



# UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA IN:  
SCIENZE DELL'INGEGNERIA CIVILE ED AMBIENTALE  
XXI CICLO

## **MODELLI ED ANALISI SPERIMENTALI DEI FLUSSI IDROLOGICI SUBSUPERFICIALI IN AMBIENTI A MAREA**

**Direttore della Scuola:** Ch.mo Prof. Stefano Lanzoni

**Supervisore:** Ch.mo Prof. Marco Marani

Ch.mo Prof. Mario Putti

**Dottorando:** Omar Tosatto

Anno Accademico 2008 - 2009



*20 Novembre 2009*

*“A Tiki...  
grazie che ci sei...”*



*“Anything that can go wrong will go wrong”*

*Edward A. Murphy, Engineer (1949)*



**ABSTRACT.** This work deals with the hydrological features of tidal environments, which are dynamic and delicate systems exposed to the effects of climate changes and often subjected to increasing human pressure (e.g. land reclamation, the construction of harbour structures and defenses against high tides, the erosion of wetland margins by waves generated by boats and ships).

Wetlands are characterized by extremely high biodiversity and primary productivity, provide critical habitats for rare and endangered vegetation and animal species, and mediate the effects of floods and the action of the sea on the coast. A deep understanding of wetland system cannot be acquired by simply reducing its dynamics to a collection of parts but it requires the explicit description of wetland physical and ecological processes as fully interacting components. In fact, the complex spatial ecohydrological patterns characterizing wetland areas arise as a result of the coupled evolution of their ecological, hydrological, and morphological features. In order to preserve these ecological structures, it is of critical importance to improve our understanding of the main bio-geodynamical processes governing the evolution of these environments. Here, we investigate the air and water flow in soils subjected to the tide, and the consequent oxygen availability for vegetation, using numerical models based on single-phase and two-phase flow formulations. We also develop, through laboratory and field tests, a methodology for performing soil water content observations under hyper-saline conditions, when traditional techniques, based on soil and water electrical properties, fail.

The present thesis is organized as follows. In the Introduction a brief description of the complexity of tidal environments is provided together with a detailed

motivation for the work performed.

In the first part of Chapter 1 the basic definitions and physical laws governing single-phase and two-phase models are briefly recalled. The second part of this Chapter introduces and discusses the mathematical models used to describe air and water subsurface flow dynamics. The theoretical approach, the numerical implementation and the linearization and solution methods are here presented.

Chapter 2 discusses the physical assumptions adopted (e.g. soil types, parameters, boundary conditions) and presents and discusses the relevant results obtained from the simulations. The soil aeration patterns, arising from interactions between plant transpiration and water infiltration, highlight the central role of vegetation in increasing soil aeration, possibly inducing the establishment of a permanently aerated soil layer.

Chapter 3 is devoted to describe the theoretical basis for the instruments and techniques used in field and laboratory data acquisitions making use of soil and water thermal proprieties.

Chapter 4 describes the experimental equipment used in the laboratory and the related experimental runs.

Chapter 5 presents field observations performed within an actual marsh located near the town of Chioggia, where a long term monitoring campaign has been carried out.

Chapter 6 draws some general conclusions from the observational and modelling results obtained.





**SOMMARIO.** Nella presente tesi si esaminano alcuni aspetti dell'idrologia degli ambienti a marea, sistemi dinamici molto delicati ed esposti agli effetti dei cambiamenti climatici e a una aumentata azione antropica (ad esempio per la sottrazione alla marea di nuove aree, per la costruzione di strutture portuali o di difese contro l'alta marea, per l'erosione dei margini barenali dovuta alle onde causate da natanti).

Le aree umide costiere sono caratterizzate da biodiversità e produttività primaria molto elevate, offrono un'habitat adatto a specie vegetali ed animali rare e minacciate e, inoltre, mediano gli effetti delle piene fluviali e dell'azione del mare sulla costa. Una comprensione profonda del funzionamento dei sistemi a marea non può essere acquisita semplicemente riducendo le sue dinamiche ad una collezione di parti indipendenti tra di loro, ma richiede invece la descrizione esplicita dei complessi processi fisici ed ecologici come componenti pienamente interagenti. In effetti, i complessi processi ecoidrologici spaziali che caratterizzano le zone umide sono il risultato di una complessa evoluzione accoppiata delle loro caratteristiche ecologiche, idrologiche e morfologiche. Al fine di preservare queste strutture ecologiche è di fondamentale importanza migliorare la nostra comprensione delle principali dinamiche che ne governano l'evoluzione.

Nella presente tesi si studiano il moto di acqua ed aria in suoli soggetti alla marea, e la conseguente dinamica della disponibilità di ossigeno per la vegetazione, utilizzando modelli numerici basati su formulazioni monofase e bifase. Si sviluppa inoltre, per mezzo di test di campo e di laboratorio, una metodologia per condurre osservazioni del contenuto d'acqua nel suolo in condizioni iper-saline, quando le

tecniche tradizionali, basate sulle proprietà elettriche di suolo ed acqua, risultano inadeguate.

Il presente lavoro è quindi organizzato come segue. Nel capitolo introduttivo si fornisce una breve descrizione della complessità degli ambienti a marea e si riporta una review dello stato dell'arte della conoscenza dei processi alla base delle dinamiche dei flussi subsuperficiali e delle loro interazioni con la tipica struttura ecologica in questi ambienti.

Nella prima parte del Capitolo 1 si ricordano brevemente le definizioni di base e le leggi fisiche alla base dei modelli monofase e bi-fase implementati. La seconda parte del Capitolo introduce e sviluppa le impostazioni numeriche dei modelli matematici utilizzati, discutendo dei metodi di linearizzazione delle equazioni, dei solutori lineari e degli algoritmi di time stepping.

Il Capitolo 2 tratta delle applicazioni dei modelli numerici, rispetto alle assunzioni fatte per quanto riguarda i tipi terreni, la forma delle curve di risalita capillare, le condizioni al contorno, ecc. Si discutono inoltre i risultati delle simulazioni che rappresentano realistiche barene soggette alla marea, analizzando la dinamica degli stati di aerazione del suolo derivante dall'interazione tra flussi di evapotraspirazione e flussi nel suolo. Emerge il ruolo centrale della vegetazione nell'incrementare gli stati di aerazione del terreno con la possibile formazione di strati di suolo permanentemente aerati.

Il Capitolo 3 è dedicato alla presentazione degli strumenti e delle tecniche di misura del contenuto d'acqua nei suoli in campo e in laboratorio. Sono sviluppate alcune metodologie per valutare la saturazione d'acqua per mezzo delle proprietà termiche dei suoli, una possibile valida alternativa ai metodi d'indagine tradizionali in presenza di suoli iper-salini.

Nel Capitolo 4 si illustra l'apparato sperimentale utilizzato in laboratorio per lo svolgimento di prove comparative delle metodologie basate sulle proprietà termiche e di quelle tradizionali basate sulla Time Domain Reflectometry (TDR).

Nel Capitolo 6, infine, sono riportate alcune conclusioni generali rispetto ai risultati osservativi e modellistici ottenuti.

