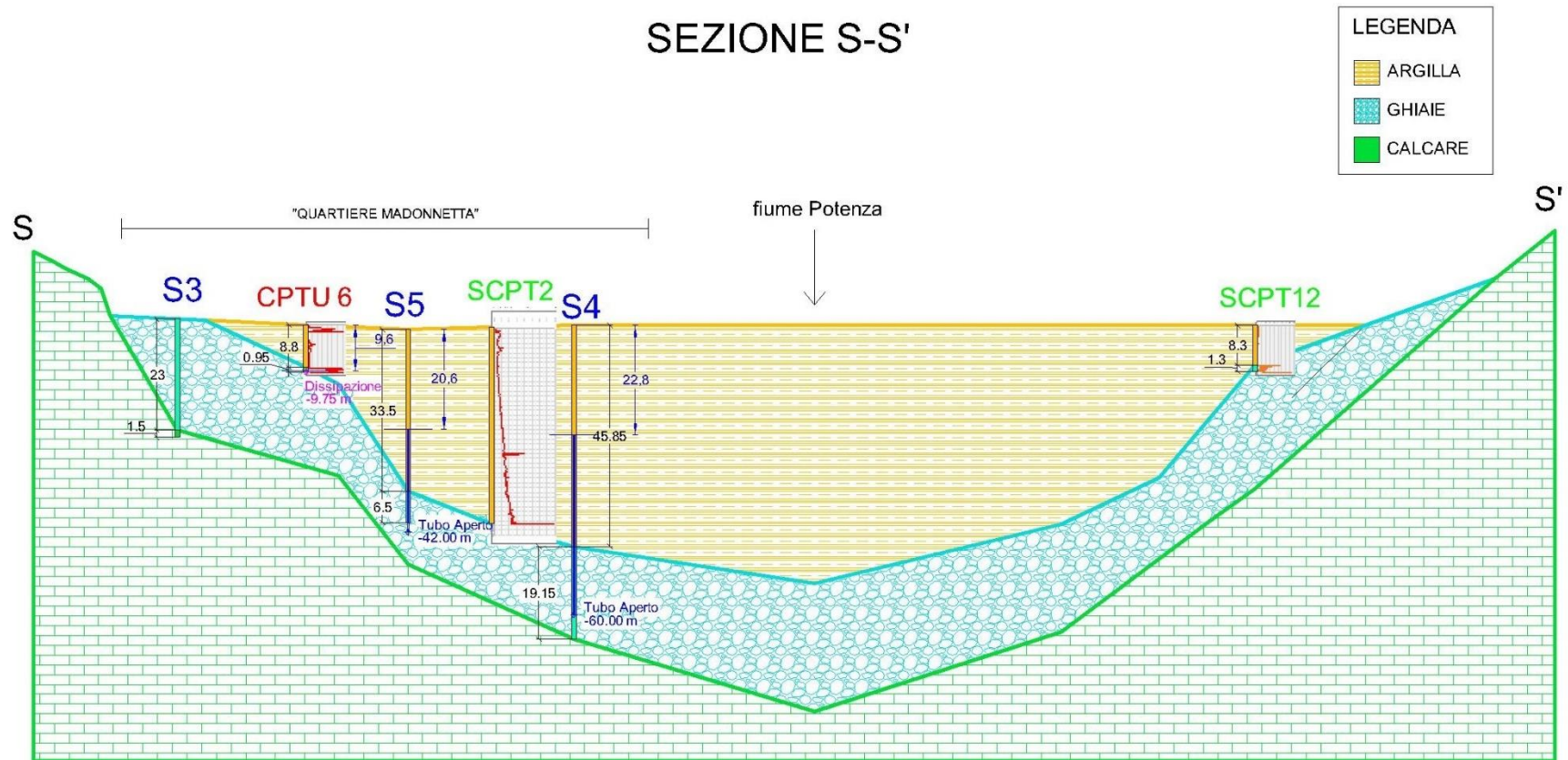


Figura 3.4: Rappresentazione sezione S-S' con AUTOCAD

### 3.1.13.2 Fasi di calcolo PLAXIS e livelli piezometrici considerati

FASI PLAXIS	DATA	TIME	$\Delta$ tempo	LIVELLO DI FALDA		
		giorni (dal 1900)		S16 (440 m sl.m.)	S3 (21) (439 m s.l.m.)	S4 (440 s.l.m.)
GRAVITY LOADING (1900)	01/01/1900	0,00	0,00	-1	0	-8
RIDUZIONE PIOGGE (1900-1997)	01/09/1997	35674,00	35674,00	-9	-16	-21
TERREMOTO SETT.1997	08/09/1997	35681,00	7,00	-11	-18	-23
PUNTO DI CONTROLLO	19/08/1998	36026,00	345,00	-11	-18	-23
CONSOLIDAZIONE 1997-2009	01/10/2009	40087,00	4061,00	-11	-18	-23
START IMMISSIONE	08/10/2009	40094,00	7,00	-5	-6	-23
STOP IMMISSIONE	01/11/2016	42675,00	2581,00	-5	-6	-23
TERREMOTO 2016	08/11/2016	42682,00	7,00	-7	-8	-23
ABBASSAMENTO FALDA 2021	29/01/2021	44225,00	1543,00	-12	-16	-23
ABBASSAMENTO FALDA 2027	01/01/2027	46388,00	2163,00	-12	-18	-23
CONSOLIDAZIONE A 50 ANNI	01/01/2071	62459,00	16071,00	-12	-18	-23

Tabella 3.5: Rappresentazione delle fasi PLAXIS con variazioni dei livelli piezometrici

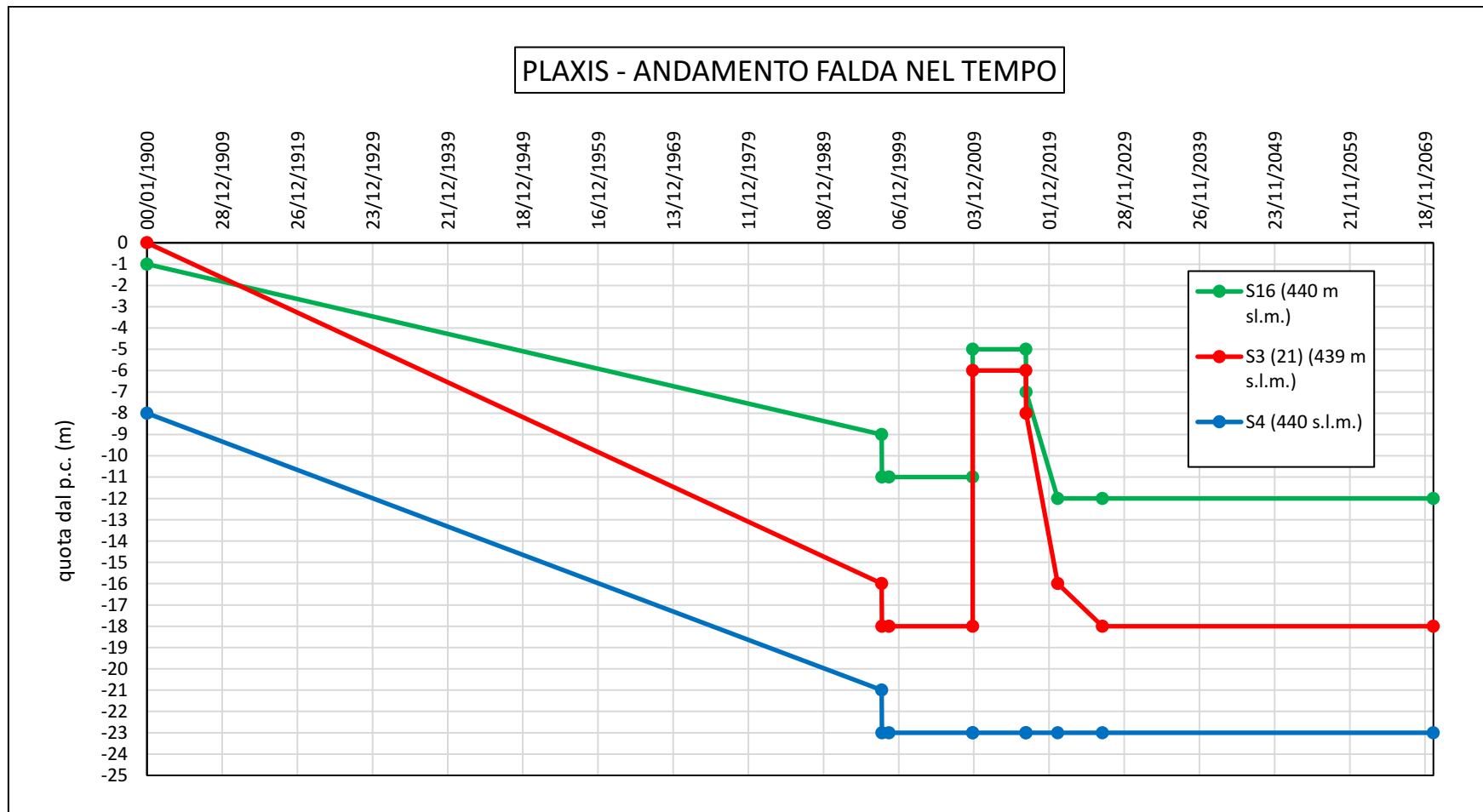


Figura 3.5: Andamento dei livelli piezometrici assunti nella modellazione per la sezione S-S'

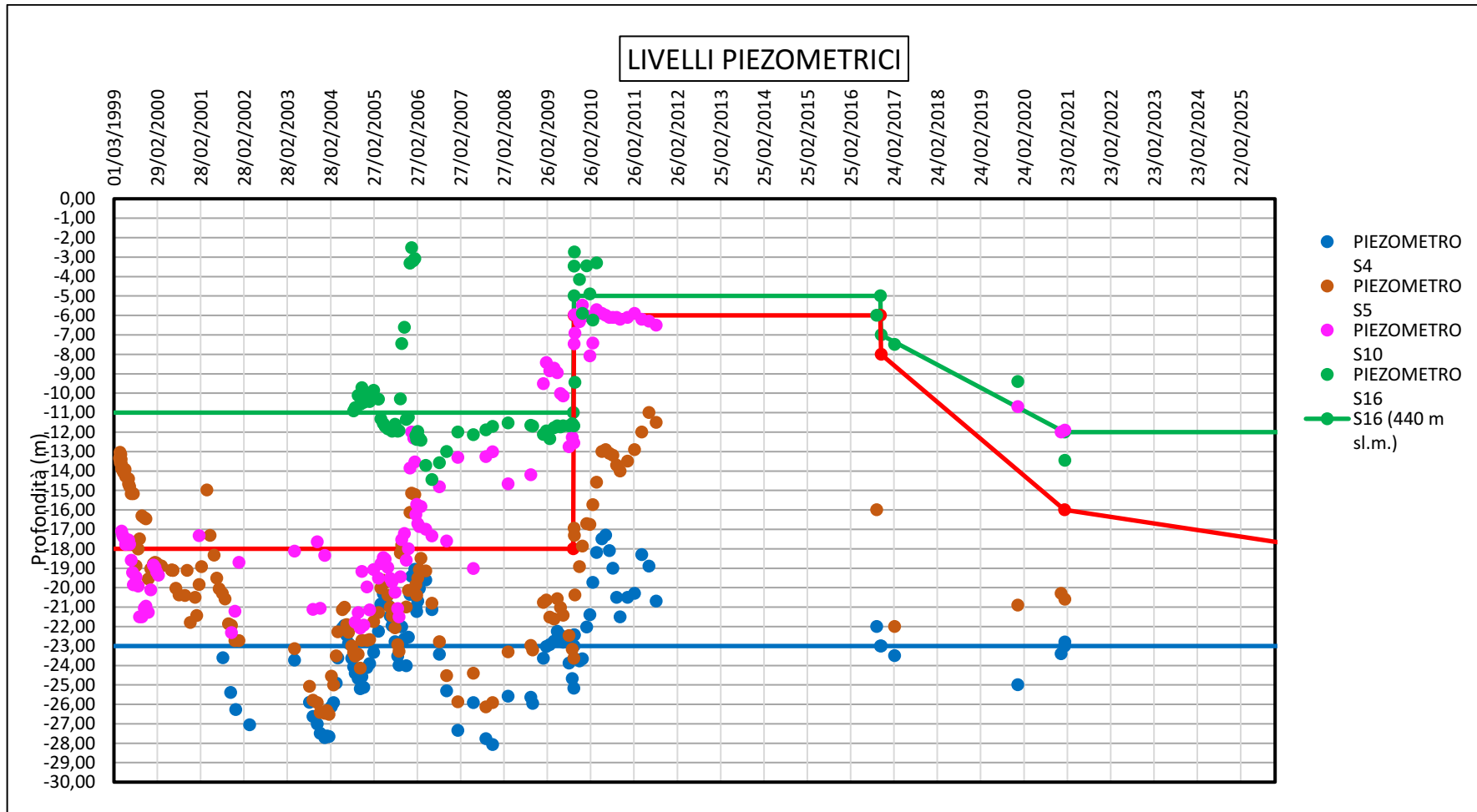


Figura 3.6: Andamento dei livelli piezometrici assunti e misurati dal 1999 per la sezione S-S'

### 3.1.13.3 Sovrappressioni interstiziali nel 2021

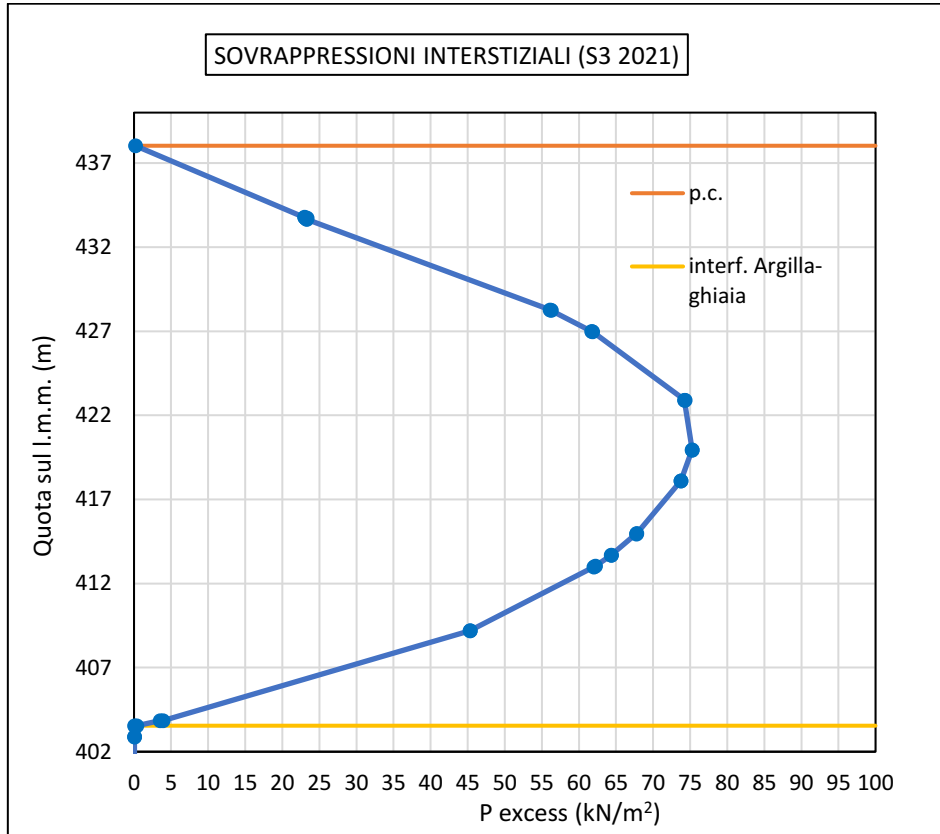


Figura 3.7: Simulazione sovrappressioni interstiziali PLAXIS nella verticale S3(21)

Nella Figura 3.8 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. Nella Tabella 3.6 è descritto il massimo valore misurato di sovrappressione interstiziale lungo la verticale S3(21).

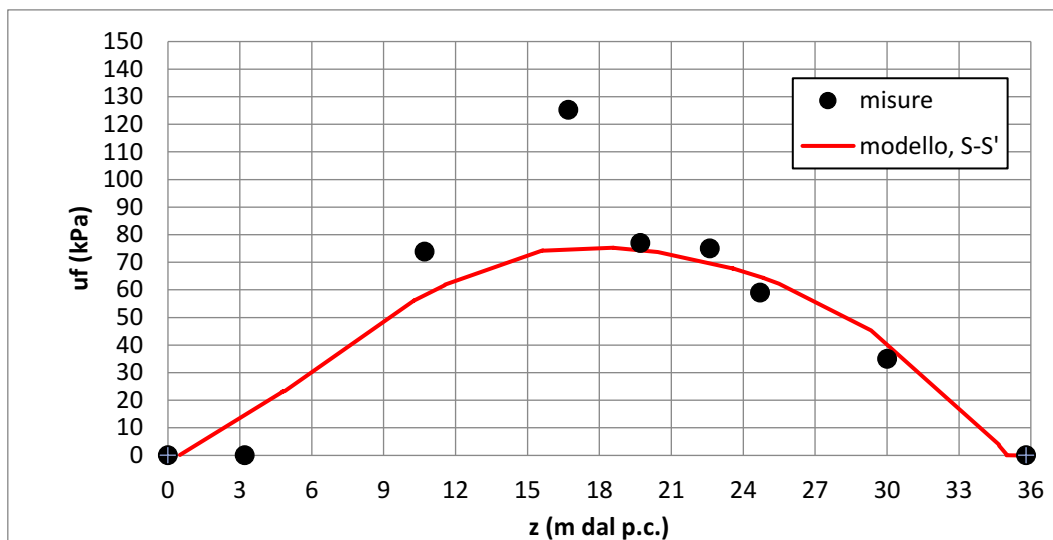


Figura 3.8: Verticale S3(21): Confronto fra le pressioni interstiziali residue ottenute sperimentalmente e quelle risultanti dalla modellazione per la sezione S-S'.

Y	Z (Profondità)	p_excess S3(21)
[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
419,92639	-18,10211	75,273209

Tabella 3.6: Valore massimo di sovrappressione interstiziale misurato lungo la verticale S3(21)

### 3.1.13.4 Profilo S3(21)

Nella Tabella 3.7 è riassunto il valore di massimo cedimento tra 50 anni e a fine consolidazione in corrispondenza della verticale S3(21). Nella Figura 3.9 è rappresentato l'andamento dei cedimenti nel tempo nel punto che rappresenta la verticale S3(21).

S3(21)		
Cedimento dal 2021 al 2071 (50 anni)	<b>-31,33</b>	cm
Cedimento dal 2021 a fine consolidazione (2785)	<b>-66,14</b>	cm

Tabella 3.7: Valore massimo di cedimento tra 50 anni e a fine consolidazione nella verticale S3(21)

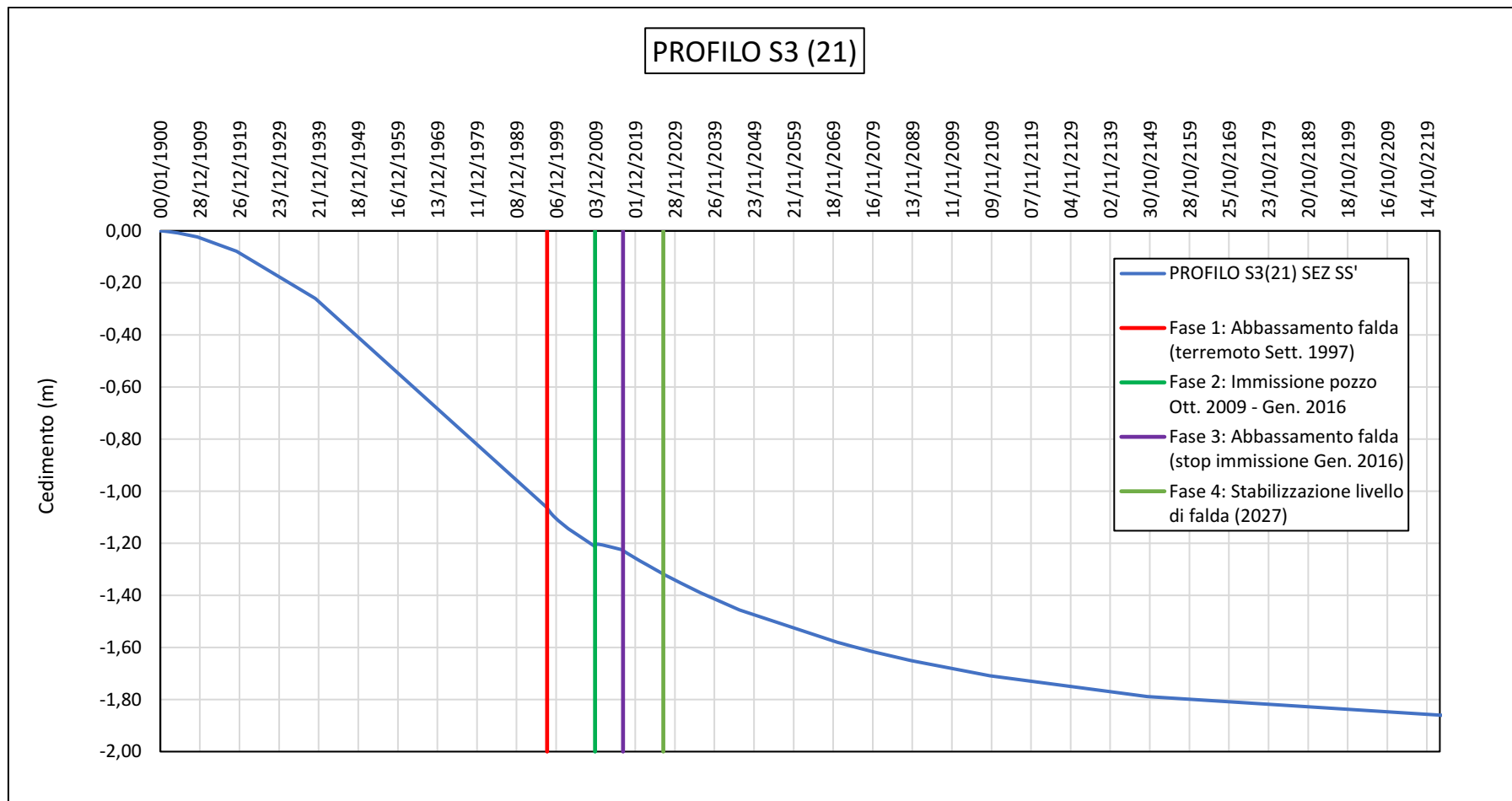


Figura 3.9: Andamento dei cedimenti nel tempo in corrispondenza della verticale S3(21)

### 3.1.13.5 Confronto capisaldi PLAXIS-reali

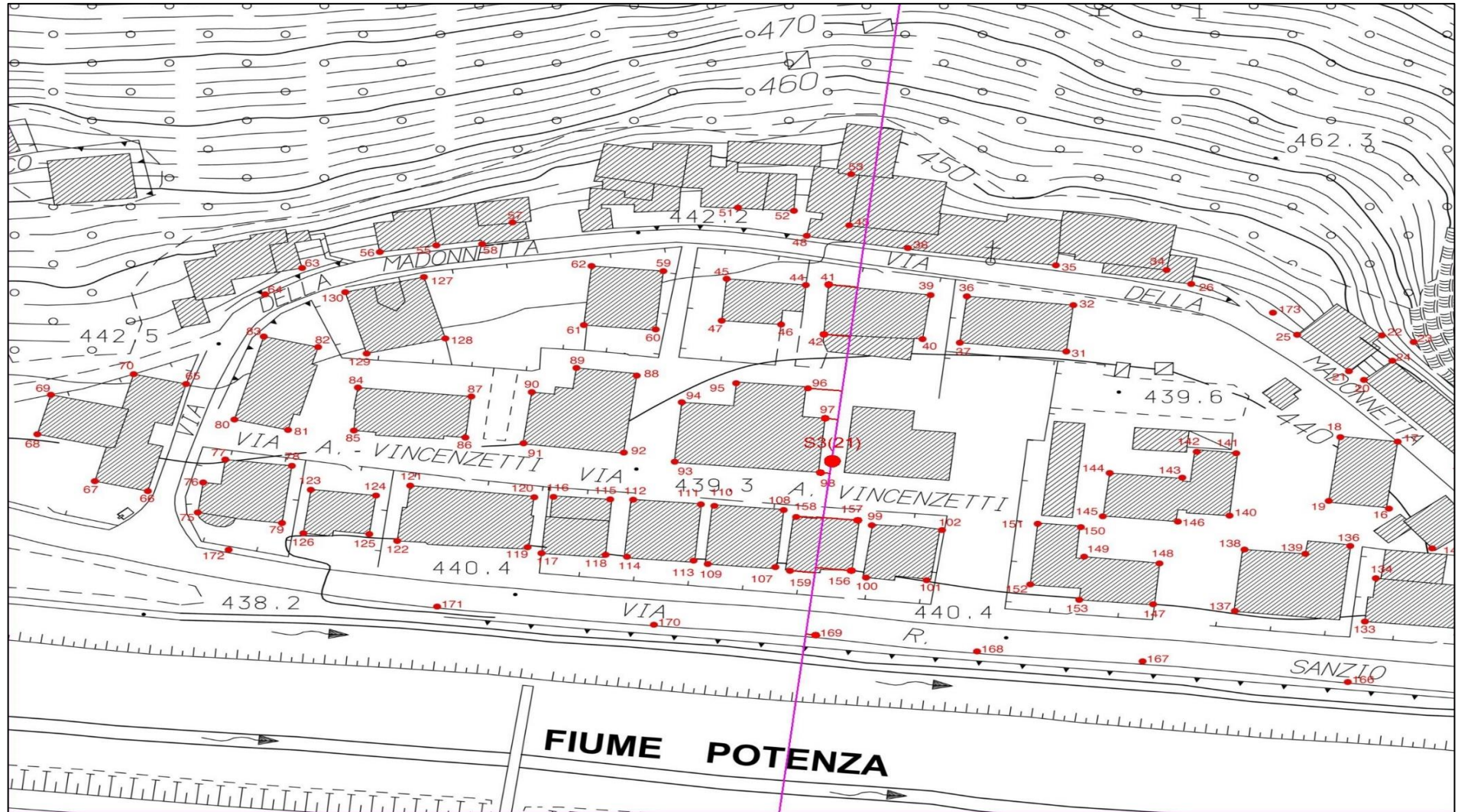


Figura 3.10: Indicazione dei capisaldi di riferimento per il confronto fra cedimenti misurati dal 1998 al 2021 e i cedimenti ottenuti dalla modellazione per la sezione S-S'.



Nelle figure dalla 3.11 alla 3.17 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.

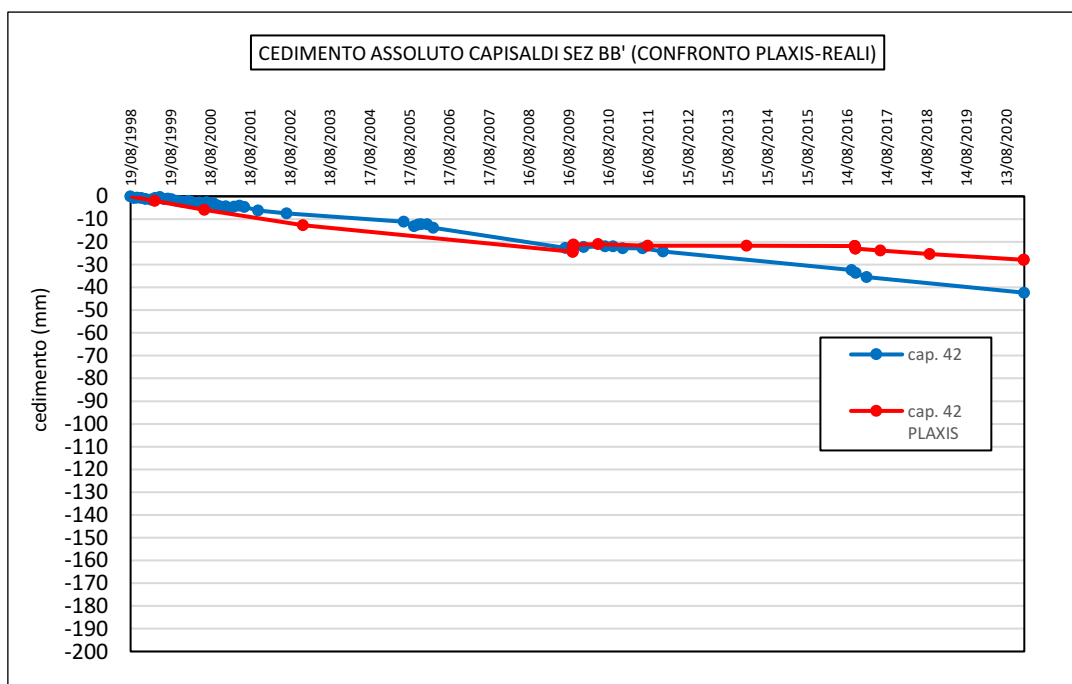


Figura 3.11: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 42 e quelli ottenuti dalla modellazione.

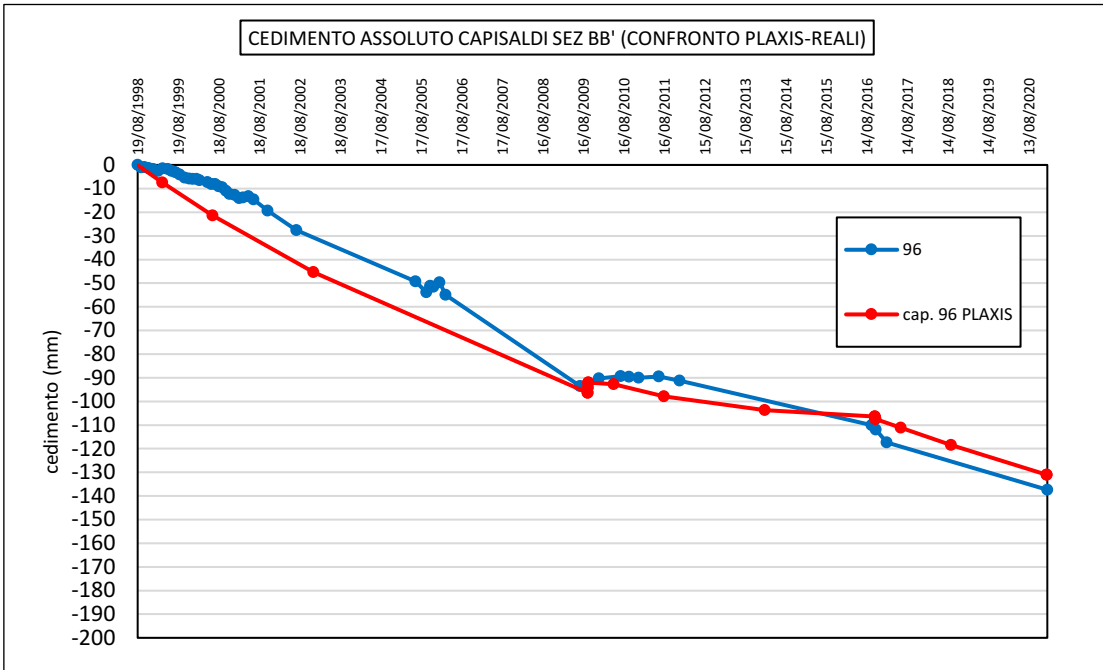


Figura 3.12: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 96 e quelli ottenuti dalla modellazione.

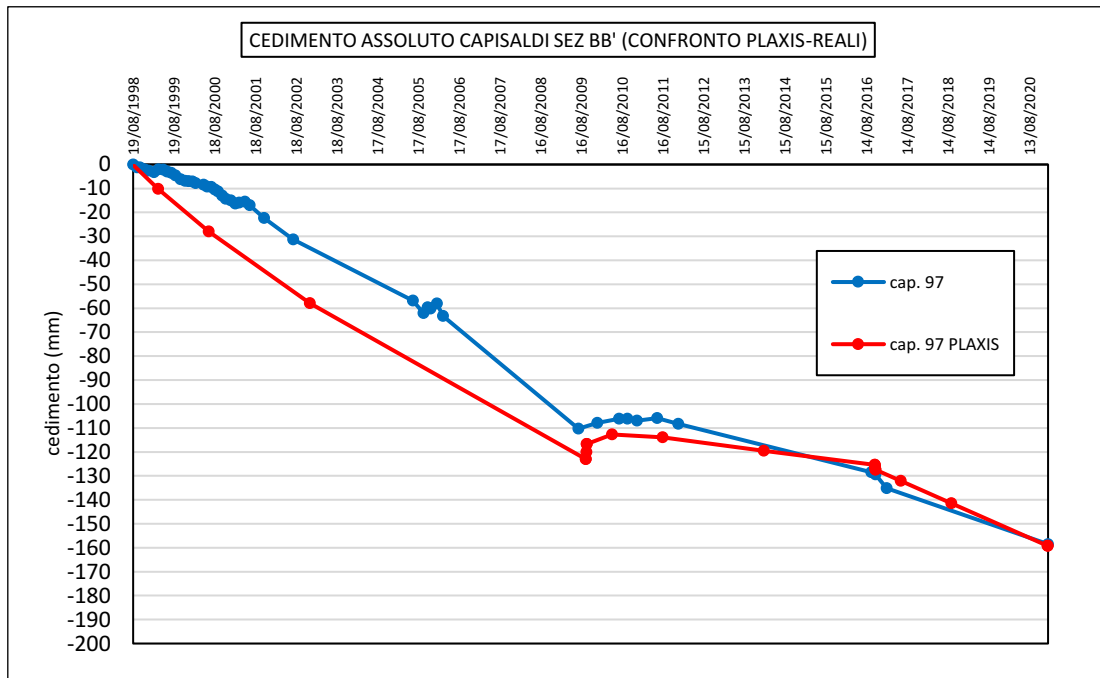


Figura 3.13: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 97 e quelli ottenuti dalla modellazione.

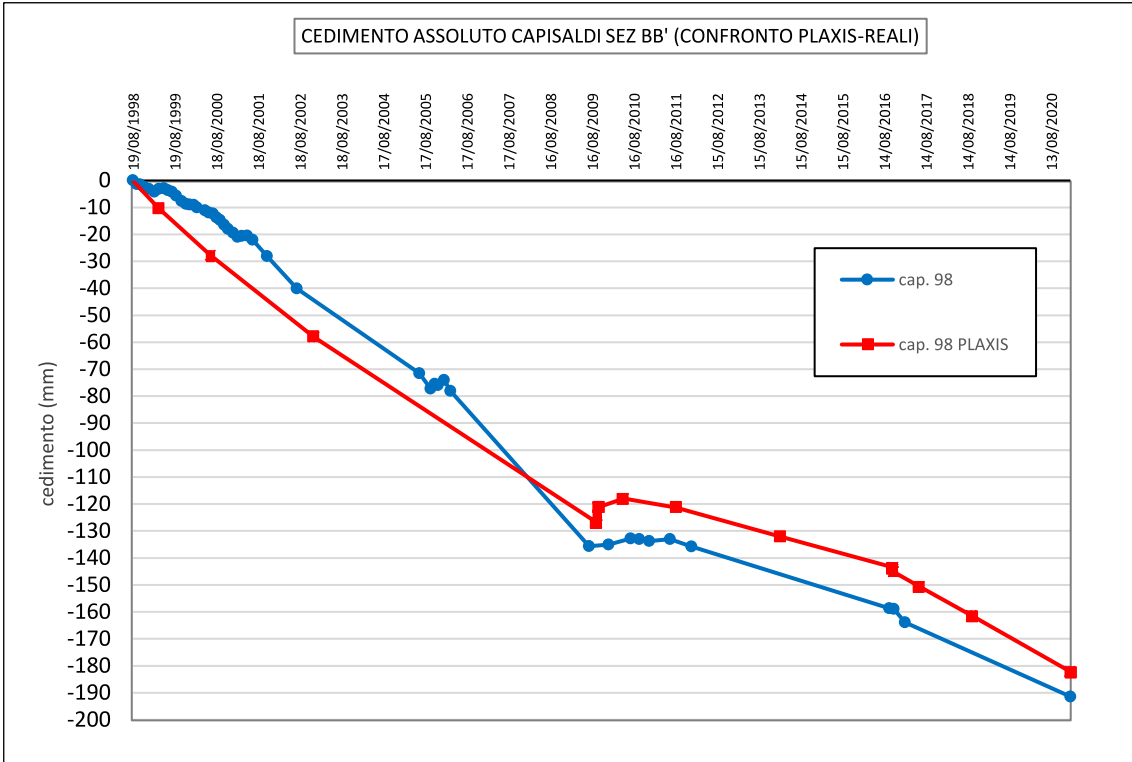


Figura 3.14: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 98 e quelli ottenuti dalla modellazione.

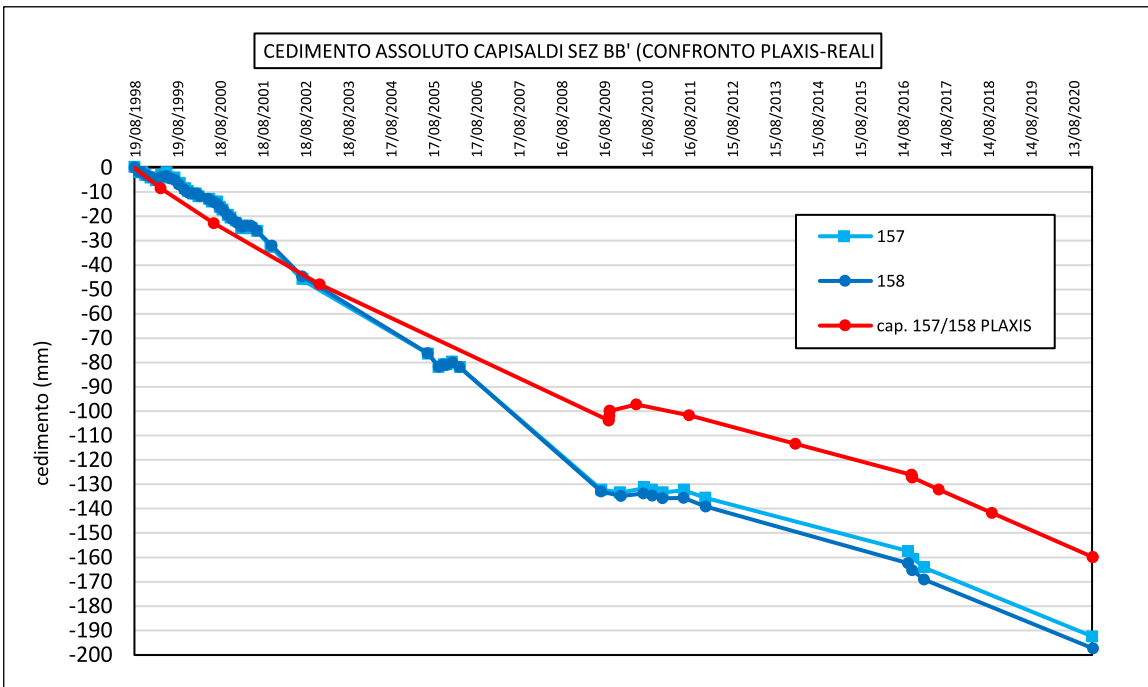


Figura 3.15: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 157 e 158 e quelli ottenuti dalla modellazione.

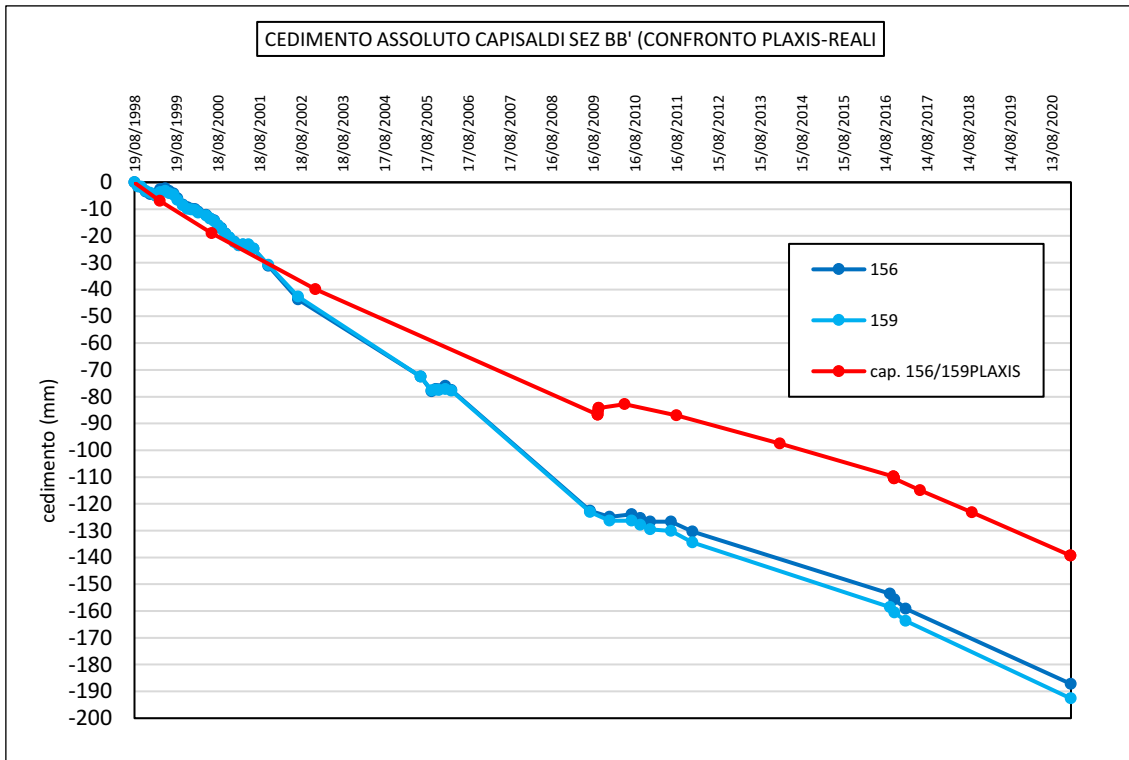


Figura 3.16: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 156 e 159 e quelli ottenuti dalla modellazione.

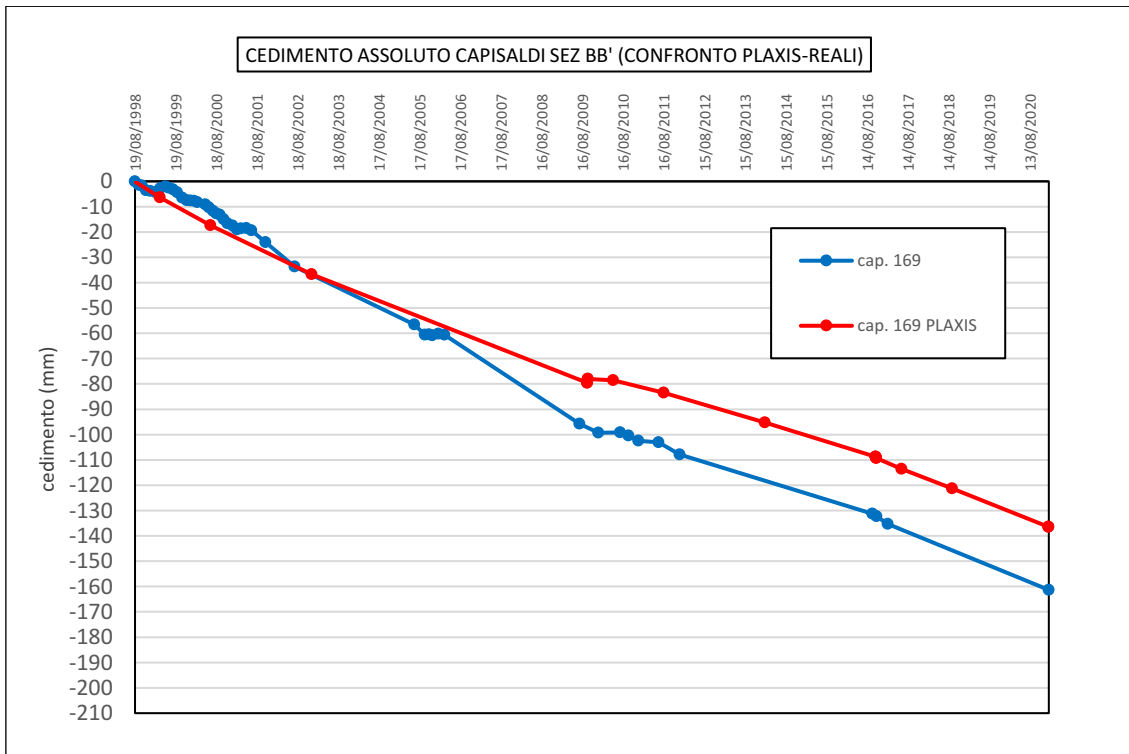


Figura 3.17: Sezione S-S': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 169 e quelli ottenuti dalla modellazione.