# Indice

|   |          |
|---|----------|
| <b>Introduzione</b>   | <b>1</b> |
| <b>1 La Modellazione matematica del flusso in terreni parzialmente saturi</b> | <b>5</b> |
| 1.1 I moti dell'acqua nei mezzi porosi: alcune nozioni di base . . . . .      | 5        |
| 1.2 Pressione capillare e legge di Laplace . . . . .                          | 8        |
| 1.3 Curve di risalita capillare . . . . .                                     | 13       |
| 1.4 Permeabilità e Legge di Darcy . . . . .                                   | 14       |
| 1.5 Permeabilità relative e leggi costitutive di capillarità . . . . .        | 16       |
| 1.6 Estensione della Legge di Darcy . . . . .                                 | 20       |
| 1.7 Il Modello Matematico . . . . .   | 21       |
| 1.7.1 Equazione di Richards . . . . .   | 21       |
| 1.7.2 Il modello bifase . . . . .   | 23       |
| 1.8 Modello numerico Richards bidimensionale . . . . .                        | 25       |
| 1.8.1 Discretizzazione spaziale . . . . .                                     | 26       |
| 1.8.2 Discretizzazione temporale . . . . .                                    | 28       |
| 1.8.3 Schemi non lineari . . . . .  | 29       |
| 1.8.4 Time stepping euristico - HTS . . . . .                                 | 32       |
| 1.8.5 Condizioni iniziali e al contorno del modello . . . . .                 | 32       |
| 1.8.6 Preprocessori . . . . .   | 35       |
| 1.9 Modello numerico bifase . . . . .   | 36       |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 1.9.1    | Discretizzazione spaziale . . . . .  | 36        |
| 1.9.2    | Discretizzazione temporale . . . . .   | 40        |
| 1.9.3    | Schemi non lineari . . . . .   | 40        |
| 1.9.4    | Time stepping euristico - HTS . . . . .  | 42        |
| 1.10     | Solutori proiettivi per sistemi lineari . . . . .  | 42        |
| <b>2</b> | <b>Suolo, Vegetazione, Marea: Assunzioni e Risultati</b>                                 | <b>47</b> |
| 2.1      | Assunzioni generali . . . . .  | 48        |
| 2.1.1    | Andamento della forzante di marea . . . . .  | 48        |
| 2.1.2    | I parametri generali del modello . . . . .   | 48        |
| 2.1.3    | Parametri delle curve caratteristiche di risalita capillare e<br>tipi di suolo . . . . . | 49        |
| 2.2      | Esempi numerici: modello alla Richards . . . . .   | 54        |
| 2.2.1    | Risultati . . . . .  | 56        |
| 2.3      | Esempi numerici: modello bifase . . . . .  | 66        |
| 2.3.1    | Risultati . . . . .  | 68        |
| 2.4      | Conclusioni . . . . .  | 81        |
| <b>3</b> | <b>La misura del contenuto d'acqua in terreni ipersalini</b>                             | <b>83</b> |
| 3.1      | Strumenti . . . . .  | 84        |
| 3.1.1    | Dataloggers: l'acquisizione automatica continua . . . . .                                | 84        |
| 3.1.2    | Piezometri e trasduttori di livello: misure della quota di falda                         | 85        |
| 3.1.3    | Tensimetri: la misura delle pressioni capillari . . . . .                                | 86        |
| 3.1.4    | Celle di carico . . . . .  | 88        |
| 3.1.5    | La Time Domain Reflectometry . . . . .   | 89        |
| 3.1.6    | Soil Profile Temperature Sensor: STP01 . . . . .   | 91        |
| 3.1.7    | Soil Properties Sensor: strumento TP01 . . . . .   | 94        |
| 3.2      | La stima delle proprietà termiche del suolo . . . . .                                    | 94        |
| 3.2.1    | Teoria per il sensore STP01 . . . . .  | 97        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 3.2.2    | Teoria per il sensore TP01 . . . . .                                  | 103        |
| 3.3      | Raccolta ed analisi dei campioni di terreno . . . . .                 | 107        |
| 3.3.1    | Introduzione . . . . .  | 107        |
| 3.3.2    | Strumenti e prove per la classificazione dei terreni . . . . .        | 108        |
| <b>4</b> | <b>Prove in Laboratorio</b>   | <b>119</b> |
| 4.1      | Apparato sperimentale di misura in laboratorio . . . . .              | 120        |
| 4.2      | Procedure e dati acquisiti . . . . .                                  | 122        |
| 4.2.1    | Elaborazione ed interpretazione dei dati . . . . .                    | 126        |
| 4.2.2    | Stima di $\theta$ con lo strumento STP01: Parametri termici . . . . . | 130        |
| 4.2.3    | Stima di $\theta$ con la sonda STP01: Tecniche integrali . . . . .    | 139        |
| 4.2.4    | Stima di $\theta$ con la sonda TP01 . . . . .                         | 143        |
| 4.3      | Conclusioni . . . . .   | 146        |
| <b>5</b> | <b>Prove in Campo</b>   | <b>149</b> |
| 5.1      | Genesi e posizionamento geografico . . . . .                          | 150        |
| 5.2      | Geomorfologia e Idrologia . . . . .                                   | 155        |
| 5.3      | Campo sperimentale e raccolta dati . . . . .                          | 157        |
| 5.4      | Discussione delle analisi e dei risultati . . . . .                   | 164        |
| 5.4.1    | Analisi dei risultati geotecnici . . . . .                            | 164        |
| 5.4.2    | Analisi dati di campo . . . . .                                       | 167        |
| 5.5      | Conclusioni . . . . .   | 179        |
| <b>6</b> | <b>Conclusioni e sviluppi futuri</b>                                  | <b>181</b> |
|          | <b>Appendice</b>  | <b>186</b> |
| <b>A</b> | <b>Calcolo delle Matrici<br/>degli Elementi Finiti</b>                | <b>187</b> |
| <b>B</b> | <b>Curve Granulometriche ricavate sui campioni di Barena</b>          | <b>189</b> |





# Elenco delle figure

|     |   |    |
|-----|---|----|
| 1.1 | <i>Stati di saturazione di acqua ed aria. (a) Saturazione “pendolare”. (b) Anello “pendolare” tra due sfere e raggi di curvatura. (c) Saturazione funicolare. (d) Saturazione d’aria “insulare” [Bear and Verruijt (1988)].</i>                             | 7  |
| 1.2 | <i>Mobilità dell’acqua nel sottosuolo: classi di contenuto d’umidità e punti di equilibrio relativi [Bear and Verruijt (1988)]. . . . .</i>   | 7  |
| 1.3 | <i>Tensioni superficiali sull’interfaccia di separazione di due fluidi. La somma vettoriale delle tensioni superficiali genera una sovrappressione nel fluido che si trova nella parte concava della superficie di separazione. .</i>                       | 9  |
| 1.4 | <i>Curve schematiche che illustrano le variazioni di <math>\psi_c = h_c</math> in funzione del contenuto d’acqua <math>\theta</math> per un terreni caratterizzati da diversa distribuzione granulometrica [Bear and Verruijt (1988)]. . . . .</i>          | 11 |
| 1.5 | <i>Tipiche curve di ritenzione nel suolo espresse come variazione del potenziale di suzione <math>pF</math> in funzione della saturazione in acqua <math>S_w</math> (<math>pF = \log(\frac{-p_w}{\gamma_w})</math>) [Bear and Verruijt (1988)]. . . . .</i> | 12 |
| 1.6 | <i>Profilo di saturazione e pressione per un generico suolo [de Marsily (1986)].</i>  | 12 |
| 1.7 | <i>Permeabilità relativa in un sistema bifase. <math>k_{r1}</math> e <math>k_{r2}</math> sono le permeabilità relative rispettivamente di acqua ed aria in funzione del grado di saturazione in acqua [de Marsily (1986)]. . . . .</i>                      | 16 |
| 1.8 | <i>Curve di risalita capillare (a) e permeabilità relative (b) per una sabbia grossolana (sand #1) e per una sabbia fine (sand #2) per il sistema bifase tricloroetilene-acqua. . . . .</i>   | 17 |