### 3.1.13.6 Deformata 2021-2071

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 nella Figura 3.18. In Tabella 3.8 sono riportati gli spostamenti stimati nei punti del piano campagna in corrispondenza di alcuni capisaldi. Il dettaglio delle deformate del piano campagna 2021-2071 è stato utilizzato per la stima dei cedimenti differenziali nelle analisi strutturali.

In merito alla deformata del piano campagna al 2071 rispetto al 2021 per la sezione S-S' si può osservare quanto segue:

- I massimi cedimenti attesi da oggi al 2071 risultano nell'area centrale del quartiere (cap. 97, 98 e 157/158), con valori di circa 30 cm.
- Il cedimento atteso al 2071 nella zona adiacente a Via Sanzio (cap. 1699) 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 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 3.8: Sezione S-S': spostamenti orizzontali ( $s_x$ ) e cedimenti ( $s_z$ ) stimati al 2071.

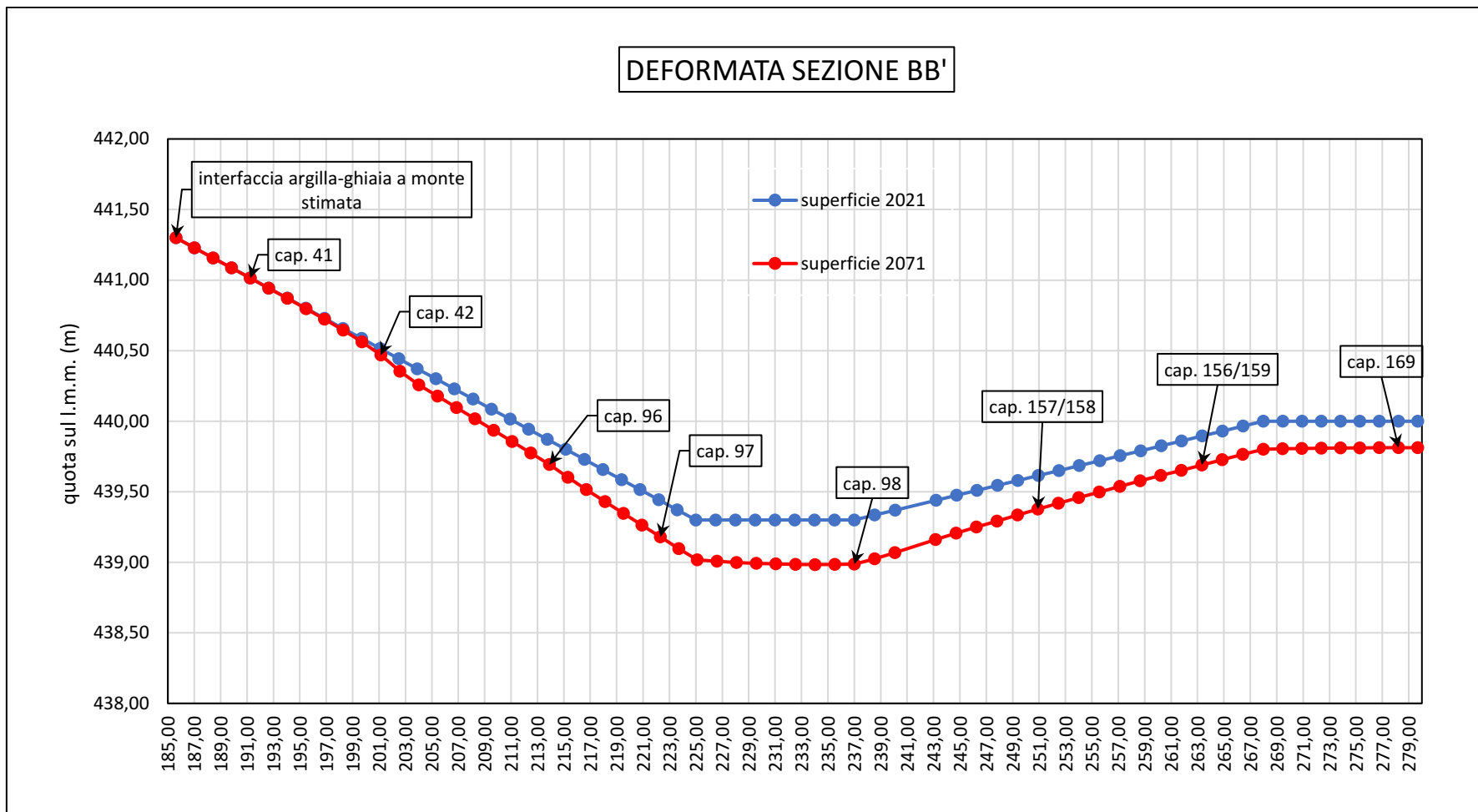
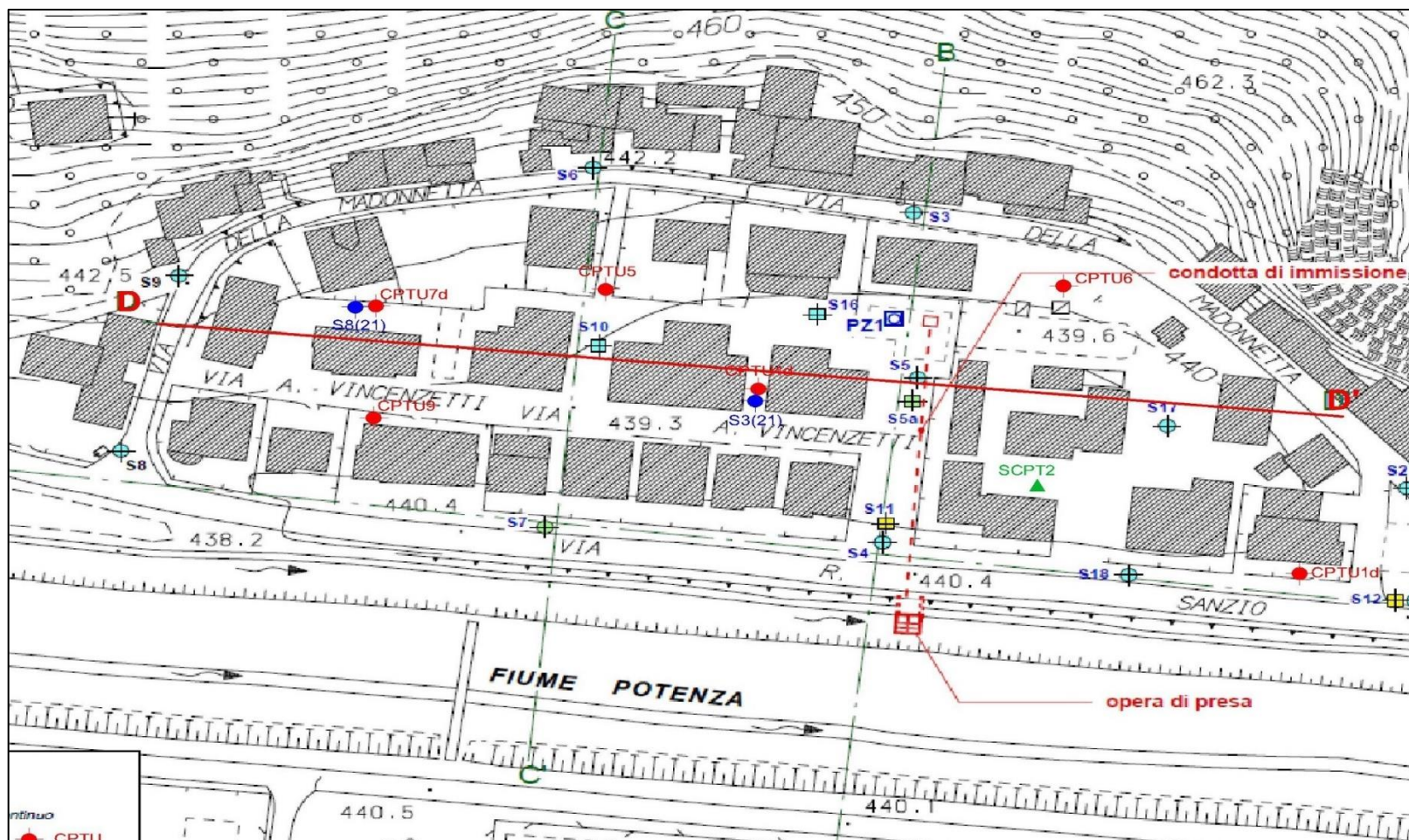


Figura 3.18: Sezione S-S': Deformata del piano campagna stimata al 2021 ed al 2071.

### 3.1.14 Modellazione SEZIONE D-D'

#### 3.1.14.1 Geometria



Rappresentazione sezione D-D' in planimetria Figura 3.19: Rappresentazione sezione D-D' in planimetria

# SEZIONE D-D'

LEGENDA	
	ARGILLA
	GHIAIE
	CALCARE

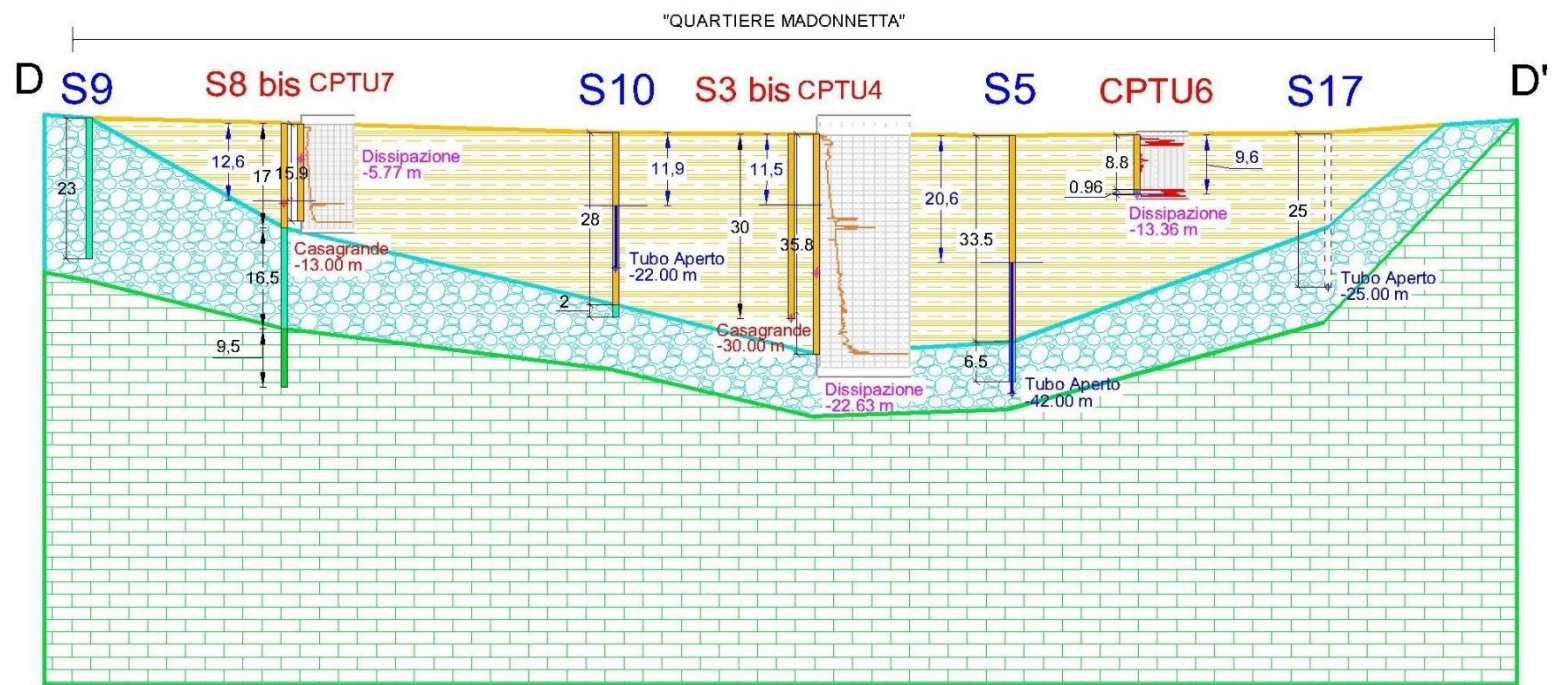


Figura 3.20: Rappresentazione sezione D-D' con AUTOCAD



### 3.1.14.2 Fasi di calcolo PLAXIS e livelli piezometrici considerati

FASI PLAXIS	DATA	TIME	$\Delta t$ temp o	LIVELLO DI FALDA					
		giorni (dal 1900)		S9 (442 m s.l.m.)	S10 (440 m s.l.m.)	S3 (21) (439 m s.l.m.)	S5 (439 m s.l.m.)	S17 (440 m s.l.m.)	S2 (442 m s.l.m.)
GRAVITY LOADING (1900)	01/01/1900	0,00	0,00	-1	-1	0	0	-1	-3
RIDUZIONE PIOGGE (1900-1997)	01/09/1997	35674	35674	-19	-16	-16	-19	-14	-3
TERREMOTO SETT.1997	08/09/1997	35681	7	-21	-18	-18	-21	-16	-5
PUNTO DI CONTROLLO 1998	19/08/1998	36026	345	-21	-18	-18	-21	-16	-5
CONSOLIDAZIONE 1997-2009	01/10/2009	40087	4061	-21	-18	-18	-21	-16	-5
START IMMISSIONE	08/10/2009	40094	7	-21	-6	-6	-11	-8	-5
STOP IMMISSIONE	01/11/2016	42675	2581	-21	-6	-6	-11	-8	-5
TERREMOTO 2016	08/11/2016	42682	7	-21	-8	-8	-13	-10	-5
ABBASSAMENTO FALDA 2021	29/01/2021	44225	1543	-21	-12	-16	-21	-10	-5
ABBASSAMENTO FALDA 2027	01/01/2027	46388	2163	-21	-12	-18	-21	-10	-5
CONSOLIDAZIONE A 50 ANNI	01/01/2071	62459	16071	-21	-12	-18	-21	-10	-5

Tabella 3.9: Rappresentazione delle fasi PLAXIS con variazioni dei livelli piezometrici

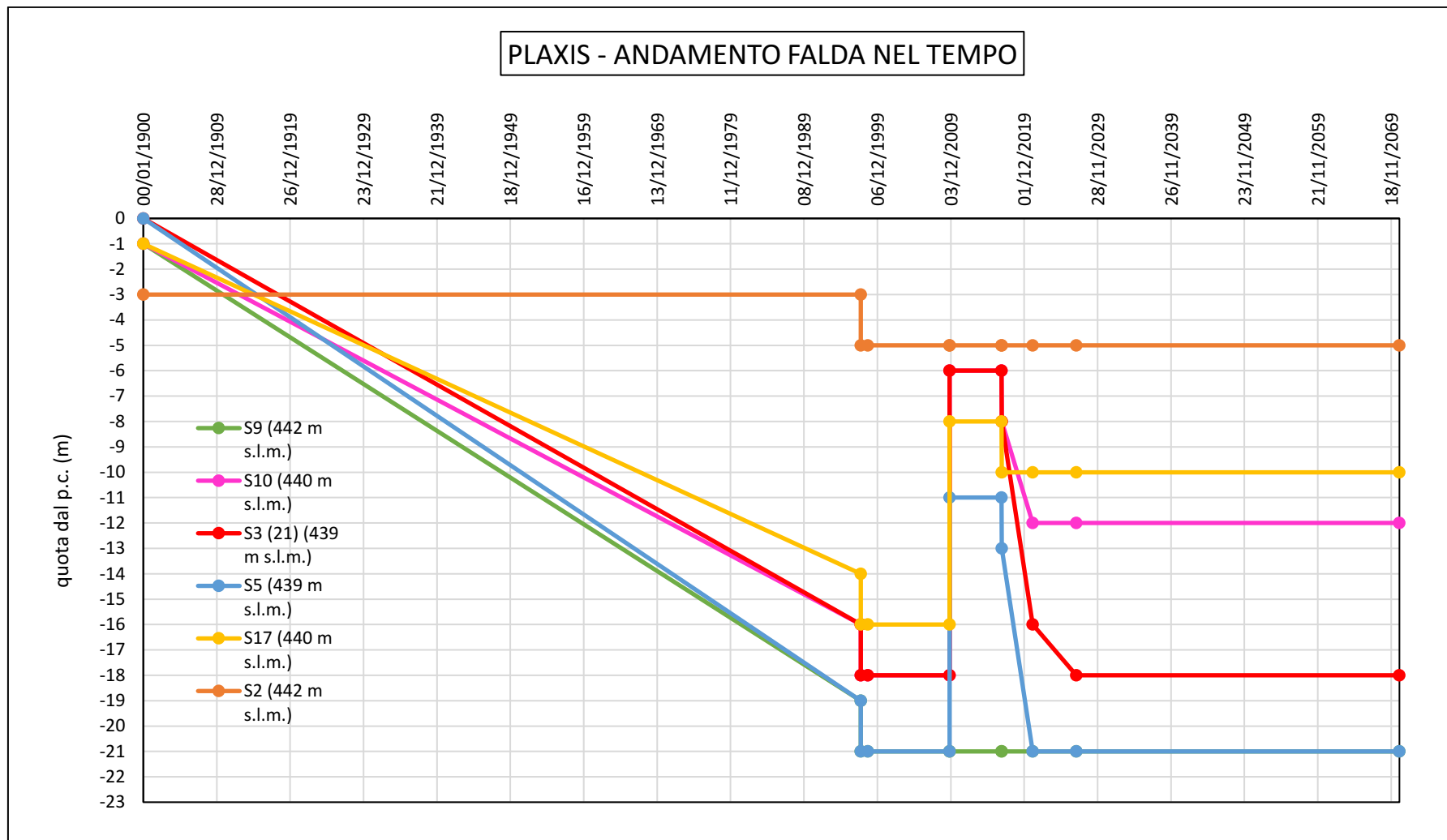


Tabella 3.10: Andamento dei livelli piezometrici assunti nella modellazione per la sezione D-D'

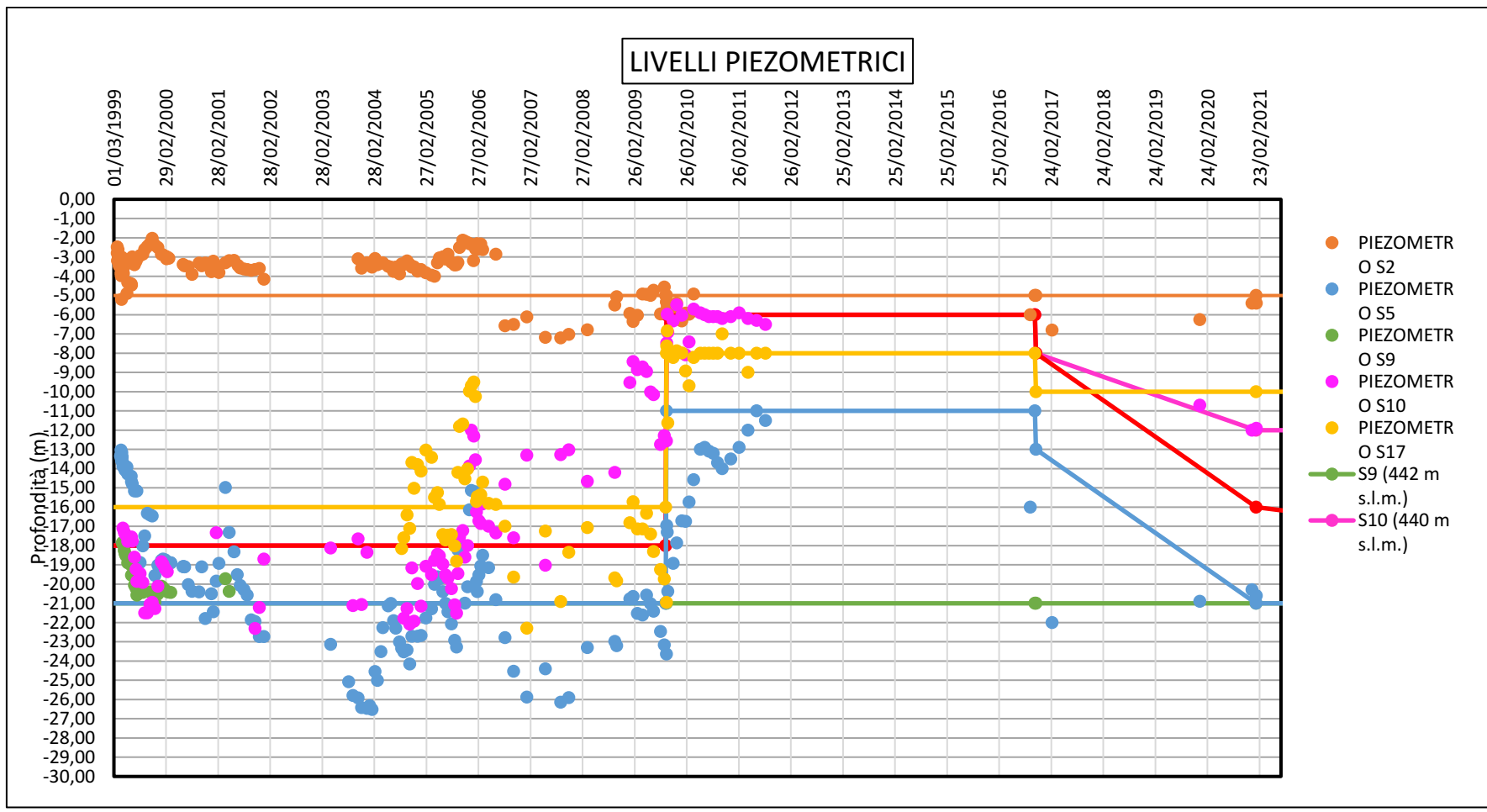


Figura 3.21: Andamento dei livelli piezometrici assunti e misurati nella modellazione per la sezione D-D'

### 3.1.14.3 Sovrappressioni interstiziali nel 2021

Nella Figura 3.23 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. Nella Tabella 3.11 è descritto il massimo valore misurato di sovrappressione interstiziale lungo la verticale S3(21).