|      |  |    |
|------|--|----|
| 1.9  | <i>Andamento delle permabilità relative secondo Mualem (1976).</i> . . . . .   | 18 |
| 1.10 | <i>Profili di convergenza tipica dei metodi di Newton e di Picard implementati con la tecnica del time stepping euristico (HTS).</i> . . . . .   | 29 |
| 1.11 | <i>La seepage face, AB [Bear and Verruijt (1988)].</i> . . . . .   | 33 |
| 1.12 | <i>Confronto fra la convergenza del BiCGSTAB utilizzando come preconditionatori <math>K = D^{-1}</math> e <math>K = ILU(0)</math>. L'ordine del sistema è <math>N = 2056</math>.</i> . . . . . | 46 |
| 2.1  | <i>Permeabilità misurata nei fori-sonda SF1 ed SF2 (S.Felice).</i> . . . . .   | 49 |
| 2.2  | <i>Curve di risalita capillare di van Genuchten riscalate secondo Leverett (1941) usate nel modello alla Richards.</i> . . . . .   | 50 |
| 2.3  | <i>Distribuzione spaziale bidimensionale dell'acqua potenzialmente assorbita delle radici ottenute dal modello HYDRUS2D.</i> . . . . .   | 53 |
| 2.4  | <i>Rappresentazione schematica della sezione trasversale del modello di barena considerato.</i> . . . . .  | 55 |
| 2.5  | <i>Schema riassuntivo delle condizioni al contorno sul dominio.</i> . . . . .  | 55 |
| 2.6  | <i>Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena <b>vegetata</b> (SOIL1, <math>ET = 8</math> mm/gg).</i> . . . . .                                    | 58 |
| 2.7  | <i>Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena <b>vegetata</b> (SOIL4, <math>ET = 8</math> mm/gg).</i> . . . . .                                    | 59 |
| 2.8  | <i>Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena <b>non vegetata</b> (SOIL1, <math>E = 5</math> mm/gg).</i> . . . . .                                 | 60 |
| 2.9  | <i>Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena <b>non vegetata</b> (SOIL4, <math>E = 5</math> mm/gg).</i> . . . . .                                 | 61 |
| 2.10 | <i>Profilo della saturazione media all'interno della barena <b>vegetata</b> per i diversi suoli considerati (<math>ET = 8</math> mm/gg).</i> . . . . .   | 62 |
| 2.11 | <i>Profilo della saturazione media all'interno della barena <b>non vegetata</b> caratterizzata da differenti quote per i diversi suoli considerati (<math>E = 5</math> mm/gg).</i> . . . . .   | 63 |

|      |  |    |
|------|--|----|
| 2.12 | <i>Rappresentazione della mesh di calcolo 2D nei pressi della superficie utilizzata nel modello bifase. . . . .</i>  | 67 |
| 2.13 | <i>Air storage vs. time senza flussi di evapotraspirazione per differenti valori di permeabilità. Il termine di immagazzinamento elastico del mezzo poroso è posto pari a <math>S_s = 10^{-2}</math> 1/m. . . . .</i>  | 69 |
| 2.14 | <i>Air storage vs. time per differenti valori di condizione iniziale e di condizione al contorno in presenza o meno di evapotraspirazione [da Tosatto et al. (2007)]. . . . .</i>  | 70 |
| 2.15 | <i>Profili di saturazione in acqua (<math>S_w</math>-<math>z</math>) a due differenti tempi usando differenti condizioni al contorno per i nodi in superficie (condizioni al contorno). La condizione iniziale in entrambi i casi è pari a <math>S_{w,i} = 0.5</math> nella zona delle radici (30 cm). . . . .</i> | 71 |
| 2.16 | <i>Flusso istantaneo di aria attraverso i nodi superficiali e air storage. . . .</i>   | 73 |
| 2.17 | <i>Controllo sui bilanci di massa. . . . .</i>   | 74 |
| 2.18 | <i>Profilo di saturazione in acqua per <math>ET = 8</math> mm/gg e <math>k_z = 3.25 \cdot 10^{-14}</math> m<sup>2</sup> (<math>K_z = 3.20 \cdot 10^{-7}</math> m/s) a tre differenti livelli temporali [da Tosatto et al. (2007)]. . . . .</i>   | 75 |
| 2.19 | <i>Water pressure history. I differenti profili corrispondono a <math>ET = 8</math> mm/gg e <math>k_z = 3.25 \cdot 10^{-14}</math> m<sup>2</sup>, con termine di immagazzinamento elastico nullo (a) e con <math>S_s = 5 \cdot 10^{-3}</math> 1/m (b). . . . .</i>   | 76 |
| 2.20 | <i>Water pressure history. I differenti profili corrispondono a <math>ET = 8</math> mm/gg e <math>k_z = 3.25 \cdot 10^{-14}</math> m<sup>2</sup>, con <math>S_s = 10^{-2}</math> 1/m (a) e con <math>S_s = 5 \cdot 10^{-3}</math> 1/m (b). . . . .</i>   | 76 |
| 2.21 | <i>Profilo di saturazione in acqua per <math>ET=8</math> mm/gg e <math>k_z = 1.0 \cdot 10^{-14}</math> m<sup>2</sup> (<math>K_z = 1.0 \cdot 10^{-7}</math> m/s) a tre differenti livelli temporali . . . . .</i>   | 77 |
| 2.22 | <i>Andamento del rate adimensionale di assorbimento potenziale <math>U^*</math> in funzione della saturazione in acqua <math>S_w</math> (<math>b = 5</math>). . . . .</i>  | 78 |