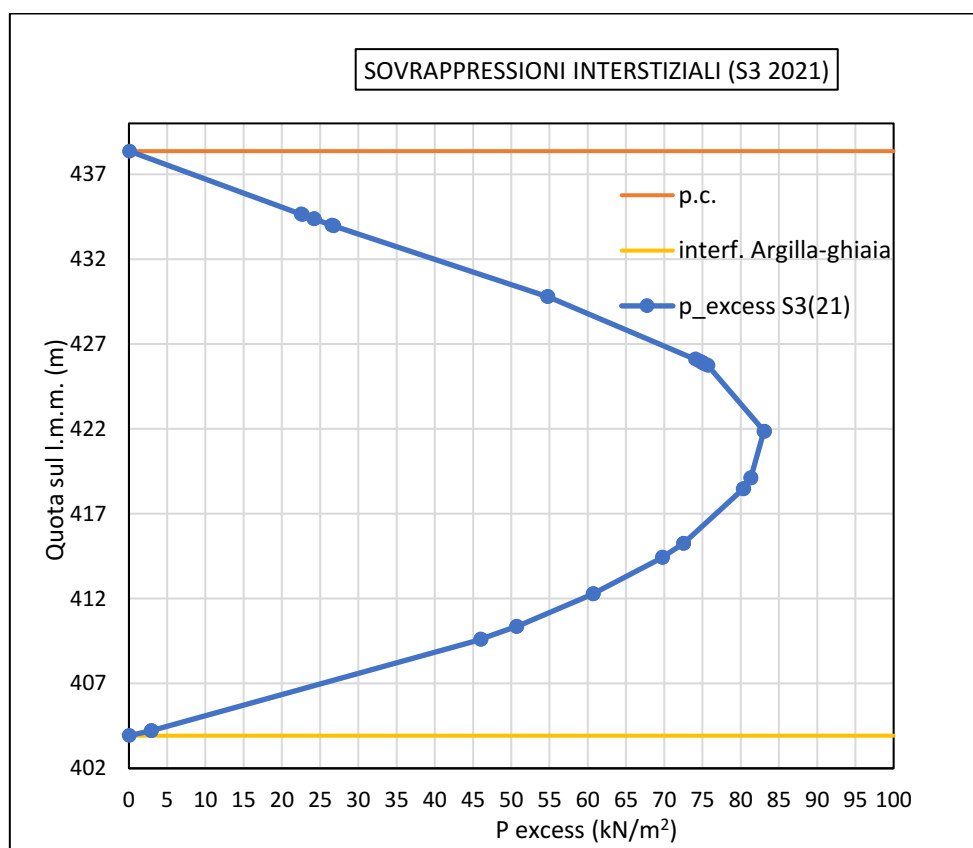


Figura 3.22: Simulazione sovrappressioni interstiziali PLAXIS nella verticale S3(21)

Y corretta	Z (Profondità)	p_excess S3(21)
[m]	[m]	[kN/m2]
421,85206	-16,51315	83,098208

Tabella 3.11: Massimo valore di sovrappressione interstiziale misurato nella verticale S3(21)

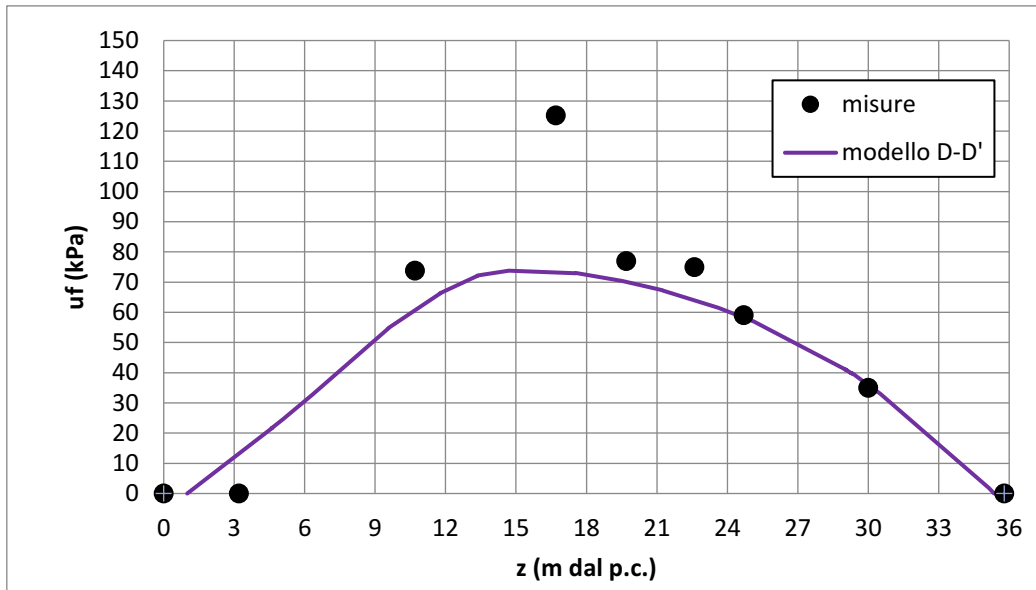


Figura 3.23: Verticale S3(21): Confronto fra le pressioni interstiziali residue ottenute sperimentalmente e quelle risultanti dalla modellazione per la sezione D-D'.

### 3.1.14.4 Profilo S3(21)

Nella Tabella 3.12 è riassunto il valore di massimo cedimento tra 50 anni e a fine consolidazione in corrispondenza della verticale S3(21). Nella Figura 3.24 è rappresentato l'andamento dei cedimenti nel tempo nel punto che rappresenta la verticale S3(21).

<b>S3(21)</b>		
Cedimento dal 2021 al 2071 (50 anni)	<b>32,56</b>	cm
Cedimento dal 2021 a fine consolidazione (3129)	<b>74,70</b>	cm

*Tabella 3.12: Valore massimo di cedimento tra 50 anni e a fine consolidazione nella verticale S3(21)*

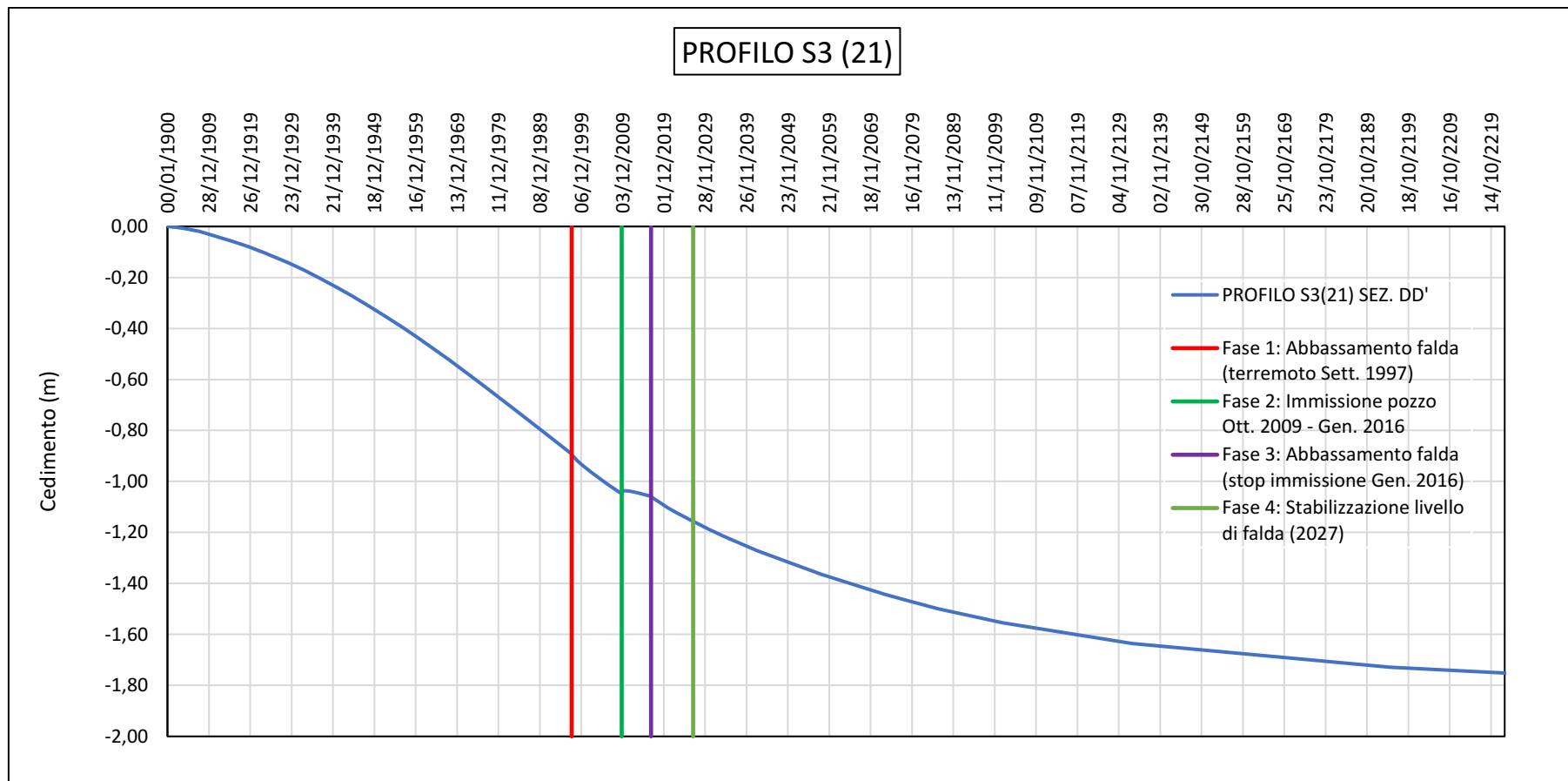


Figura 3.24: Andamento dei cedimenti nel tempo in corrispondenza della verticale S3(21)

### 3.1.14.5 Confronto capisaldi PLAXIS-reali

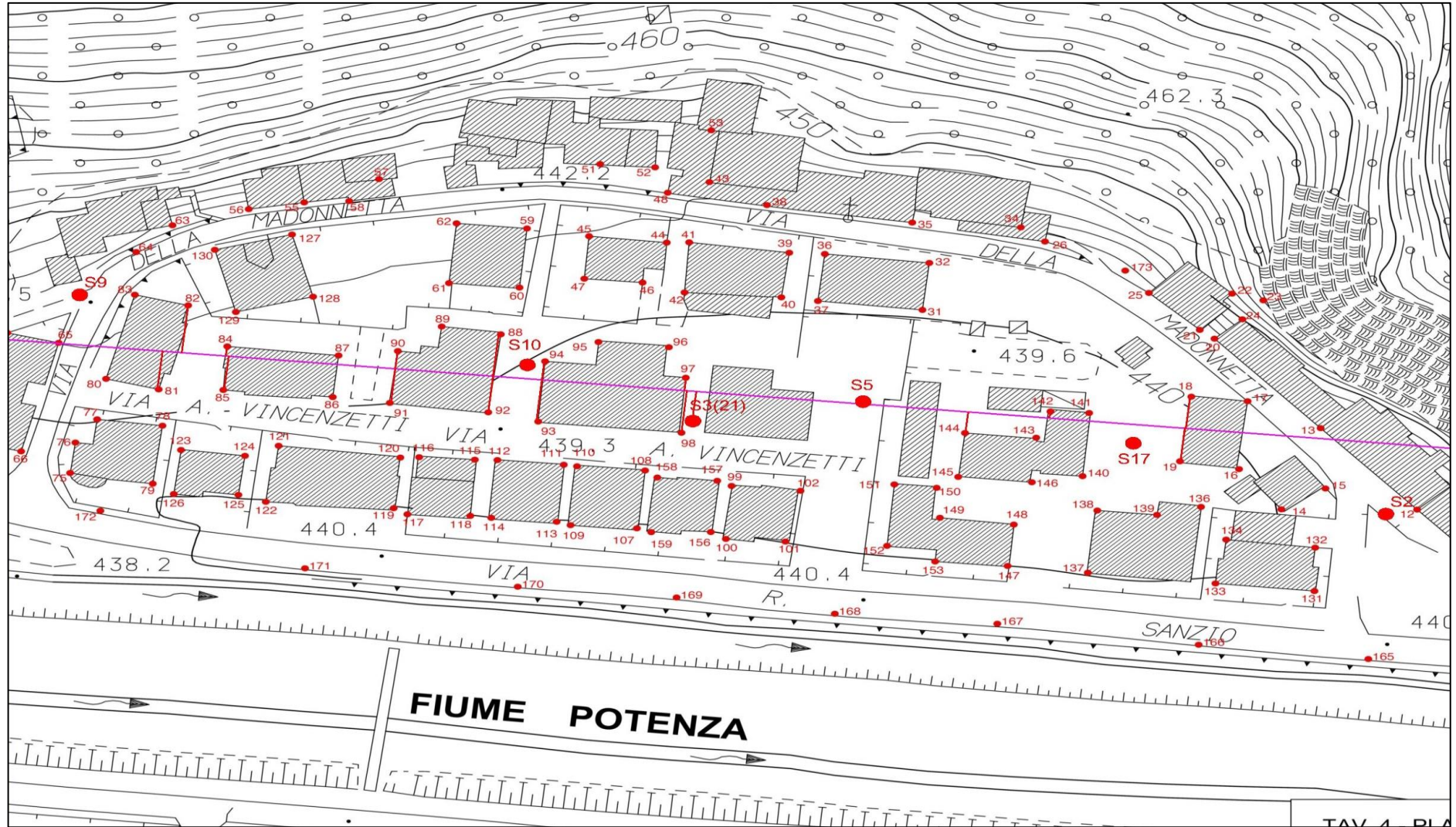


Figura 3.25: Indicazione dei capisaldi di riferimento per il confronto fra cedimenti misurati dal 1998 al 2021 e i cedimenti ottenuti dalla modellazione per la sezione D-D'.



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

Nelle figure dalla 3.26 alla 3.33 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 cap. 18 e 19, dove i cedimenti 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. Inoltre, anche in questo caso, lo strato argilloso compressibile in questi capisaldi risulta ridotto rispetto alla zona centrale, quindi più sensibile alla scelta del livello piezometrico impostato.

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 quella 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'.

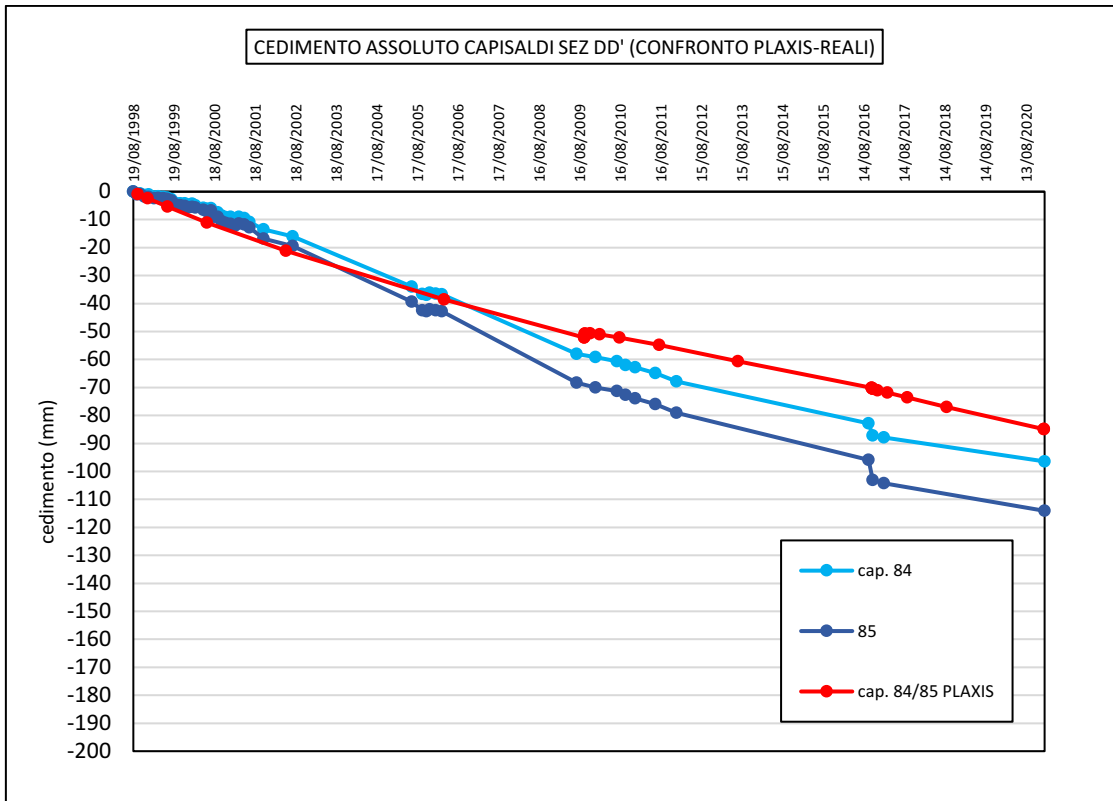


Figura 3.26: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 84 e 85 e quelli ottenuti dalla modellazione.

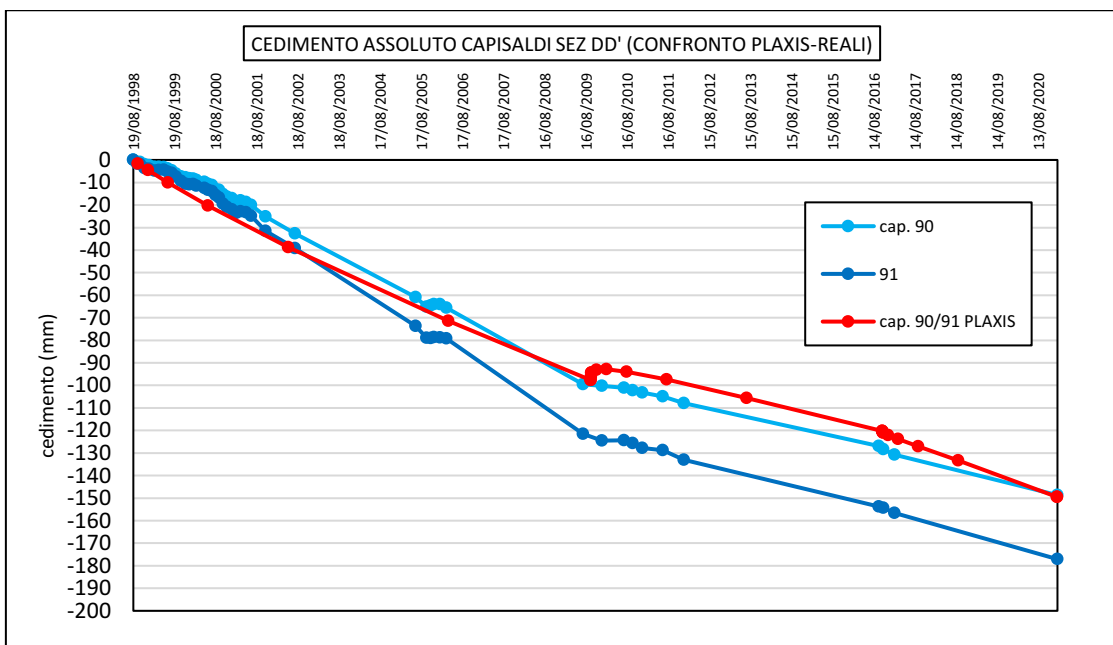


Figura 3.27: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 90 e 91 e quelli ottenuti dalla modellazione.

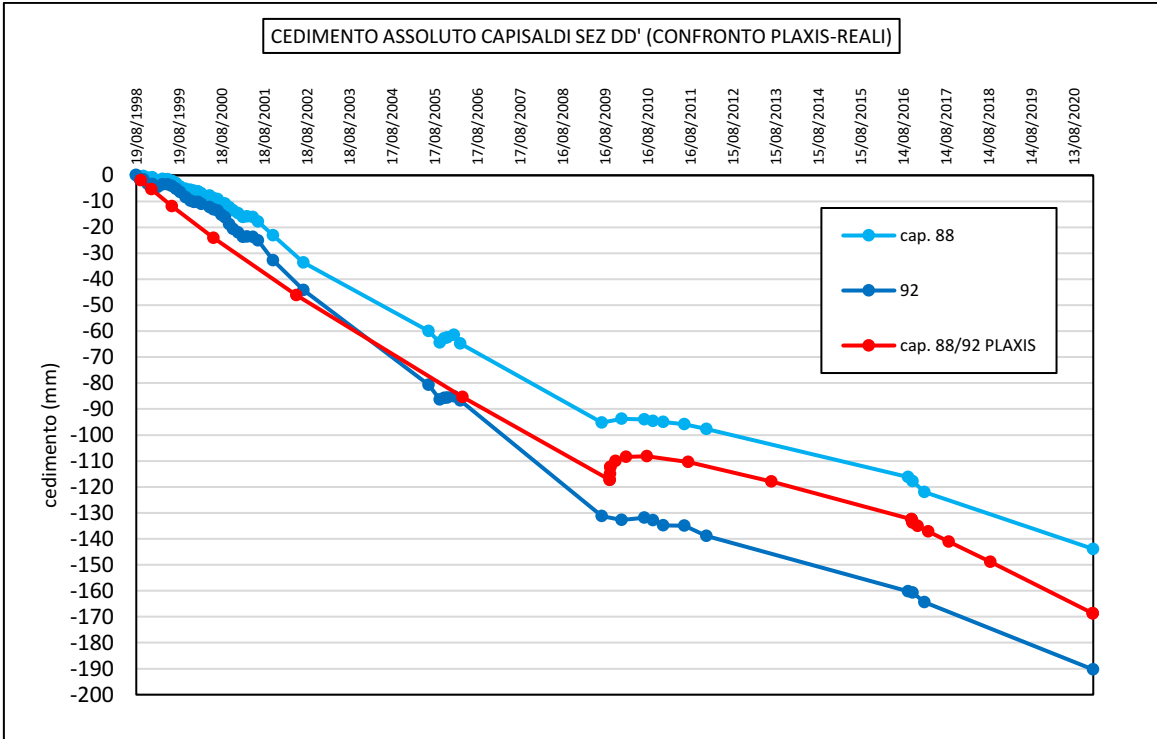


Figura 3.28: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 88 e 92 e quelli ottenuti dalla modellazione.