|      |   |    |
|------|---|----|
| 2.23 | <i>Profili di saturazione in acqua per <math>ET_p = 4</math> mm/gg e permeabilità idraulica satura inferiore (a) e superiore (b) al valore di soglia per lo stabilizzarsi di uno strato aerato al di sotto della superficie. c) mostra il tempo richiesto affinché il sistema raggiunga l'andamento periodico determinato dall'andamento della saturazione media nel spaziale nel dominio [da Tosatto et al. (2009)].</i> | 79 |
| 2.24 | <i>Permeabilità idrauliche sature e valori di evapotraspirazione per i quali lo strato aerato, al di sotto della superficie, inizia a formarsi [da Tosatto et al. (2009)].</i>  | 80 |
| 3.1  | <i>Un tipico Datalogger programmabile per l'acquisizione automatica di vari sensori utilizzato in campo ingegneristico, ambientale e industriale [Ditta: Campbell Scientifics Ltd. (USA)].</i>  | 85 |
| 3.2  | <i>Immagine di un tipico trasduttore di pressione utilizzato in campo idrologico, idraulico e agricolo [Ditta: STS Ag. (CH)]</i>  | 86 |
| 3.3  | <i>Schema e descrizione schematica delle parti che compongono un moderno tensiometro [T4e ditta:UMS (D)]</i>  | 87 |
| 3.4  | <i>Cella di carico a taglio Serie SH (a) e schema di funzionamento di una cella di carico a taglio (b) [Ditta:GEFRAN (I)]</i>   | 88 |
| 3.5  | <i>Curve di risposta del TDR per la stessa sonda a tempi differenti: si notino indicati il picco dell'impulso e il rispettivo punto di flesso indicante la riflessione dell'impulso</i>   | 92 |
| 3.6  | <i>Il sensore STP01 utilizzato in campo idrologico, idraulico e agricolo. Schema costruttivo e dimensionale (misure in mm) [Ditta: Hukseflux (NED)]</i>   | 93 |
| 3.7  | <i>Thermal properties sensor TP01: a) foto dello strumento; b) schema dimensionale dell'apparato (in mm)[Ditta: Hukseflux (NED)].</i>   | 95 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 3.8  | <i>Esempio di variazione di temperatura in un suolo di barena. Dal grafico <math>\ln(t) - \Delta T</math> si calcola la conducibilità termica usando la pendenza <math>A</math> visibile nell'equazione che interpola linearmente i dati. L'intercetta <math>B</math> è usata per la determinazione della diffusività termica. . . . .</i> | 100 |
| 3.9  | <i>Relazione lineare esistente tra il contenuto d'acqua e il calore specifico volumetrico in vari tipologie di suolo. . . . .</i>  | 101 |
| 3.10 | <i>Conducibilità termica <math>\lambda</math> (a) e diffusività termica <math>a</math> (b) in funzione con il contenuto d'acqua <math>\theta</math> in vari suoli. Il valore numerico si riferisce alla porosità [da van Duin (1963)] . . . . .</i>  | 102 |
| 3.11 | <i>Vista dall'alto della distribuzione radiale di temperatura intorno al riscaldatore del Tp01 in due diversi suoli. Le termopile misurano la differenza di temperatura tra <math>r_h</math> e <math>r_c</math>. . . . .</i>   | 105 |
| 3.12 | <i>Serie di setacci per la prova granulometrica . . . . .</i>  | 111 |
| 3.13 | <i>a) Agitatore e palette, densimetri, cronometro e esametafosfato di sodio.<br/>b) vasca termostatica con cilindri da un litro . . . . .</i>  | 112 |
| 3.14 | <i>Apparecchiatura per la prova di permeabilità a carico variabile. a) provino confinato in fustello cilindrico. b) cella edometrica. c) edometro . . . .</i>  | 115 |
| 3.15 | <i>Diagramma del metodo hanging water column . . . . .</i>   | 118 |
| 4.1  | <i>Schema esemplificativo della cassa sperimentale per le prove di calibrazione e di confronto tra le misure dei vari strumenti. . . . .</i>   | 120 |
| 4.2  | <i>Fase di costruzione del campione. Strumenti installati nella cassa. . . .</i>   | 123 |
| 4.3  | <i>Fase di costruzione del campione. Fase di drenaggio e imbibizione per consolidare il terreno. . . . .</i>   | 124 |
| 4.4  | <i>Apparato sperimentale completo . . . . .</i>  | 125 |
| 4.5  | <i>Esempio di grafico riassuntivo delle acquisizioni effettuate in fase di drenaggio nel campione di sabbia preparato in laboratorio. Vengono riportati contemporaneamente i valori dei 3 tensiometri, della variazione di peso del campione e la quota dell'acqua all'interno del campione. . . . .</i>                                   | 127 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 4.6  | <i>Costruzione sperimentale delle curve di risalita capillari a diverse quote per il campione di terreno utilizzato per gli esperimenti in laboratorio. La misura di <math>\theta</math> è ottenuta con il TDR e le pressioni capillari con l'uso dei tensiometri.</i> | 128 |
| 4.7  | <i>Esempio di 3 curve <math>\Delta T-t</math> acquisite dalla sonda STP01.</i>   | 130 |
| 4.8  | <i>Andamento dell'errore medio in funzione del numero di dati indipendenti aggregati.</i>  | 132 |
| 4.9  | <i>Andamento dello scarto quadratico medio in funzione del numero di dati indipendenti aggregati.</i>  | 133 |
| 4.10 | <i>Diagrammi di scatter plot tra <math>\theta_{STP01}</math> e <math>\theta_{TDR}</math> alle 3 quote predefinite di misura per valori non aggregati (a) e con ordine 2 di aggregazione temporale (b).</i>   | 135 |
| 4.11 | <i>Diagrammi di scatter plot tra <math>\theta_{STP01}</math> e <math>\theta_{TDR}</math> alle 3 quote predefinite di misura per valori con ordine 3 (a) e 4 (b) di aggregazione temporale.</i>   | 136 |
| 4.12 | <i>Andamento dei contenuti d'acqua determinati direttamente con il TDR (<math>\theta_{TDR}</math>) e stimati attraverso la misura delle proprietà termiche del campione (<math>\theta_{STP01}</math>).</i>   | 138 |
| 4.13 | <i>Una tipica curva di acquisizione <math>\Delta T - t</math>. Esiste una relazione che lega il valore integrale dell'area sottesa dalla curva con il valore di <math>\theta</math>.</i>   | 139 |
| 4.14 | <i>Andamento nel tempo del valore integrale calcolato e del contenuto d'acqua acquisito con il TDR. Si noti che esiste una relazione che lega le due grandezze.</i>  | 140 |
| 4.15 | <i>Stima della relazione globale <math>I(\theta) - \theta</math> a quota -5 cm (a) e -20 cm (b) con la tecnica di Binning sulle misure puntuali acquisite in 3 diversi esperimenti.</i>  | 142 |
| 4.16 | <i>Andamento dello scarto quadratico medio in funzione del numero di dati indipendenti aggregati.</i>  | 143 |
| 4.17 | <i>Diagrammi di scatter plot tra <math>\theta_I</math> e <math>\theta_{TDR}</math> alle 3 quote predefinite di misura per valori con ordine 0 (a), 2 (b) e 3 (c) di aggregazione temporale.</i>  | 144 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 4.18 | <i>Confronto tra le stime di <math>\theta</math> determinate con l'ausilio dello strumento TP01 e del TDR alla profondità di 10 cm nel campione di terreno . . . .</i>   | 145 |
| 5.1  | <i>La laguna di Venezia. . . . .</i>   | 151 |
| 5.2  | <i>Area interessata dalla realizzazione, nel 1992, della barena artificiale Chioggia B1 . . . . .</i>  | 152 |
| 5.3  | <i>Barena Chioggia B1 nel 1996. . . . .</i>  | 154 |
| 5.4  | <i>Barena Chioggia B1 nel 2008. . . . .</i>  | 158 |
| 5.5  | <i>Foto aerea in prospettiva della barena Chioggia B1. Si noti come il chiaro dove è posizionato il campo sperimentale sia l'unico emerso, trovandosi a quote analoghe quelle barenali inferiori. (Foto: Dott. P. Nascimbeni). .</i> | 159 |
| 5.6  | <i>Foto del sito di applicazione del modello. Si noti il perimetro arginato e il ghebo artificiale che lo connette idraulicamente alla laguna. (Immagine fornita dal Dott. P. Nascimbeni). . . . .</i>                               | 160 |
| 5.7  | <i>Le varie operazioni effettuate per la costruzione del campo sperimentale</i>  | 161 |
| 5.8  | <i>Schema riassuntivo degli strumenti installati nel campo barena Chioggia B1. Si noti l'installazione dei Tensiometri T4 posizionati inclinati e disposti a 180° . . . . .</i>  | 162 |
| 5.9  | <i>Il campo di misura sperimentale installato in Barena Chioggia B1 .</i>  | 163 |
| 5.10 | <i>Curve di risalita capillare dei campioni raccolti in barena Chioggia B1; curve di risalita capillare media dei campioni alle varie profondità. . . .</i>  | 165 |
| 5.11 | <i>Andamento delle precipitazioni giornaliere misurate alla Stazione di S. Anna di Chioggia (VE) dal 17/03/2007 al 13/10/2007. . . . .</i>   | 168 |
| 5.12 | <i>Periodo 1: Andamento del gradiente di temperatura nel sottosuolo, a 5 diverse profondità, acquisite con l'ausilio dello strumento STP01 in presenza di precipitazioni meteorologiche (minima evapotraspirazione). .</i>           | 170 |
| 5.13 | <i>Periodo 2: Andamento del gradiente di temperatura nel sottosuolo, a 5 diverse profondità, acquisite con l'ausilio dello strumento STP01 in assenza di precipitazioni meteorologiche (massima evapotraspirazione). .</i>           | 171 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 5.14 | <i>Andamento della pressione capillare <math>\psi</math>, nel <b>periodo 1</b>, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) <b>vicino</b> al bordo del ghebo. . . . .</i>  | 174 |
| 5.15 | <i>Andamento della pressione capillare <math>\psi</math>, nel <b>periodo 1</b>, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) <b>lontano</b> al bordo del ghebo. . . . .</i> | 175 |
| 5.16 | <i>Andamento della pressione capillare <math>\psi</math>, nel <b>periodo 2</b>, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) <b>vicino</b> al bordo del ghebo. . . . .</i>  | 176 |
| 5.17 | <i>Andamento della pressione capillare <math>\psi</math>, nel <b>periodo 2</b>, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) <b>lontano</b> al bordo del ghebo. . . . .</i> | 177 |
| B.1  | <i>Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 10 cm . . . . .</i>   | 190 |
| B.2  | <i>Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 20 cm . . . . .</i>   | 191 |
| B.3  | <i>Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 30 cm . . . . .</i>   | 192 |
| B.4  | <i>Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 40 cm . . . . .</i>   | 193 |



# Elenco delle tabelle

|     |   |     |
|-----|---|-----|
| 2.1 | <i>Parametri di van Genuchten che definiscono i tipi di suolo esplorati in dettaglio nelle simulazioni. . . . .</i> | 50  |
| 3.1 | <i>Tipici valori delle proprietà termiche di alcuni materiali comuni. . . . .</i>                                   | 103 |
| 3.2 | <i>Tipici valori di conducibilità termica in tipi di suolo differenti e con diverse umidità. . . . .</i>            | 104 |
| 3.3 | <i>Frazioni granulometriche, nomenclatura e rispettivi range di dimensione</i>                                      | 109 |
| 5.1 | <i>Tabella riassuntiva dei valori riferiti ai campioni analizzati . . . . .</i>                                     | 165 |



# Introduzione

Le aree di transizione soggette alla marea rivestono una grande importanza da un punto di vista ambientale e socio-economico, come riconosciuto anche da trattati internazionali, quali la convenzione di Ramsar (1971). Tali aree umide sono caratterizzate da strutture morfologiche, quali velme (aree non vegetate poste a quote di poco inferiori al medio mare e barene (zone vegetate poste a quote poco più elevate del medio mare), che svolgono un ruolo importante nel rapporto tra ambienti terrestri ed acquatici, ospitando una elevata biodiversità e produzione primaria (Sculthorpe, 1967; Mitsch and Gosselink, 1993; Cronk and Fennessy, 2001; Aspden *et al.*, 2004). Forti pressioni antropiche e, più recentemente, la rapida variazione del livello del mare, pongono le aree intertidali in fragile equilibrio, evidenziando la necessità di misure di gestione e salvaguardia in estuari e lagune in tutto il mondo. Tuttavia, efficaci misure di mitigazione degli effetti di pressioni antropiche e di cambiamenti climatici, richiede un comprensione dei complessi processi bio-morfologici che ne controllano l'evoluzione assai più approfondita di quella che attualmente possediamo (Pestrong, 1965; Pethick, 1984; Perillo, 1995; Fagherazzi *et al.*, 1999, 2004; Rinaldo *et al.*, 1999a,b; Allen, 2000; Marani *et al.*, 2002, 2003, 2004, 2006a; D'Alpaos *et al.*, 2005).

E' noto come la presenza di vegetazione promuova l'accrescimento della quota del terreno, attraverso la sua stabilizzazione, l'intrappolamento di sedimento inorganico e la produzione di suolo organico, dando luogo a strutture morfologiche di equilibrio altrimenti impossibili in assenza di vegetazione Marani *et al.* (2006a).

Non sono tuttavia chiariti i meccanismi che creano le condizioni adatte alla colonizzazione del suolo da parte di vegetazione *alofila* (ovvero adattata a condizioni ipossiche e ipersaline), in presenza di suoli prossimi alla completa saturazione. In tali condizioni diventano potenzialmente importanti gli effetti che l'evapotraspirazione ha sul contenuto d'acqua nel suolo anche durante i periodi di sommersione della superficie. I classici lavori di Chapman (1938) probabilmente per primi osservano, per mezzo di misure indirette, che la stessa presenza della vegetazione alofila, per effetto dell'assorbimento dell'acqua da parte degli apparati radicali, può indurre una ossigenazione permanente o semipermanente della rizosfera, anche durante i periodi di sommersione della superficie. Successivamente Dacey and Howes (1994) suggerirono, attraverso osservazioni di laboratorio e di campo, che l'assorbimento di acqua dalle radici può controllare il movimento della falda in zone umide dominate da *Spartina alterniflora*. Tuttavia, tali contributi osservativi non chiariscono i processi che regolano il rapporto tra evaporazione, assorbimento dell'acqua da parte delle radici, e moti di acqua e aria nel suolo. Per tale ragione è importante sviluppare un insieme di strumenti modellistici in grado di valutare il ruolo e l'importanza relativa dei flussi indotti dalle radici nel determinare lo stato di aerazione del suolo, a sua volta così determinante per lo sviluppo della vegetazione.

Uno tra i primi studi riguardanti l'influenza delle fluttuazioni di marea e dell'evapotraspirazione sul flusso subsuperficiale in barene, caratterizzate da materiale torboso, si deve a Hemond and Fifield (1982) che utilizza modelli matematici e misure in campo per investigare le dinamiche di questi ambienti in zone lontane dai canali. Gli autori inoltre considerano interessante la possibilità di utilizzare un modello bidimensionale per investigare gli effetti del drenaggio e ricarica delle torbe nella zona di transizione lungo la sponda del canale dove le dinamiche risultano più complesse per l'effetto dei flussi orizzontali. In Springer *et al.* (1999) viene descritto un primo modello di accoppiamento tra dinamica della zona intertidale e la crescita della vegetazione, anche se sviluppato per ambienti diversi da

quello lagunare. Il ripristino ed il sostentamento della vegetazione rivierasca viene sviluppato attraverso un modello numerico di flusso subsuperficiale accoppiato con un modello concettuale della vegetazione per predire le condizioni idrologiche favorevoli all'insediamento di specie vegetali tenendo conto dei valori di evapotraspirazione che possono modificare lo stato di saturazione del terreno. Sulla base di molti studi precedenti, Pezeshki (2001) riassume che nei suoli delle zone umide le piante si trovano ad affrontare non solo la mancanza di ossigeno, ma anche una domanda significativa di ossigeno in condizioni riducenti (basso potenziale di ossido-riduzione Eh) nel suolo.