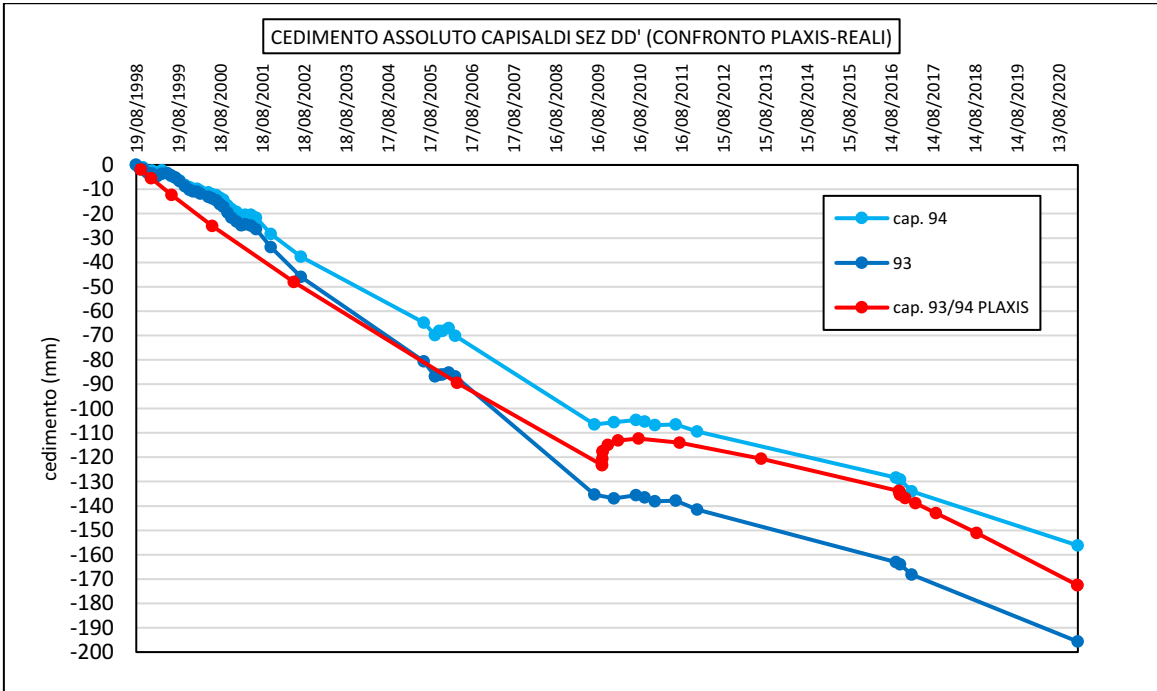


Figura 3.29: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 93 e 94 e quelli ottenuti dalla modellazione.

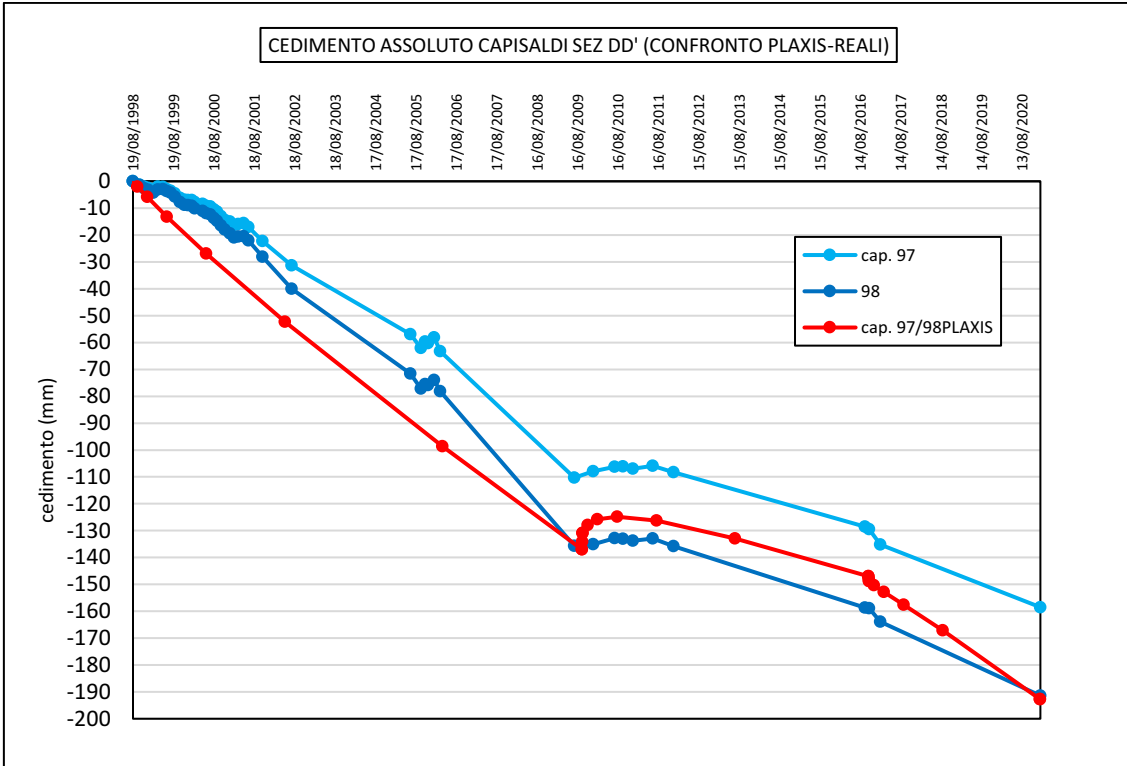


Figura 3.30: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 97 e 98 e quelli ottenuti dalla modellazione.

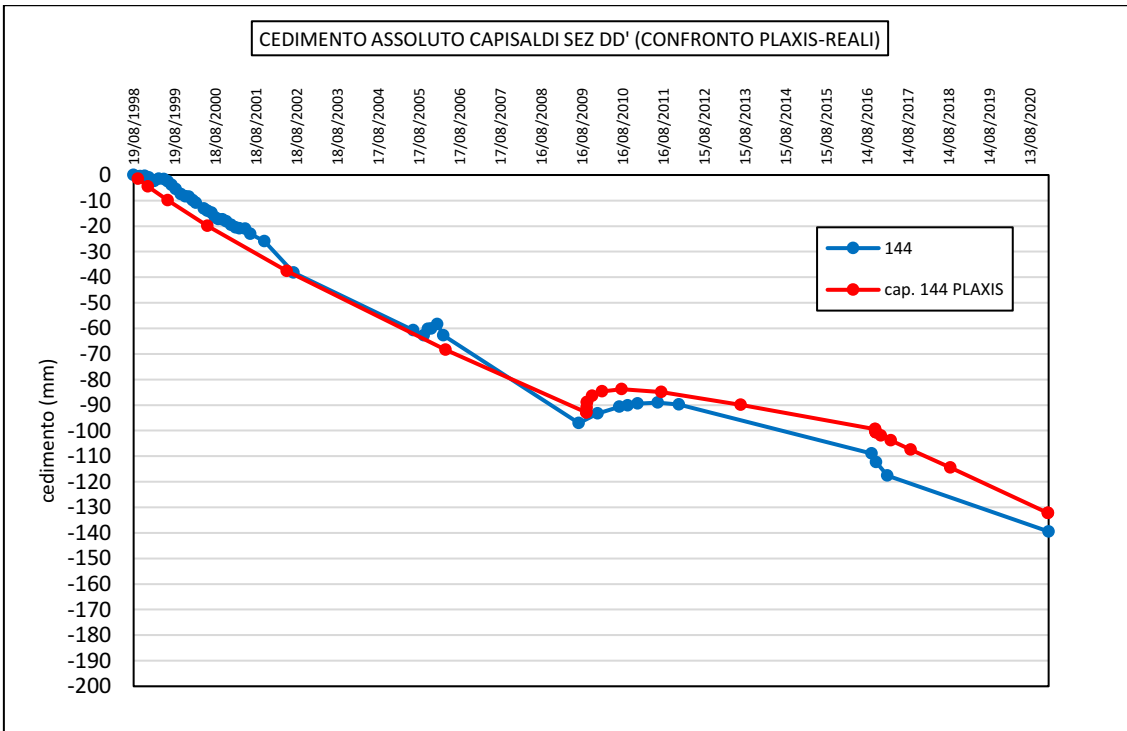


Figura 3.31: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 144 e quelli ottenuti dalla modellazione.

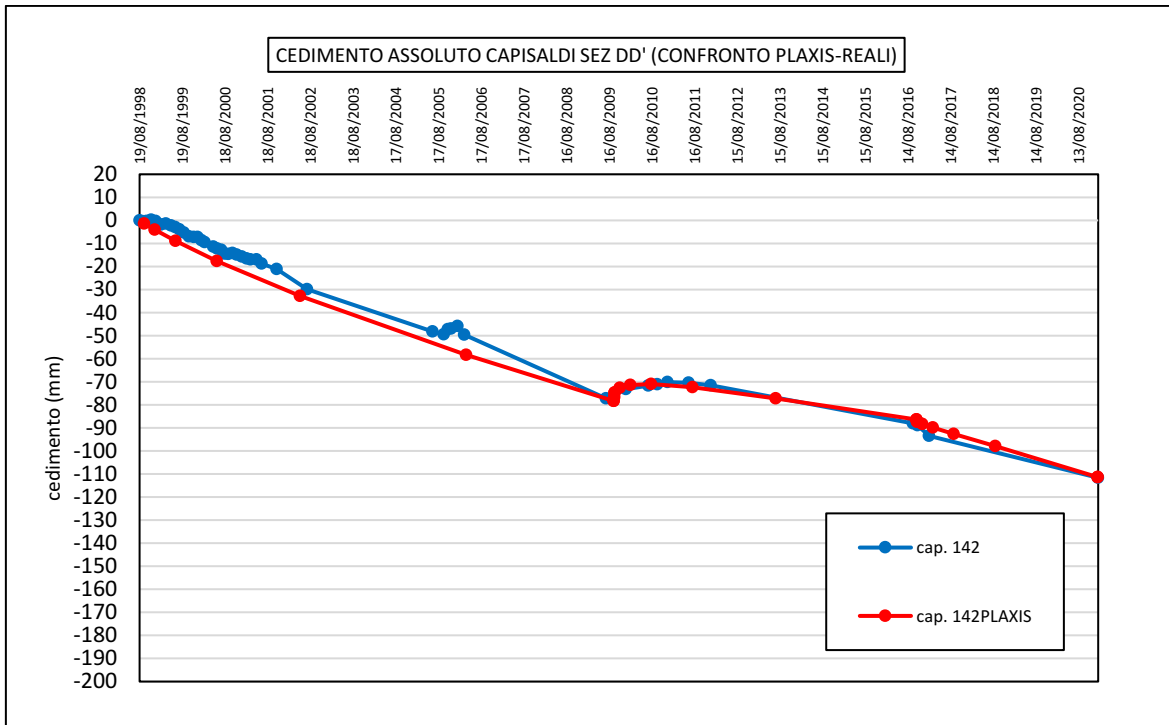


Figura 3.32: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 142 e quelli ottenuti dalla modellazione.

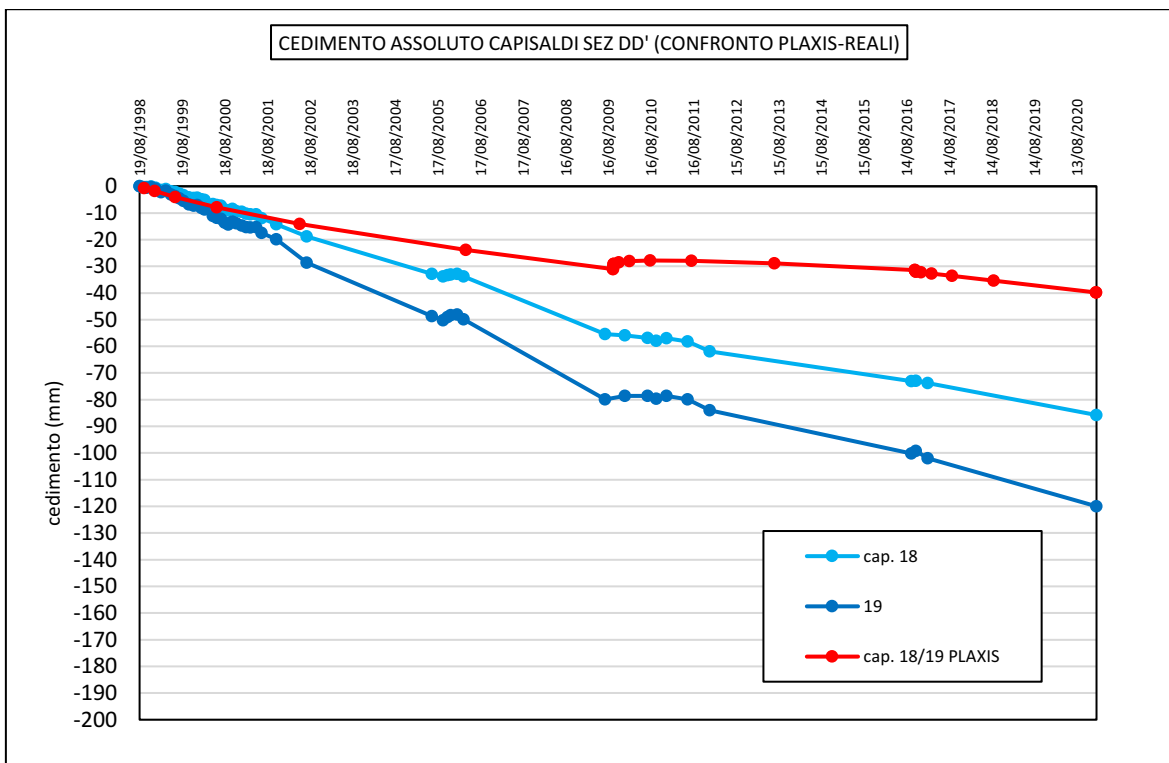


Figura 3.33: Sezione D-D': confronto fra i cedimenti misurati nei capisaldi 18 e 19 e quelli ottenuti dalla modellazione.

### 3.1.14.6 Deformata 2021-2071

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 nella Figura 3.34. In tabella 3.13 sono riportati gli spostamenti stimati nei punti del piano campagna in corrispondenza di alcuni capisaldi. Il dettaglio delle deformate del piano campagna 2021-2071 è stato utilizzato per la stima dei cedimenti differenziali nelle analisi strutturali.

In merito alla deformata del piano campagna al 2071 rispetto al 2021 per la sezione D-D' si può osservare quanto segue:

- I massimi cedimenti attesi da oggi al 2071 risultano nell'area centrale del quartiere (cap. 88/92, 93/94, 96/97 e 144), con valori compresi fra 18-33 cm (il valore massimo ottenuto dalla simulazione è di 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 d'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 d'intersezione fra la sezione S-S' e D-D' è pressoché coincidente.

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

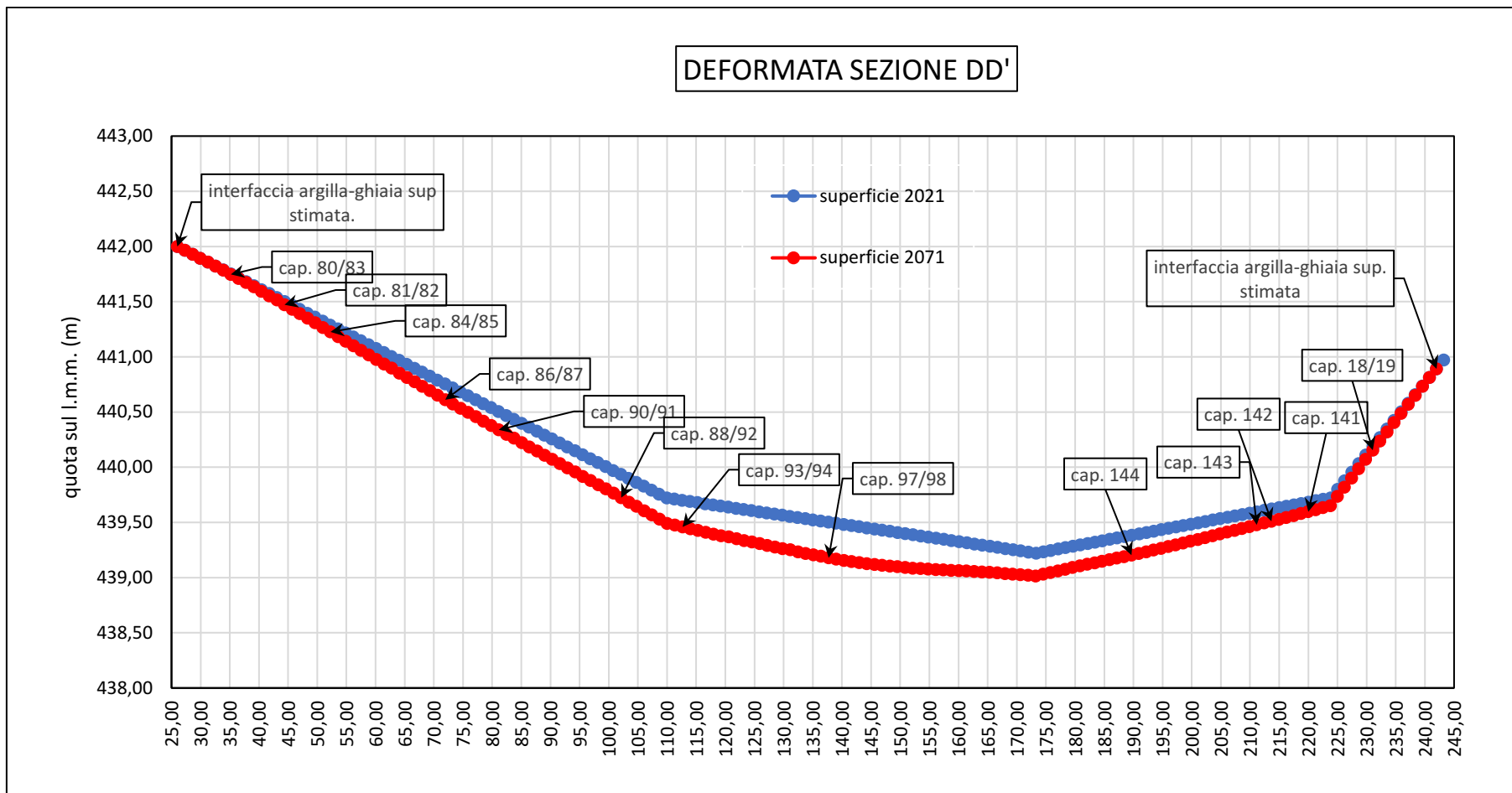


Figura 3.34: Sezione D-D': Deformata del piano campagna stimata al 2021 ed al 2071