Un primo modello concreto realizzato per lo studio dei processi inerenti alle dinamiche di aerazione del suolo, dovuto alla vegetazione e alla fluttuazione di marea, è compiuto in Ursino *et al.* (2004), che applicano un modello numerico di flusso saturo/insaturo ad una barena con geometria idealizzata soggetta ad una marea sinusoidale e a un flusso di evapotraspirazione applicato nello strato occupato dalle radici. I risultati, ancorchè ricavati per curve di risalita capillare di forma semplificata, mostrano come possano verificarsi condizioni che conducono allo stabilimento di una zona aerata preferenziale al di sotto della superficie. Lavori successivi hanno esplorato diverse formulazioni delle condizioni al contorno e delle curve di risalita capillare (Wilson and Gardner (2005)) e l'applicazione di modelli del flusso accoppiato di acqua ed aria Li *et al.* (2005). Quest'ultimo contributo non specifica correttamente la condizione al contorno superficiale, a causa di una limitazione del codice utilizzato, ma introduce un interessante aspetto, legato alla dinamica dell'aria, potenzialmente di grande importanza nelle fasi di sommersione della superficie, che può causare l'intrappolamento nel suolo di sacche d'aria non connesse con l'atmosfera.

La presente tesi riferisce i risultati di attività di modellazione numerica, di campo e di laboratorio volte a chiarire le condizioni nelle quali l'assorbimento di acqua da parte della vegetazione di barena diventa un fattore determinante l'aerazione

del suolo, inducendo così un forte accoppiamento fra processi biologici e fisici, che congiuntamente determinano la possibilità di sviluppo della vegetazione in terreni frequentemente sommersi. E' evidente, infatti, l'interesse di un modello realistico dei processi di infiltrazione e assorbimento dell'acqua da parte delle radici e del suo confronto con misure dirette. Le attività di cui qui si riferisce sono dunque state svolte con l'obiettivo di superare alcuni importanti ostacoli allo sviluppo di tale programma. Da un lato si è atteso all'implementazione di un modello bifase, ovvero che esplicitamente descriva il flusso accoppiato di aria ed acqua nel suolo, che pone particolari problemi soprattutto legati alla presenza di una superficie di contatto con l'atmosfera durante i periodi di emersione. Il modello sviluppato in questo ambito ha permesso, come si vedrà, di stabilire le condizioni realistiche sotto le quali il ruolo delle radici diviene importante nel determinare lo stato di aerazione del suolo. Dall'altro lato si è cercato di sviluppare alcune tecniche di misura del contenuto d'acqua in suoli ipersalini, nei quali le tradizionali tecniche (e.g. la Time domain Reflectometry, o TDR), che si basano sul contrasto tra le proprietà elettriche dell'acqua e della matrice solida, risultano inadatte per la variabile presenza di sali. In tale contesto, si sono svolte attività di campo e di laboratorio che suggeriscono come metodi di tipo termico possano, con adeguati procedimenti interpretativi, costituire un efficace metodologia di indagine in ambienti salini.

# Capitolo 1

## La Modellazione matematica del flusso in terreni parzialmente saturi

Si richiamano qui alcuni elementi caratterizzanti i mezzi porosi e la dinamica dell'acqua in condizioni di completa o parziale saturazione che verranno utilizzati di frequente nel seguito di questo capitolo.

### 1.1 I moti dell'acqua nei mezzi porosi: alcune nozioni di base

Si definisce *porosità*  $\phi$  il rapporto [Colombo and Colleselli (1996)]:

$$\phi = \frac{V_v}{V} \quad (1.1)$$

dove  $V_v$  è la somma del volume totale dei vuoti e  $V$  il volume totale del campione di terreno. La porosità è una grandezza scalare  $\phi(x, y, z)$  adimensionale, il suo valore è compreso fra zero ed uno, ma in pratica raramente supera il valore di 0.45. In generale in un bacino sedimentario la porosità diminuisce al crescere della

profondità a causa del maggiore grado di costipamento. I pori possono essere tutti o solo in parte intercomunicanti. Si distinguono così una *porosità totale*  $\phi$ , cui contribuiscono tutti i pori presenti nel terreno, ed una *porosità efficace*  $\phi_e$  cui contribuiscono invece i soli pori fra loro intercomunicanti.

Si definisce *grado di saturazione* di un fluido la frazione del volume dei pori occupata dal fluido stesso. Assunto che i fluidi presenti siano solamente acqua ed aria si ha:

$$S_i = \frac{V_i}{V_v} \quad (1.2)$$

dove, se  $i = w, a$ ,  $S_w$  ed  $S_a$  sono rispettivamente i gradi di saturazione in acqua ed in aria,  $V_w$  e  $V_a$  sono i volumi dei vuoti occupati da acqua e aria ed infine  $V_v$  è il volume totale dei vuoti, con l'ovvio vincolo:

$$S_w + S_a = 1 \quad (1.3)$$

Si definisce infine *contenuto d'acqua* il rapporto tra il volume d'acqua e il volume totale di riferimento, esso varia fra 0 e la porosità totale  $\phi$  ed è dato da:

$$\theta = \phi S_w \quad (1.4)$$

In base al grado di saturazione in acqua del terreno si distinguono 4 situazioni possibili (Figura 1.1):

**a) Condizioni di saturazione irriducibile (irreducible wetting fluid saturation).** In tali condizioni è presente solo la porzione di acqua igroscopica o adesiva legata alla superficie dei grani del terreno per effetto delle forze di attrazione molecolare (adhesive or hygroscopic water) rappresentata graficamente in Figura 1.2. La Figura 1.1(a) mostra gli “anelli pendolari” che l'acqua, a questi livelli di saturazione, forma nell'intorno dei punti di contatto con la matrice solida granulare del terreno. Non abbiamo, in questo caso, una condizione ordinaria della fase liquida poichè, in pratica, la pressione non si può trasmettere attraverso di essa (la fase liquida non è continua e la forza di attrazione tra acqua e le molecole solide è molto forte).



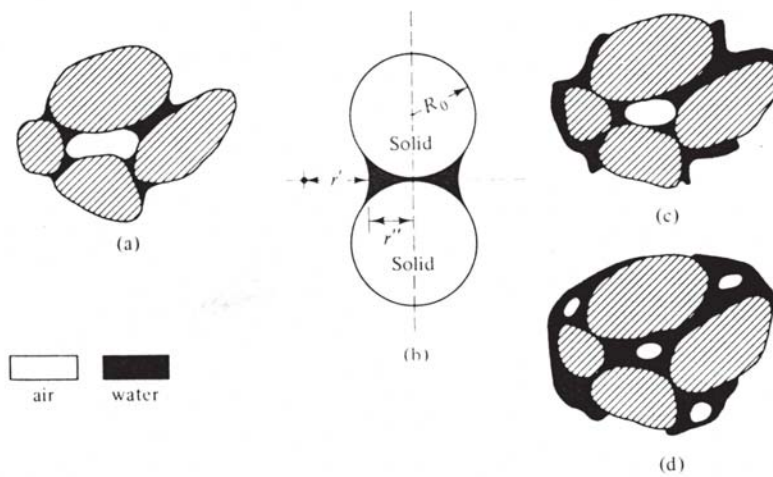


Figura 1.1: Stati di saturazione di acqua ed aria. (a) Saturazione “pendolare”. (b) Anello “pendolare” tra due sfere e raggi di curvatura. (c) Saturazione funicolare. (d) Saturazione d’aria “insulare” [Bear and Verruijt (1988)].