### 3.1.15 Modellazione SEZIONE E-E'

#### 3.1.15.1 Geometria

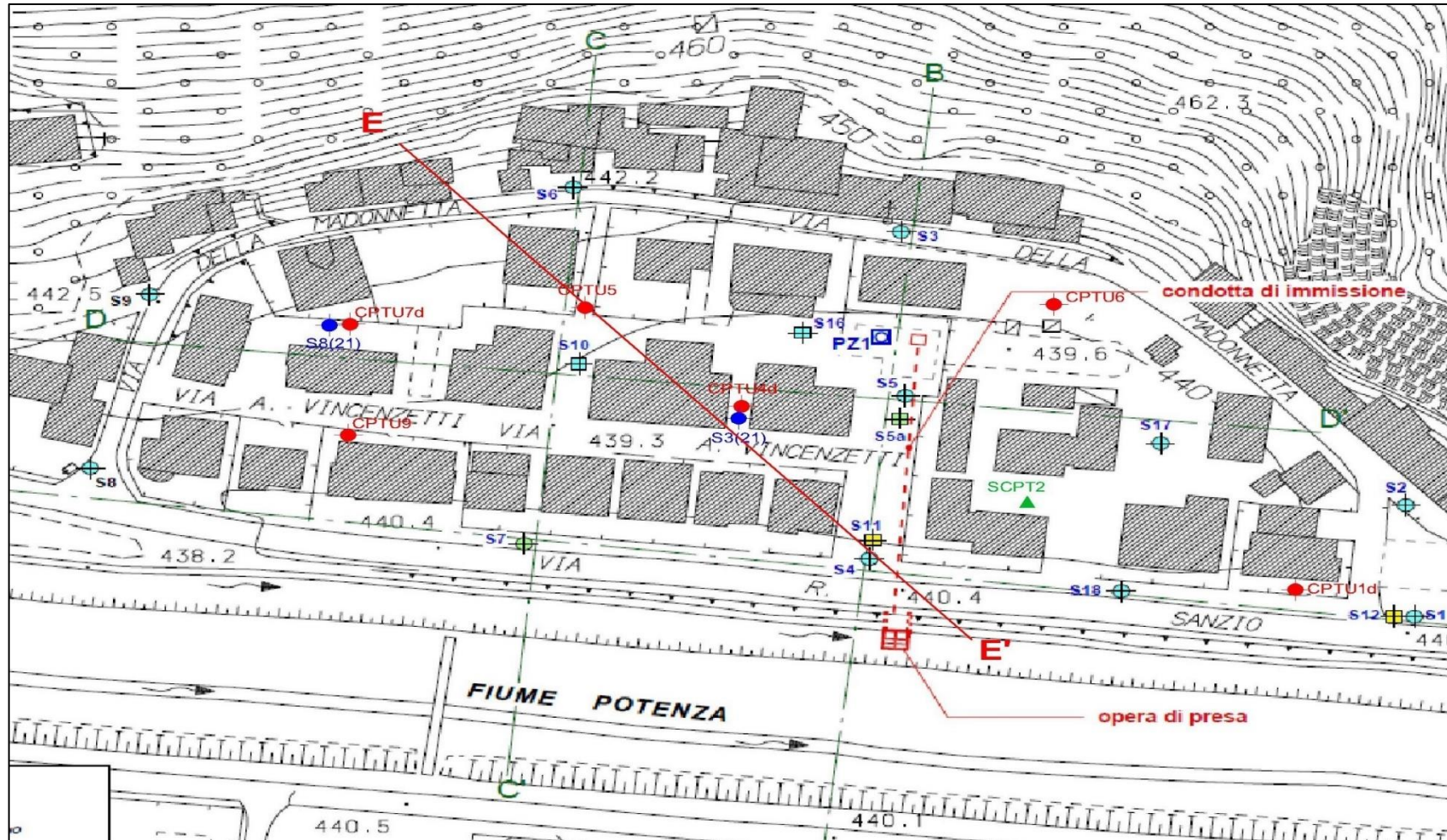


Figura 3.35: Rappresentazione sezione E-E' in planimetria



# SEZIONE E-E'

LEGENDA	
	ARGILLA
	GHIAIE
	CALCARE

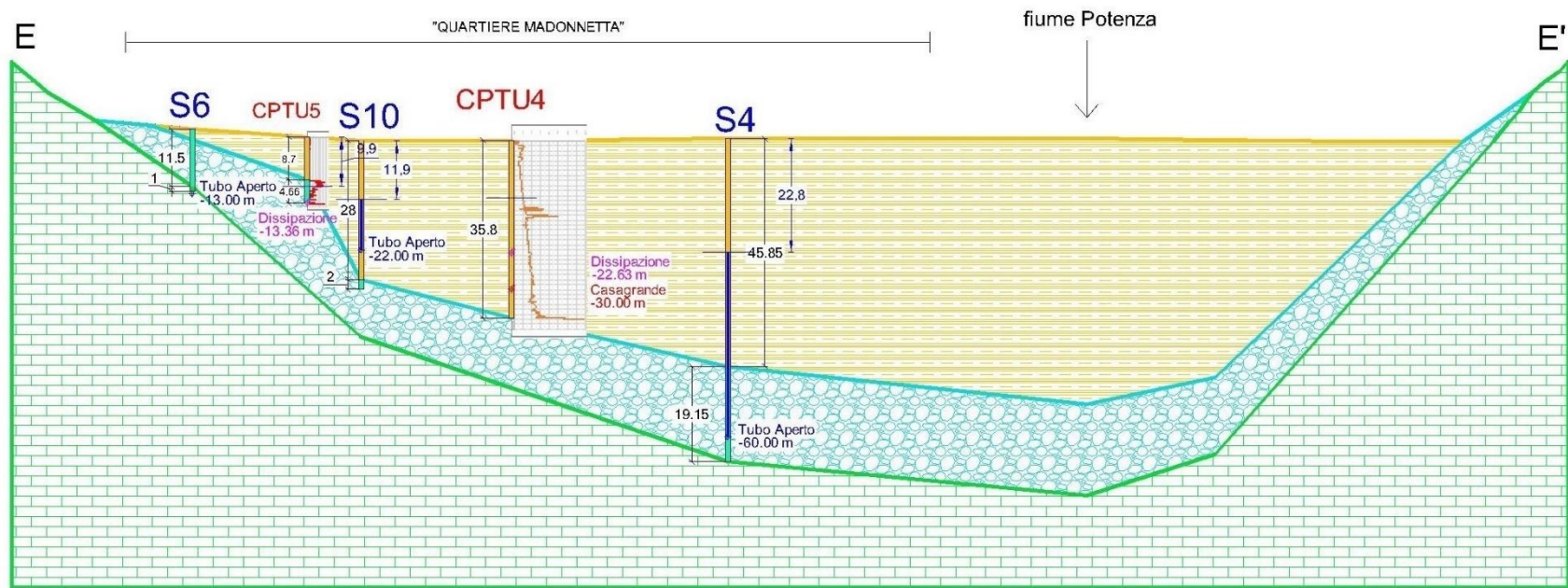


Figura 3.36: Rappresentazione sezione E-E' con AUTOCAD

### 3.1.15.2 Fasi di calcolo PLAXIS e livelli piezometrici considerati

FASI PLAXIS	DATA	TIME	$\Delta$ tempo	LIVELLO DI FALDA		
		giorni (dal 1900)		S10 (440 m s.l.m.)	S3 (21) (439 m s.l.m.)	S4 (440 s.l.m.)
GRAVITY LOADING (1900)	01/01/1900	0,00	0,00	-1	0	-8
RIDUZIONE PIOGGE (1900-1997)	01/09/1997	35674,00	35674,00	-16	-16	-21
TERREMOTO SETT.1997	08/09/1997	35681,00	7,00	-18	-18	-23
PUNTO DI CONTROLLO	19/08/1998	36026,00	345,00	-18	-18	-23
CONSOLIDAZIONE 1997-2009	01/10/2009	40087,00	4061,00	-18	-18	-23
START IMMISSIONE	08/10/2009	40094,00	7,00	-6	-6	-23
STOP IMMISSIONE	01/11/2016	42675,00	2581,00	-6	-6	-23
TERREMOTO 2016	08/11/2016	42682,00	7,00	-8	-8	-23
ABBASSAMENTO FALDA 2021	29/01/2021	44225,00	1543,00	-12	-16	-23
ABBASSAMENTO FALDA 2027	01/01/2027	46388,00	2163,00	-12	-18	-23
CONSOLIDAZIONE A 50 ANNI	01/01/2071	62459,00	16071,00	-12	-18	-23

Tabella 3.14: Rappresentazione delle fasi PLAXIS con variazioni dei livelli piezometrici

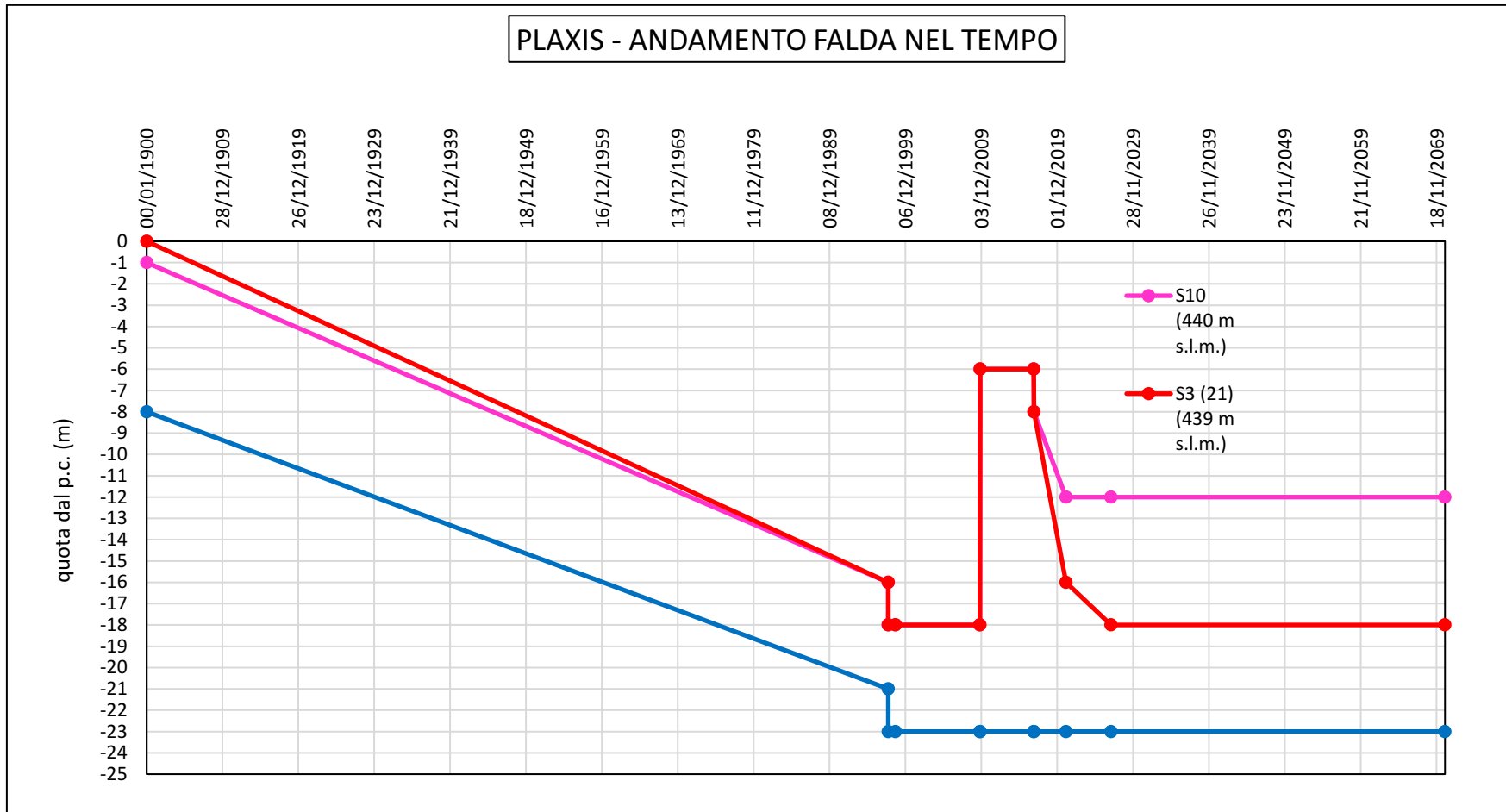


Figura 3.37: Andamento dei livelli piezometrici assunti nella modellazione per la sezione E-E'

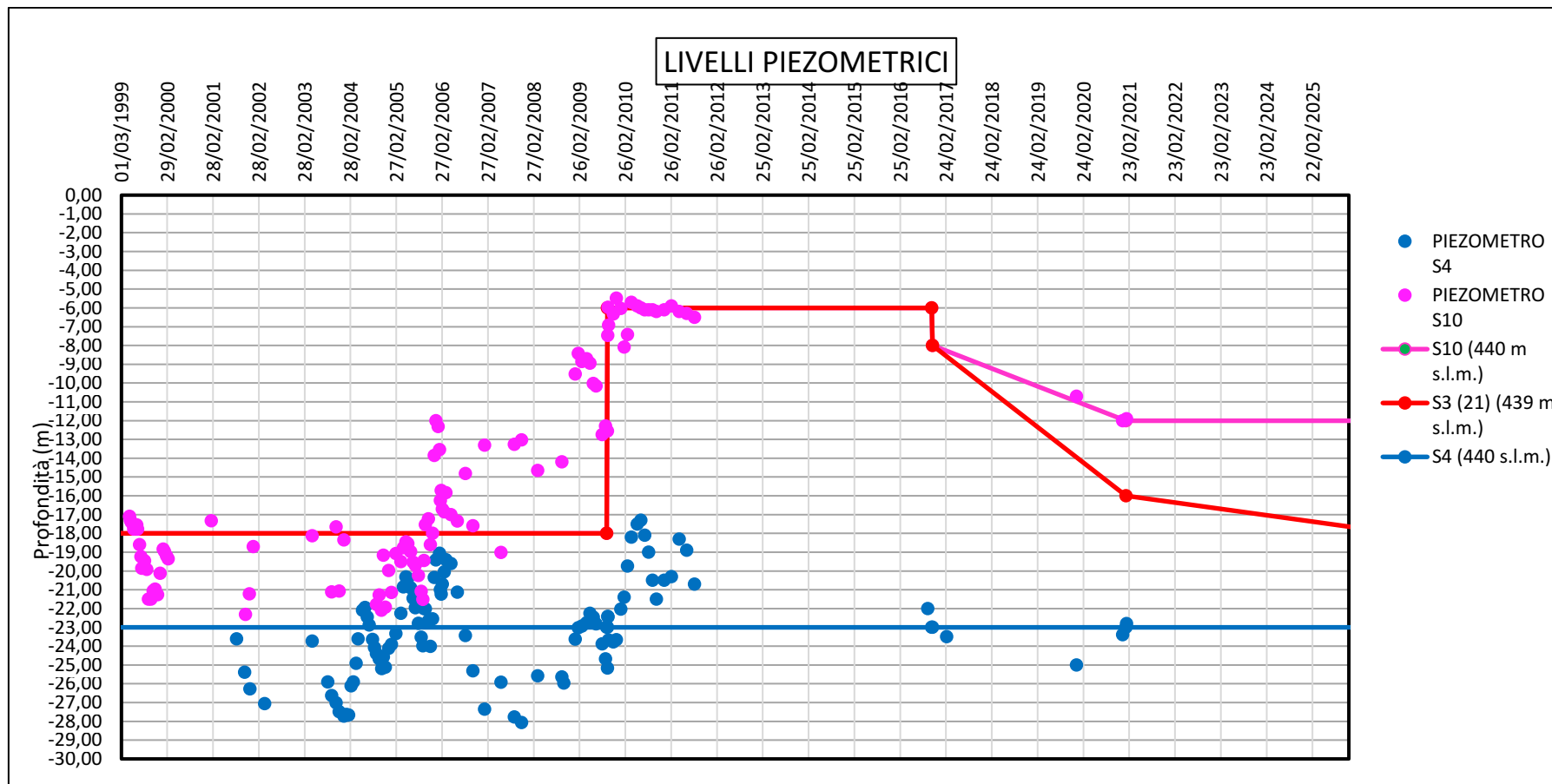


Figura 3.38: Andamento dei livelli piezometrici assunti e misurati nella modellazione per la sezione E-E'

### 3.1.15.3 Sovrappressioni interstiziali nel 2021

Nella Figura 3.39 è riportato l'andamento delle pressioni interstiziali residue rilevate nella verticale S3(21). Nella Tabella 3.15 è descritto il massimo valore misurato di sovrappressione interstiziale lungo la verticale S3(21).

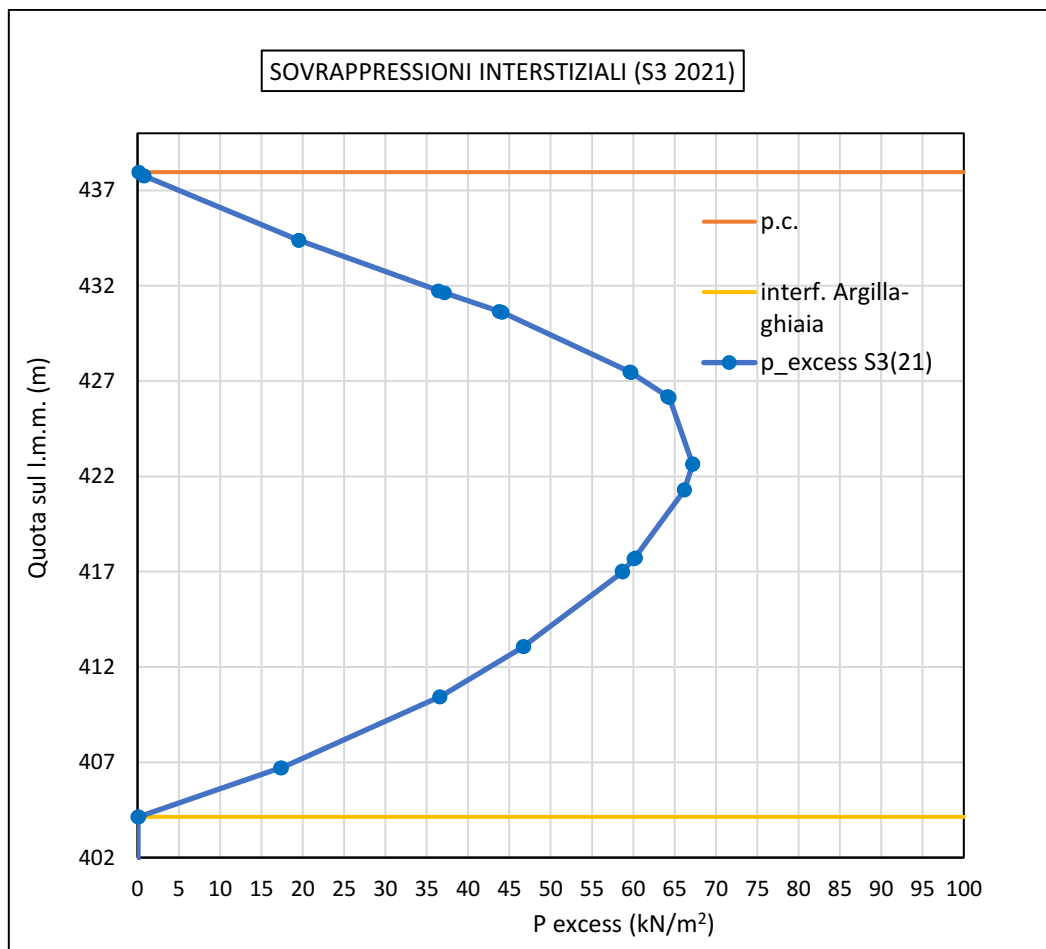


Figura 3.39: Simulazione sovrappressioni interstiziali PLAXIS nella verticale S3(21)

Y corretta	Z (Profondità)	p_excess S3(21)
[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
422,63857	-15,32487	67,165945

Tabella 3.15: Massimo valore misurato di sovrappressione interstiziale lungo la verticale S3(21)

### 3.1.15.4 Profilo S3(21)

Nella Tabella 3.16 è riassunto il valore di massimo cedimento tra 50 anni e a fine consolidazione in corrispondenza della verticale S3(21). Nella Figura 3.40 è rappresentato l'andamento dei cedimenti nel tempo nel punto che rappresenta la verticale S3(21).

<b>S3(21)</b>		
Cedimento dal 2021 al 2071 (50 anni)	<b>-33,04</b>	cm
Cedimento dal 2021 a fine consolidazione (2785)	<b>-66,78</b>	cm

*Tabella 3.16: Valore massimo di cedimento tra 50 anni e a fine consolidazione nella verticale S3(21)*

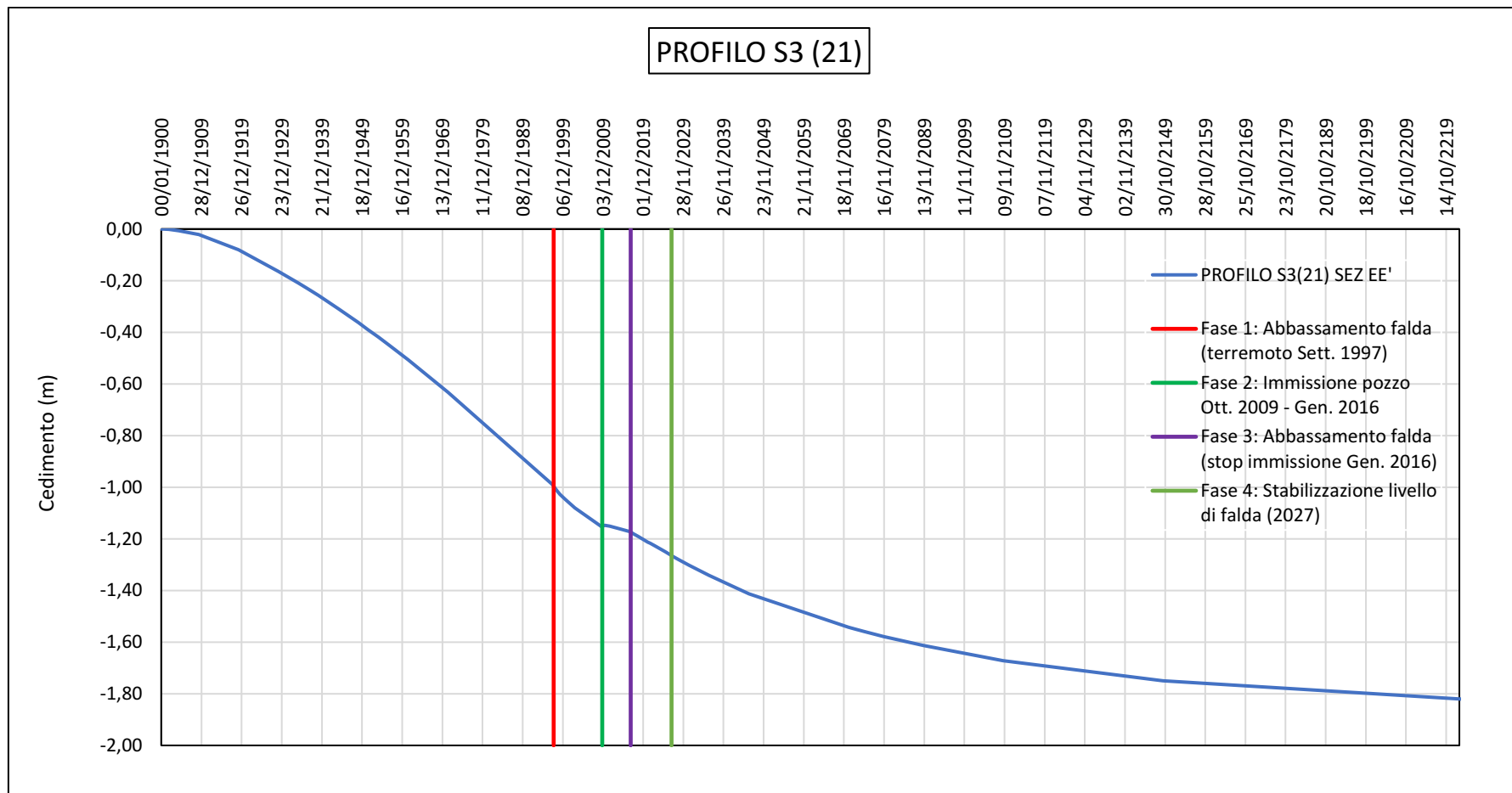


Figura 3.40: Andamento dei cedimenti nel tempo in corrispondenza della verticale S3(21)