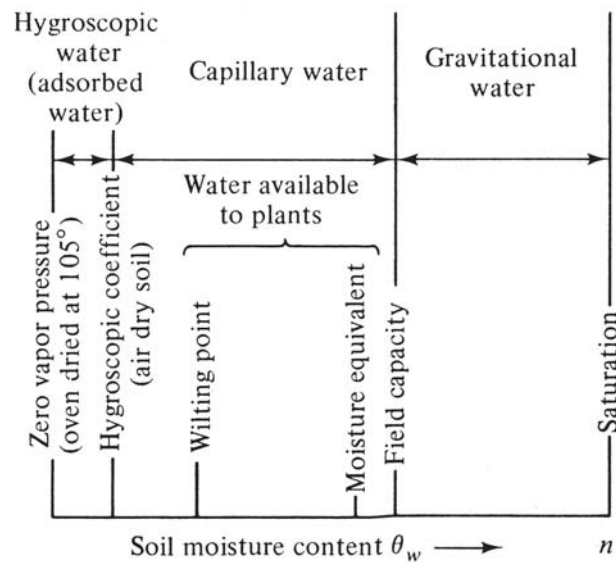


Figura 1.2: Mobilità dell’acqua nel sottosuolo: classi di contenuto d’umidità e punti di equilibrio relativi [Bear and Verruijt (1988)].

**b) Suolo debolmente saturo.** L'acqua forma una sorta di film liquido che circonda i singoli grani del terreno formando uno strato continuo che permette la trasmissione delle pressioni. La fase gassosa è continua ma di solito immobile. Assumono importanza, di solito limitata e variabile e comunque difficilmente quantificabile, i fenomeni di evaporazione, diffusione molecolare e convezione.

**c) Suolo in condizioni di saturazione all'equilibrio o di capacità di ritenzione capillare (equilibrium water saturation o capillary retention capacity).** Entrambe le fasi si considerano continue: quella liquida subisce anche influenze diverse dalla sola gravità; quella gassosa generalmente non circola. In condizioni di equilibrio la pressione trasmessa varia in funzione della profondità ossia la distanza dal livello di falda. Appena sopra questa soglia critica di saturazione, la saturazione è detta "funicolare" e il moto dell'acqua è possibile (Fig. 1.1(c)).

**d) Suolo vicino alla saturazione.** La fase liquida risulta continua e può circolare sotto l'azione della gravità. Questa viene chiamata acqua gravitazionale o funicolare (Figura 1.2). La fase gassosa si considera discontinua e non circolante, ovvero viene anche definita in uno stato di saturazione "insulare" (Fig. 1.1(d)).

## 1.2 Pressione capillare e legge di Laplace

Sulla superficie di separazione di due fluidi non miscibili, o fra fluidi e solidi, agiscono forze di natura molecolare che si manifestano in uno stato di tensione di dette superfici. Tale stato di tensione, analogo a quello che si stabilisce su una membrana tesa, è rappresentato da una forza giacente sulla superficie stessa. Questa forza commisurata ad un'unità di lunghezza è denominata *tensione superficiale*, in quanto tende a mantenere tesa la superficie di separazione su cui agisce. Se la superficie di separazione fra i due fluidi non è piana ma presenta una certa curva-

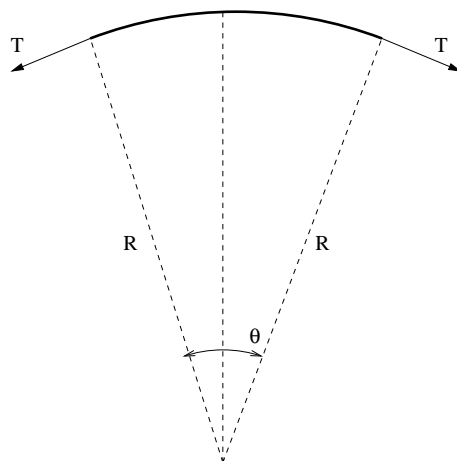


Figura 1.3: *Tensioni superficiali sull'interfaccia di separazione di due fluidi. La somma vettoriale delle tensioni superficiali genera una sovrappressione nel fluido che si trova nella parte concava della superficie di separazione.*

tura, la tensione superficiale dà luogo ad una componente normale non nulla, tale componente si traduce in un eccesso di pressione all'interno di uno dei due fluidi a contatto. Questo eccesso può essere determinato imponendo l'equilibrio delle forze lungo la direzione normale alla superficie stessa (vedi Figura (1.3)). Il risultato che si ottiene è la cosiddetta formula di Laplace [Bear and Verruijt (1988)]:

$$\frac{dN}{ds_1 ds_2} = T \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) = p_c \quad (1.5)$$

dove  $ds_1$  e  $ds_2$  sono le dimensioni dei lati della superficie,  $R_1$  ed  $R_2$  i rispettivi raggi di curvatura,  $T$  la tensione superficiale,  $dN$  la forza agente normalmente alla superficie, ed infine  $p_c$  è l'eccesso di pressione che regna nel fluido posto dalla parte concava rispetto all'altro fluido. Tale differenza di pressione è piccola se la curvatura della superficie di separazione non è molto pronunciata, ma può diventare rilevante per piccoli raggi di curvatura (ad esempio gocce d'acqua molto fini).

In un tubo capillare di piccolo diametro immerso in un liquido si può notare un innalzamento o un abbassamento della colonna interna rispetto al liquido esterno, a seconda che il liquido stesso bagni o no la parete. Se si considera la differenza

di quota  $h$  che si manifesta fra i due fluidi per effetto della capillarità, si ha che l'eccesso di pressione  $p_c$  può ricavarsi da un bilancio delle pressioni:

$$p_c = g(\rho_w - \rho_a)h \quad (1.6)$$

Per la formula di Laplace prima vista, ricordando che il menisco può ritenersi in prima approssimazione una calotta sferica, con  $R_1 = R_2 = R$ , risulta che il raggio  $R$  della calotta sferica forma, con l'orizzontale, un angolo di ampiezza  $\theta$  denominato angolo di contatto. È quindi possibile esprimere il raggio del capillare  $r$  in funzione del raggio di curvatura della calotta sferica  $R$  e dell'angolo di contatto  $\theta$ :

$$R = \frac{r}{\cos\theta}$$

sostituendo il valore di  $R$  così determinato nella legge di Laplace (1.5) ed imponendo l'uguaglianza con la (1.6) si ottiene:

$$p_c = \frac{2T\cos\theta}{r} = g(\rho_w - \rho_a)h \quad (1.7)$$

la differenza di pressione che si manifesta attraverso l'interfaccia di separazione di due fluidi, sopra indicata con  $p_c$ , è denominata pressione capillare e si indica con  $p_c = p_a - p_w$ , ove  $p_a$  è la pressione del fluido non bagnante mentre  $p_w$  è la pressione del fluido bagnante. Considerando il sistema aria acqua ed un solido si possono individuare tre superficie di contatto aventi in comune una linea, si stabilisce quindi uno stato di tensione non solo fra i due fluidi, ma anche fra il solido e i fluidi. Nel caso del sistema sotto esame si osserva che l'acqua bagna la parete ( $\theta < 90^\circ$ ) mentre l'aria non bagna la parete ( $\theta > 90^\circ$ ). Da qui le definizioni di fluido bagnante (wetting) e fluido non bagnante (non-wetting). La pressione capillare è quindi una misura della tendenza del mezzo poroso parzialmente saturo a risucchiare l'acqua o a espellere l'aria. Il valore negativo della pressione capillare è spesso chiamato suzione o tensione.