### 3.1.15.5 Confronto capisaldi PLAXIS-reali

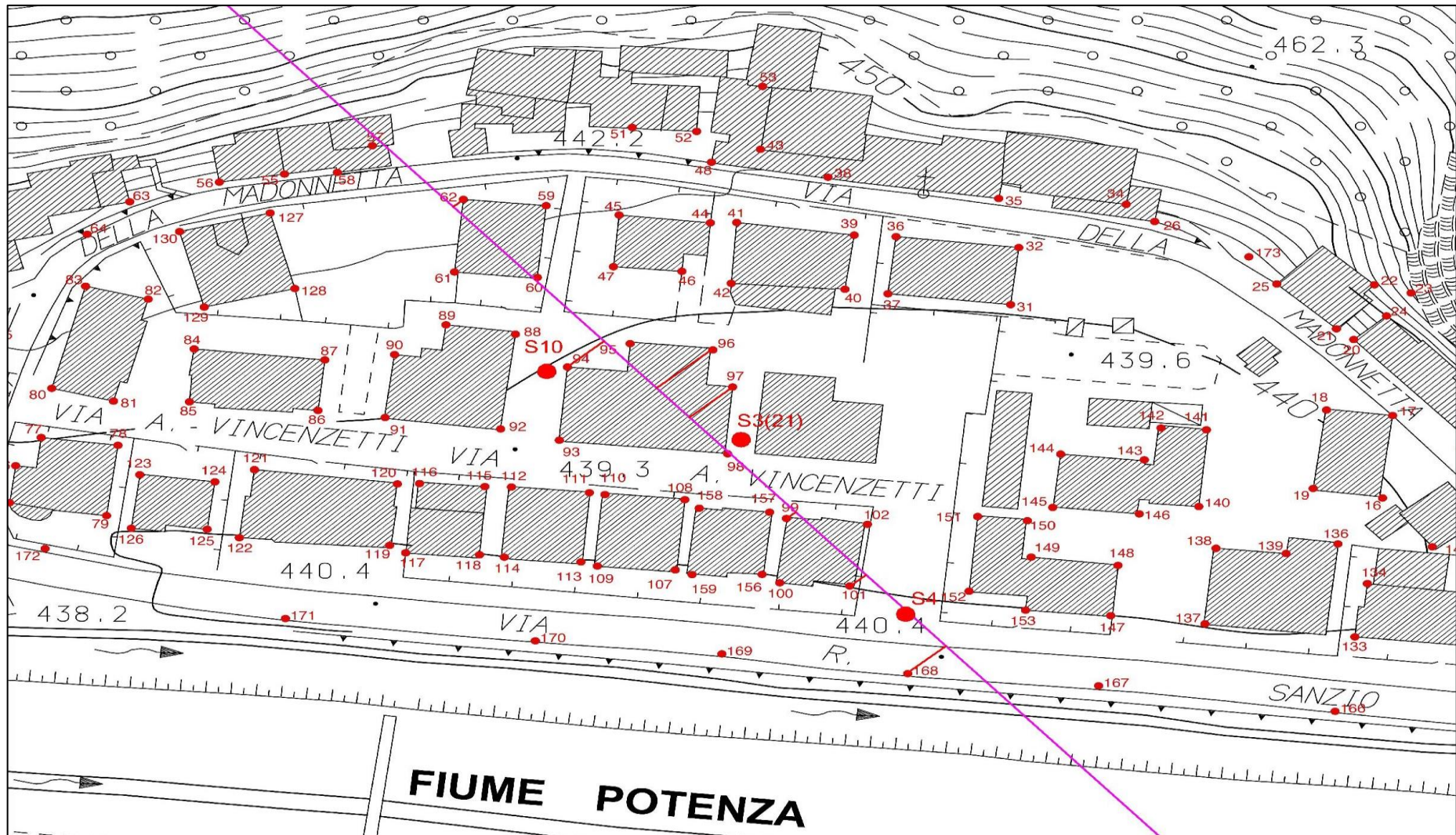


Figura 3.41: Indicazione dei capisaldi di riferimento per il confronto fra cedimenti misurati dal 1998 al 2021 e i cedimenti ottenuti dalla modellazione per la sezione E-E'.



Nelle Figure dalla 3.42 alla 3.50 è riportato il confronto fra gli andamenti dei cedimenti rilevati nei capisaldi in corrispondenza della sezione E-E' dal 1998 al 2021 ed i cedimenti ottenuti dalla modellazione.

Si osserva che, nella zona a monte (cap. 62 e 60), 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 (piezometro S6).

Nella zona centrale (cap. 94, 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. In particolare, il cap. 96 viene sovrastimato in quanto la sezione passa più a SUD del caposaldo quindi il cedimento viene sovrastimato in quanto lo spessore di argilla risulta maggiore.

Nella zona verso la strada (cap. 99, 101 e 168) 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.

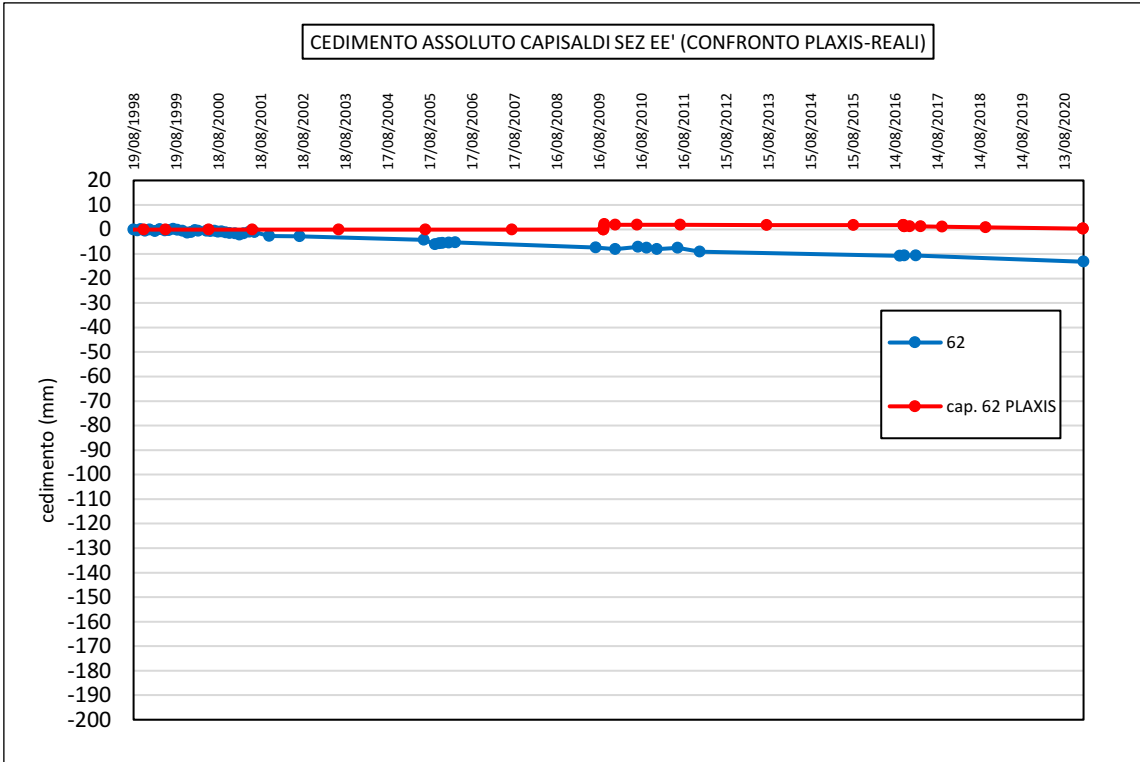


Figura 3.42: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 62 e quelli ottenuti dalla modellazione.

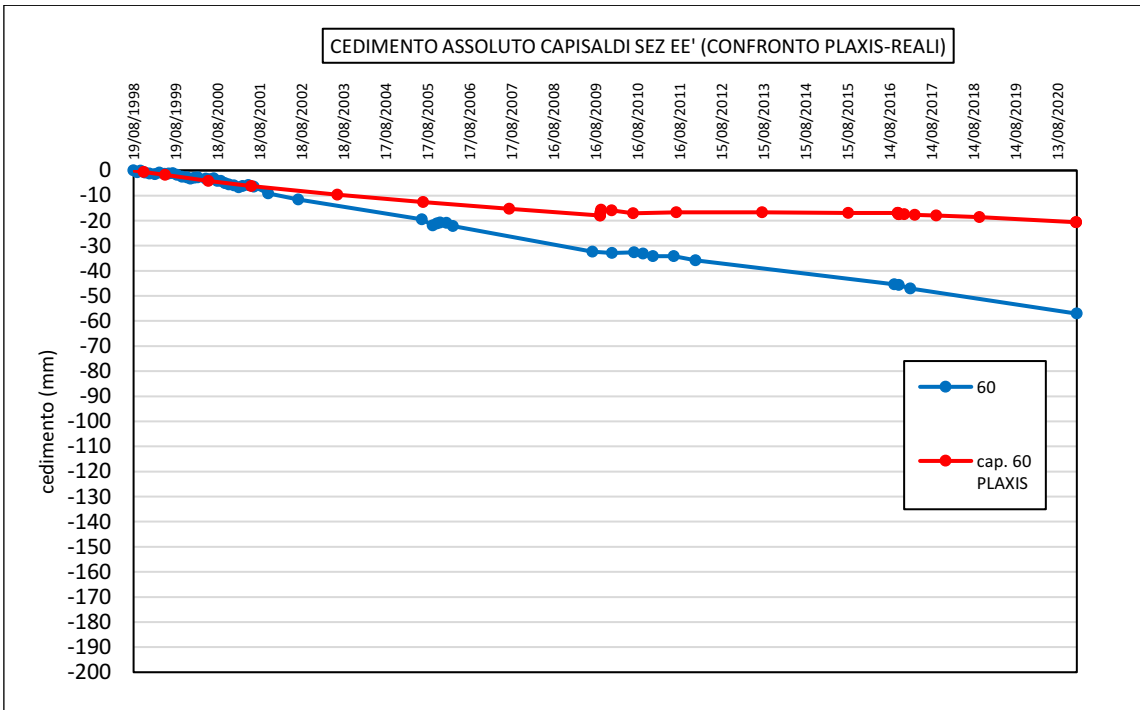


Figura 3.43: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 60 e quelli ottenuti dalla modellazione.

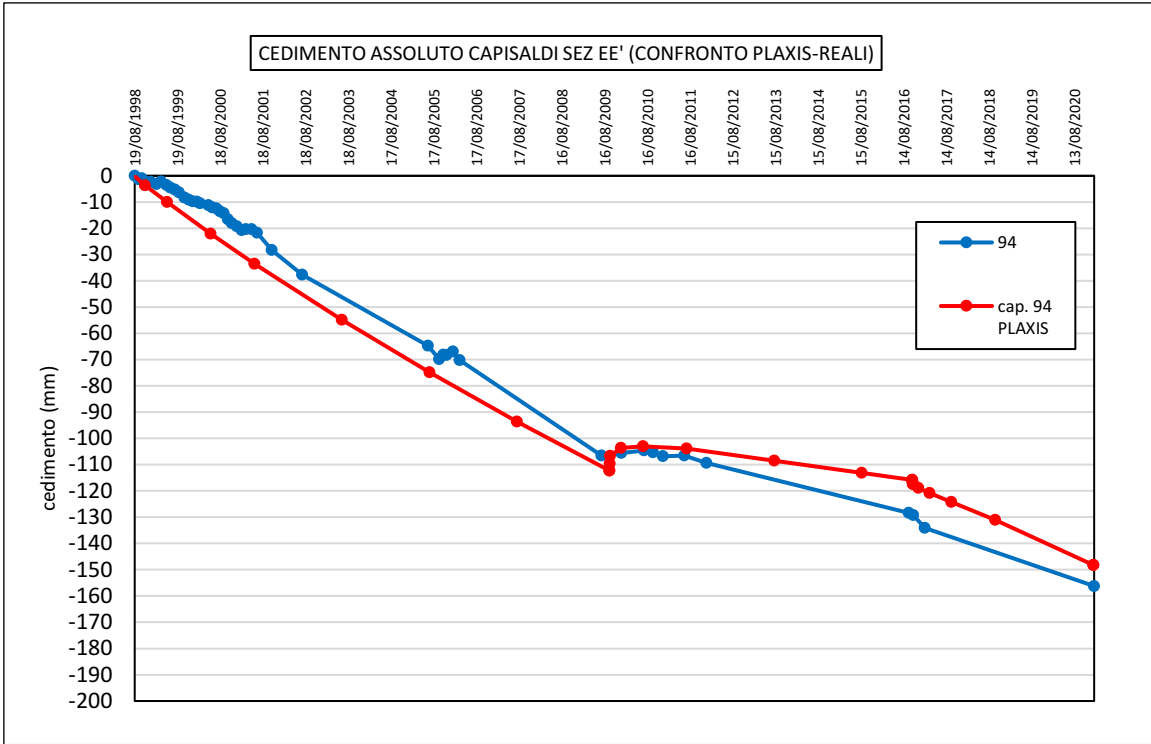


Figura 3.44: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 94 e quelli ottenuti dalla modellazione.

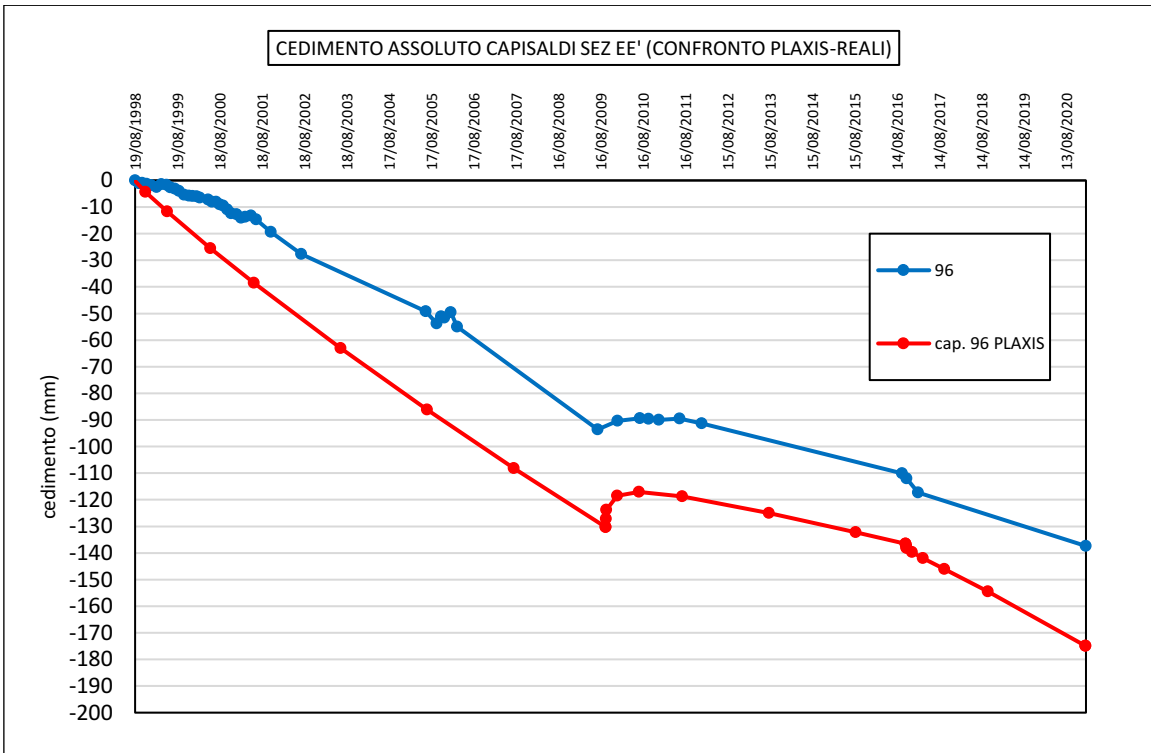


Figura 3.45: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 96 e quelli ottenuti dalla modellazione.

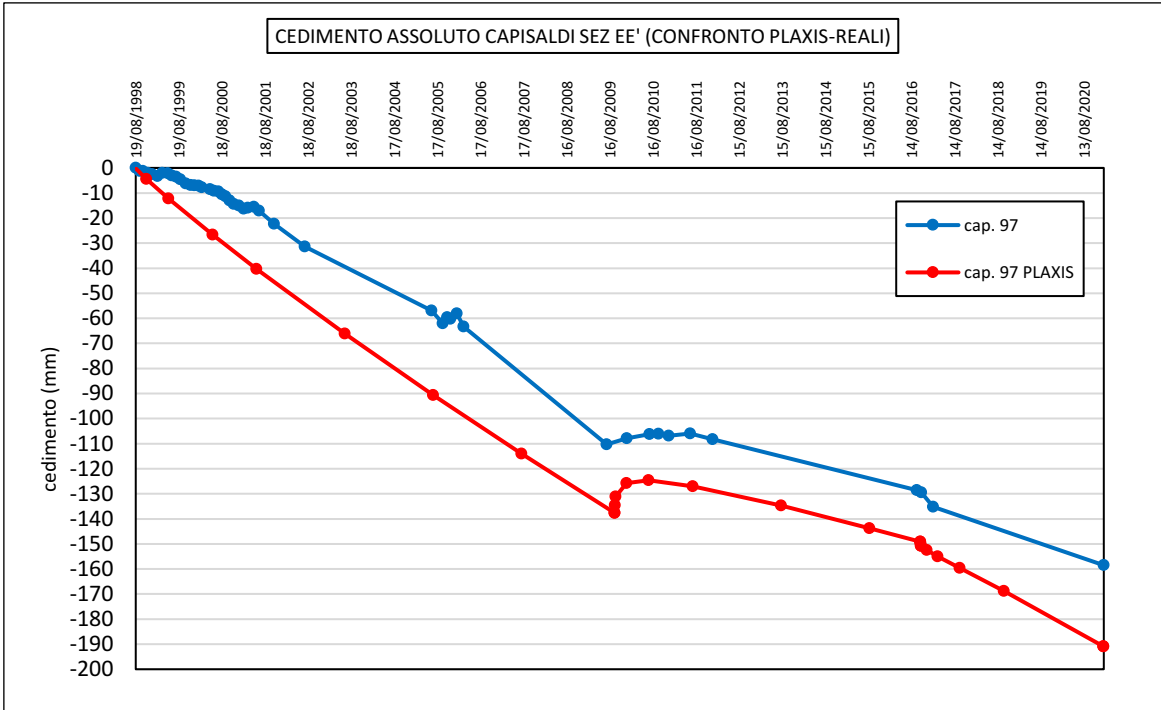


Figura 3.46: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 97 e quelli ottenuti dalla modellazione.

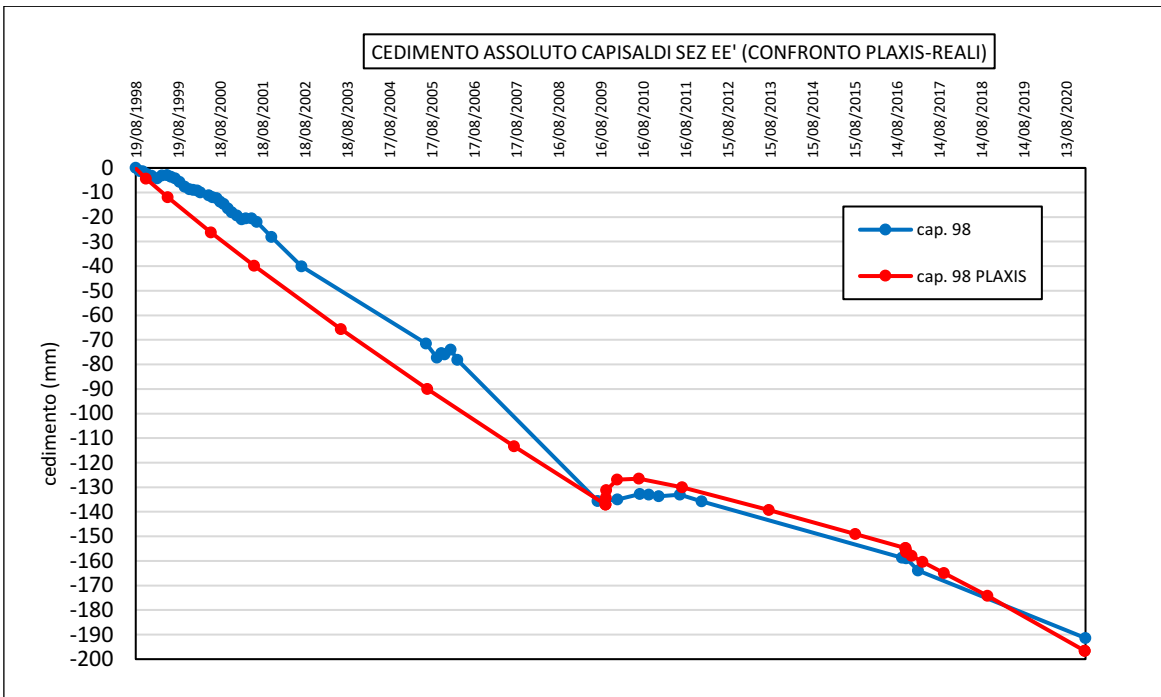


Figura 3.47: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 98 e quelli ottenuti dalla modellazione.

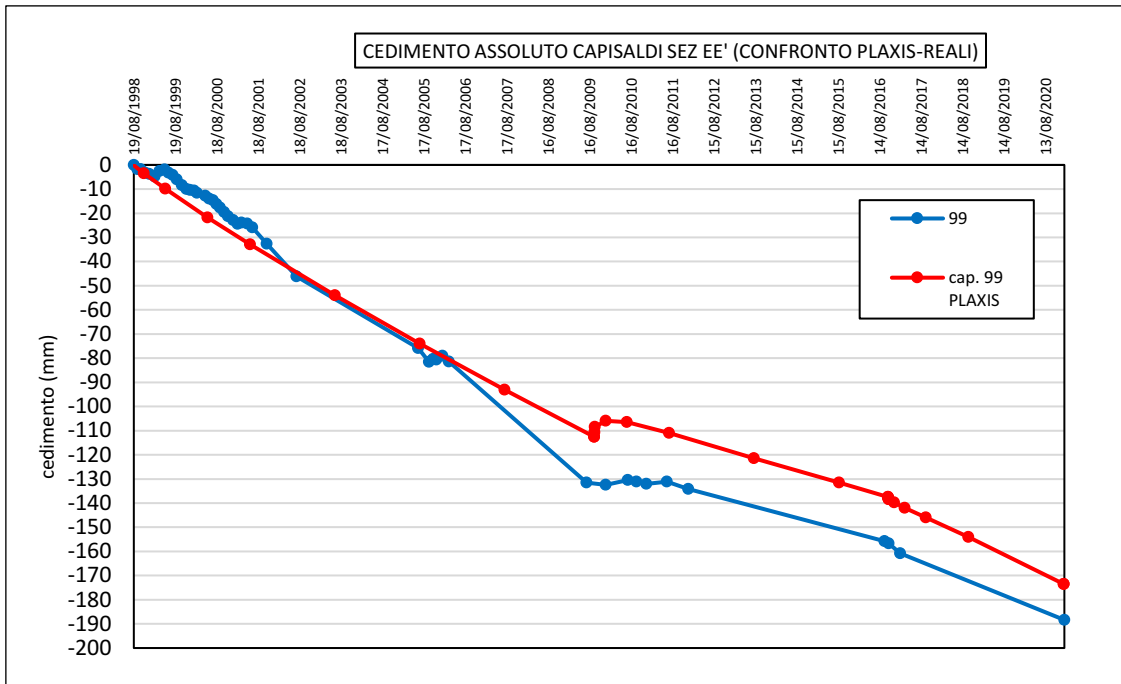


Figura 3.48: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 99 e quelli ottenuti dalla modellazione.

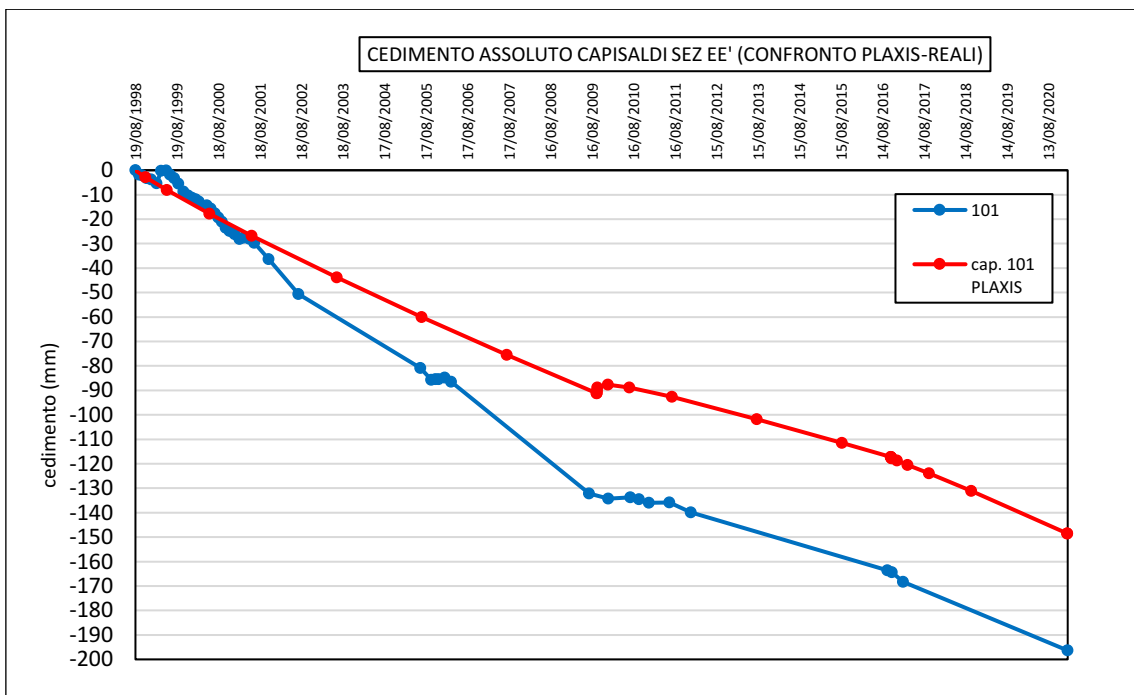


Figura 3.49: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 101 e quelli ottenuti dalla modellazione.

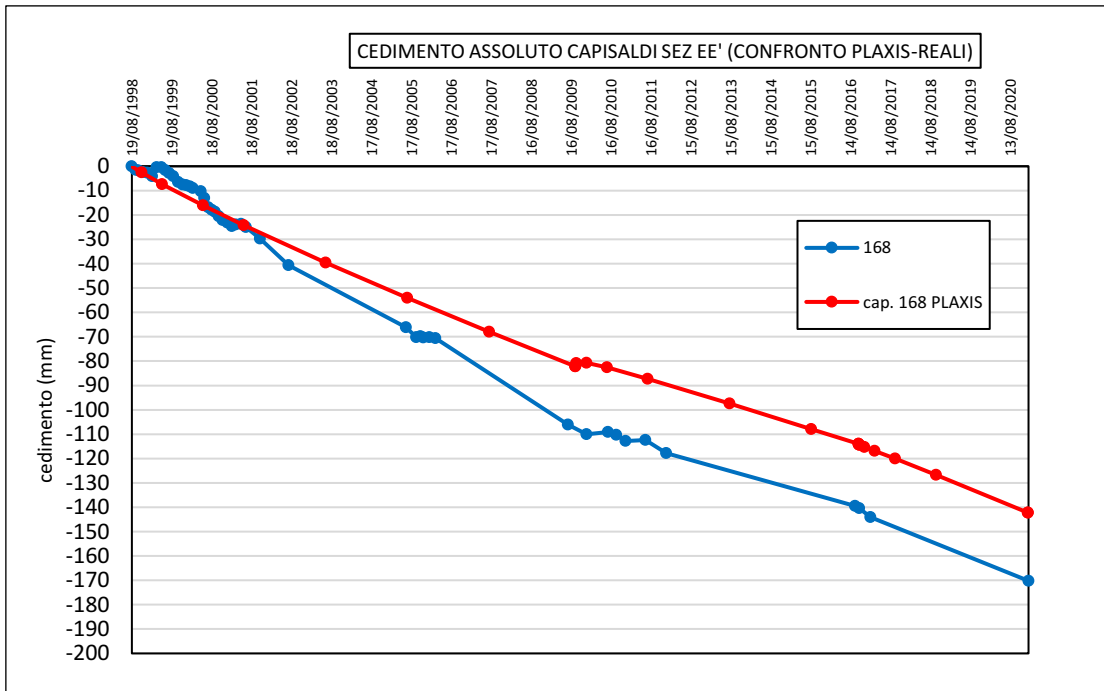


Figura 3.50: Sezione E-E': confronto fra i cedimenti misurati nel caposaldo 168 e quelli ottenuti dalla modellazione.

### 3.1.15.6 Deformata 2021-2071

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 nella Figura 3.51. In Tabella 3.17 sono riportati gli spostamenti stimati nei punti del piano campagna in corrispondenza di alcuni capisaldi. Il dettaglio delle deformate del piano campagna 2021-2071 è stato utilizzato per la stima dei cedimenti differenziali nelle analisi strutturali.

In merito alla deformata del piano campagna al 2071 rispetto al 2021 per la sezione E-E' si può osservare quanto segue:

- I massimi cedimenti attesi da oggi al 2071 risultano nell'area centrale del quartiere (cap. 97, 98 e 157/158), con valori di circa 30 cm.
- Il cedimento atteso al 2071 nella zona adiacente a Via Sanzio (cap. 168) è stimato in circa 20 cm.
- Nell'area tra i capisaldi 62 e 94 (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 maggiore spessore dello strato compressibile.

Posizione	$s_y$ (cm)	$s_z$ (cm)
60	5	5
94	12	18
96	12	25
97	10	30
98	3	33
99	3	27
101	3	22
168	1	19

Tabella 3.17: Sezione E-E': spostamenti orizzontali ( $s_x$ ) e cedimenti ( $s_z$ ) stimati al 2071.

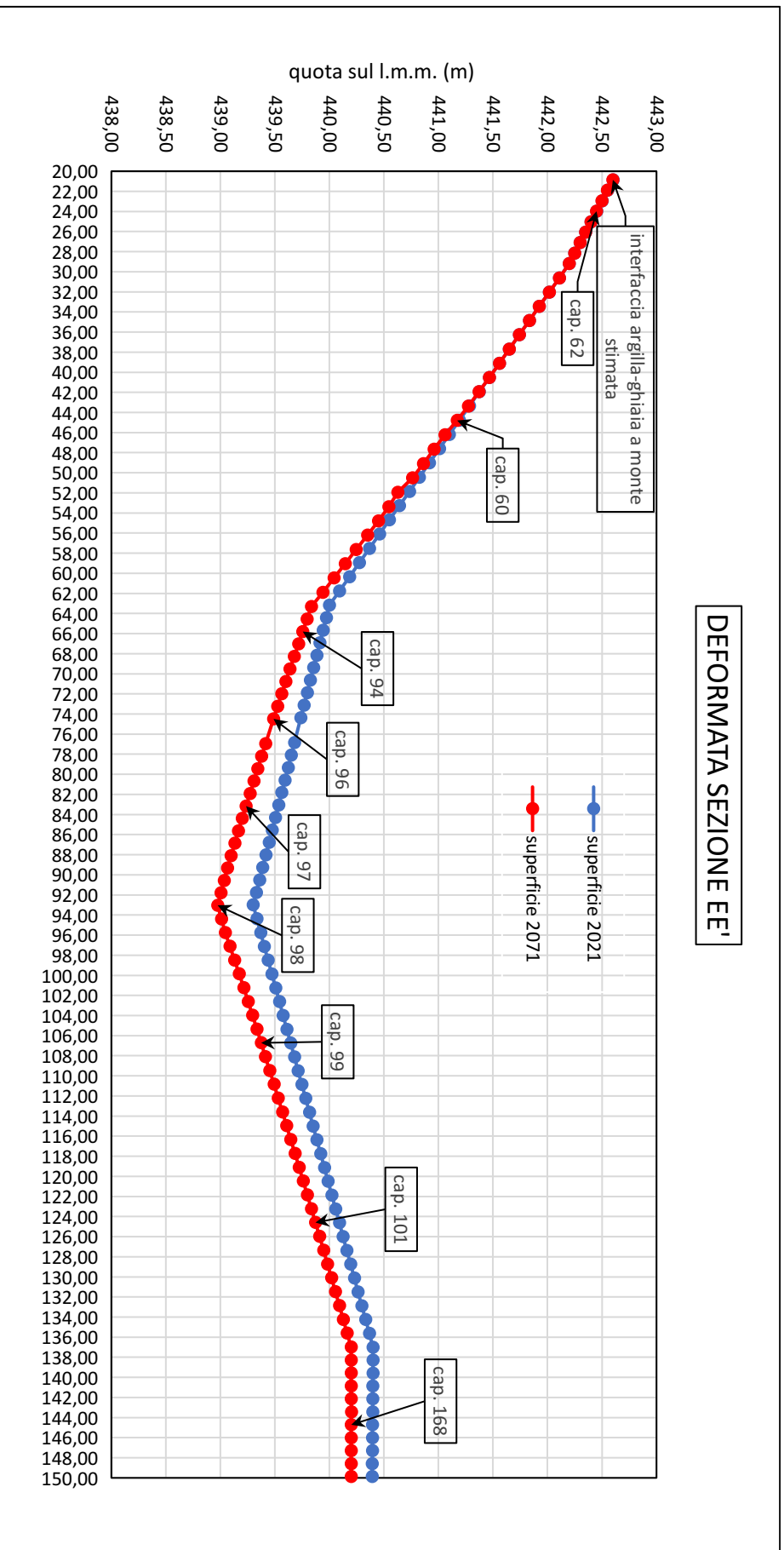


Figura 3.51: Sezione E-E': Deformata del piano campagna stimata al 2021 ed al 2071.



### **3.1.16 Confronto Profili S3(21) dei tre modelli**

In Figura 3.53 sono riportate le curve di estrapolazione dei cedimenti di consolidazione fino all'anno 2221 (200 anni da oggi) in corrispondenza dell'incrocio delle tre sezioni analizzate. I risultati dimostrano che il cedimento proseguirà oltre il 2071 (preso come riferimento) (Figura 3.52). 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.).

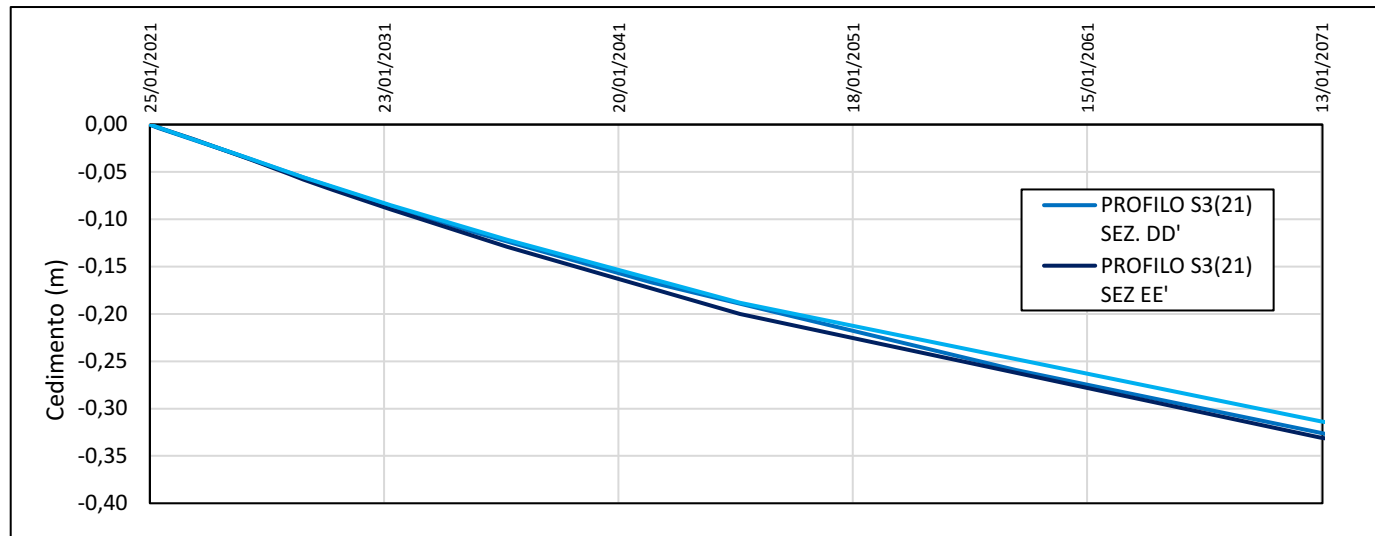


Figura 3.52: Andamenti del cedimento nel tempo per i prossimi 50 anni nella verticale di intersezione fra la sezione S-S', D-D' e E-E' ottenuti da ciascuna sezione.

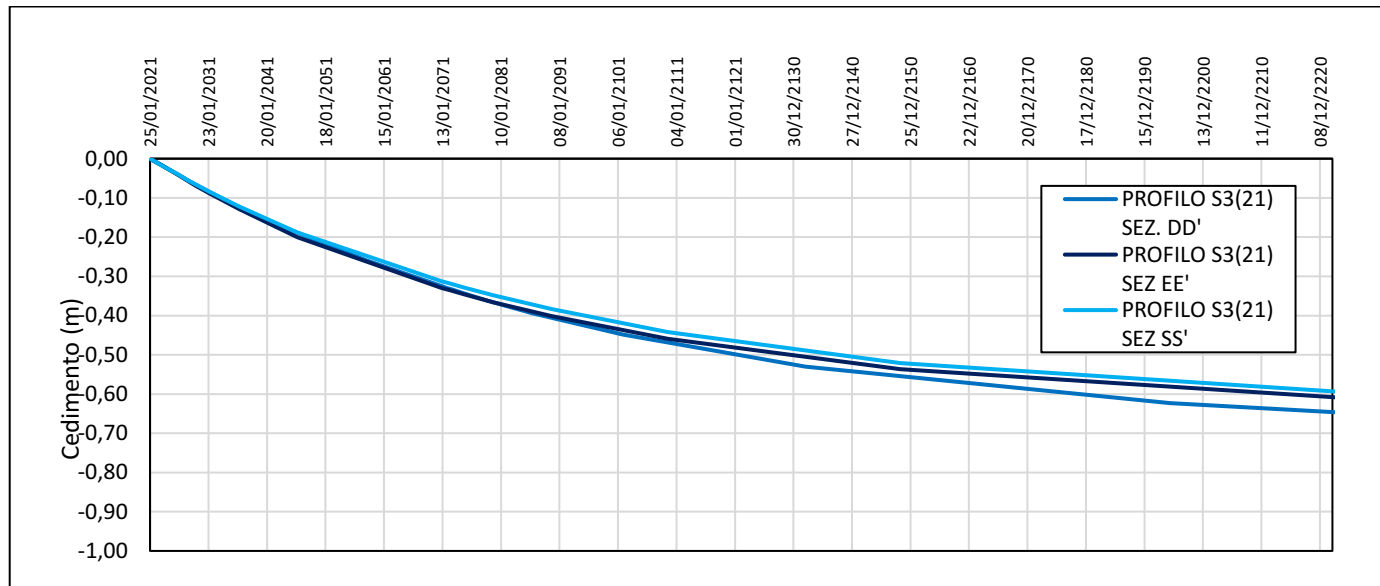


Figura 3.53: Andamenti del cedimento nel tempo nella verticale di intersezione fra la sezione S-S', D-D' e E-E' ottenuti da ciascuna sezione.

### 3.2 Modellazione su SURFER 8

Con il software SURFER 8, conoscendo le coordinate x,y e z di diversi punti, ottenuti grazie ai sondaggi eseguiti dal 1997 ad oggi, ed in particolare grazie alle prove penetrometriche e le varie indagini in sito eseguite nella Campagna d'indagini 2021, è stato possibile elaborare un modello 3D della zona del Quartiere La Madonnetta (Figura 3.54), tramite un sistema di interpolazione del programma chiamato "Kriging".

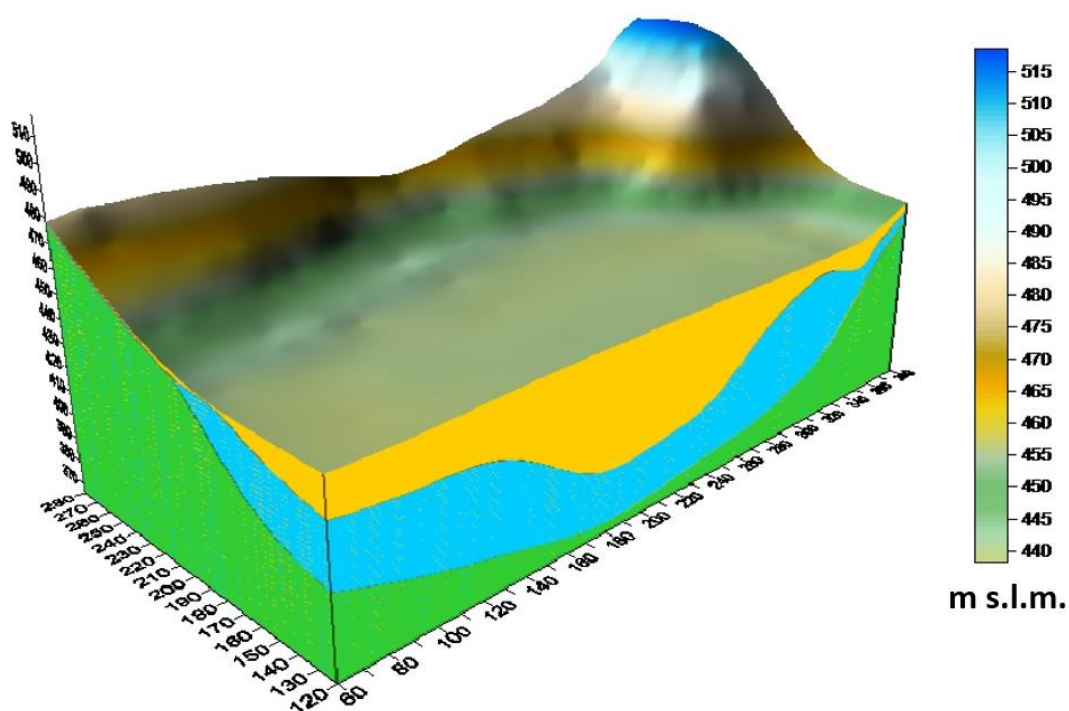


Figura 3.54: Simulazione Modello 3D ottenuto tramite il software SURFER 8

## 4. 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, verificatesi negli ultimi anni anche a seguito degli eventi sismici. 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 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 tre 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 tre 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 tre 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 dei spostamenti.

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

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.

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 virtù di tutto quanto precisato, si ritiene indispensabile proseguire le attività di monitoraggio dell'andamento dei cedimenti futuri nell'area in esame.

## Bibliografia

1. Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on  $e$ - $\log p'$ ). *Géotechnique*, 29(4), 469-480.
2. 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.
3. 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.
4. 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).
5. 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).
6. 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.
7. Oikawa, H. (1987). Compression curve of soft soils. *Soils and Foundations*, 27(3), 99-104.
8. Onitsuka, K., Hong, Z., Hara, Y., & Yoshitake, S. (1995). Interpretation of oedometer test data for natural clays. *Soils and Foundations*, 35(3), 61-70.
9. PLAXIS 2D Material Models Manual 2018
10. Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian geotechnical journal*, 35(3), 442-459.
11. Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations* (Vol. 888). New York: McGraw Hill.
12. Teh, C. I., & Houlsby, G. T. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41(1), 17-34.
13. Terzaghi, K., & Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons. N. Y.

## 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.