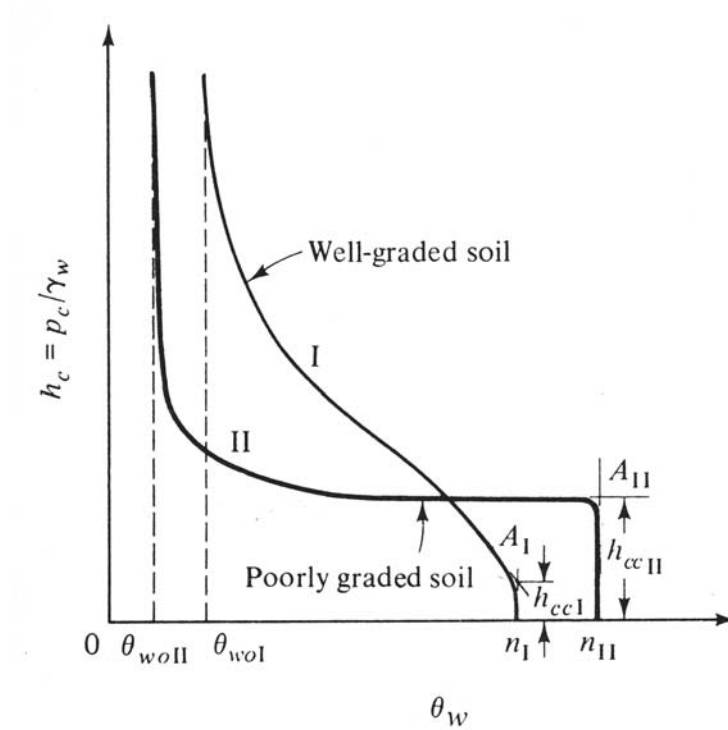


Figura 1.4: Curve schematiche che illustrano le variazioni di  $\psi_c = h_c$  in funzione del contenuto d'acqua  $\theta$  per un terreni caratterizzati da diversa distribuzione granulometrica [Bear and Verruijt (1988)].

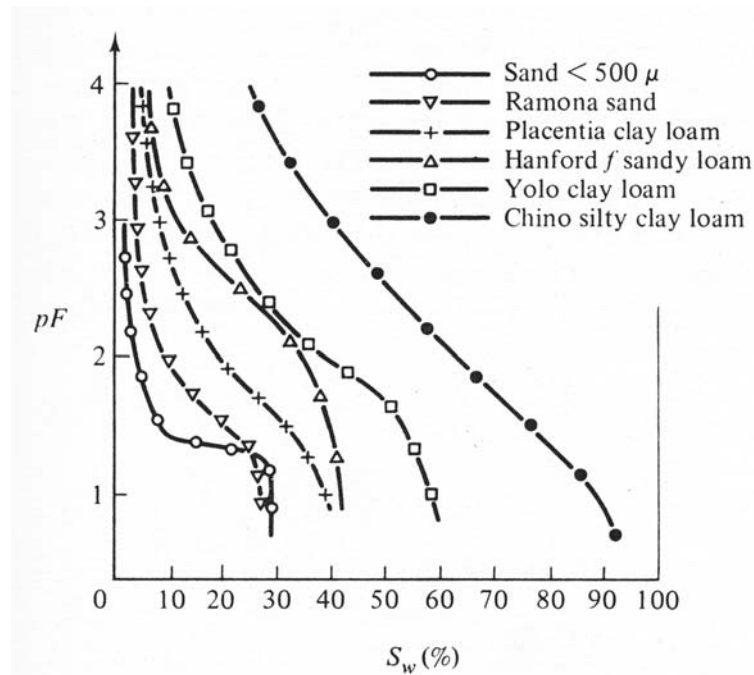


Figura 1.5: *Tipiche curve di ritenzione nel suolo espresse come variazione del potenziale di suzione  $pF$  in funzione della saturazione in acqua  $S_w$  ( $pF = \log(\frac{-p_w}{\gamma_w})$ ) [Bear and Verruijt (1988)].*

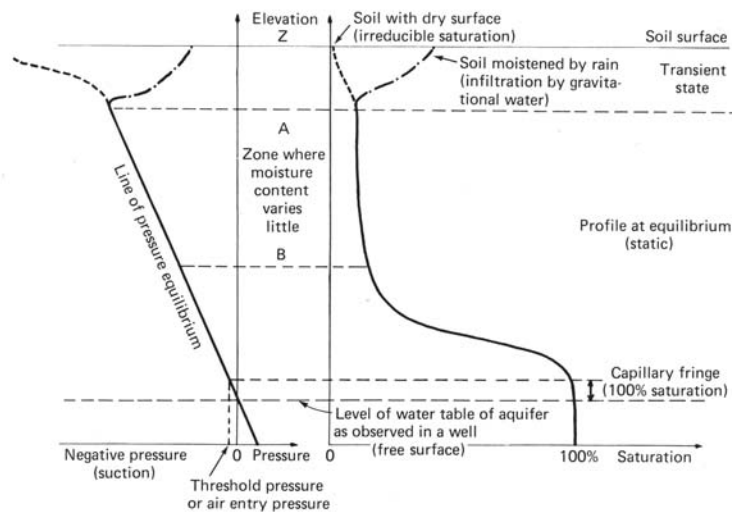


Figura 1.6: *Profilo di saturazione e pressione per un generico suolo [de Marsily (1986)].*

## 1.3 Curve di risalita capillare

Se consideriamo una falda freatica possiamo distinguere una prima zona di terreno in cui il grado di saturazione è prossimo a 1, tale zona è denominata frangia capillare ed è caratterizzata da un valore della pressione dell'acqua inferiore a quella atmosferica. Questo è dovuto al fatto che deve essere raggiunto un certo valore della pressione di suzione (denominato “*threshold pressure*”, corrispondente ai punti A nella Figura 1.4) prima che si possano produrre riduzioni sostanziali del contenuto d'acqua ossia prima che l'aria possa penetrare nel campione di terreno considerato e dare luogo alla formazione di una zona insatura. La Figura 1.4 mostra il carico di suzione  $\psi_c$  (indicata spesso con  $h_c$ ) o la pressione di suzione  $p_c$  (con  $\psi_c = p_c/\gamma_w$ ,  $p_c$  essendo la pressione capillare e  $\gamma_w =$  peso specifico dell'acqua) in funzione del contenuto d'acqua per terreni caratterizzati da diversa distribuzione granulometrica.

Si nota come al crescere di  $\psi_c$  la riduzione iniziale nel contenuto di umidità risulta associata al ritiro del menisco aria-acqua (ossia della superficie di separazione che si stabilisce tra i due fluidi analizzati in prossimità delle pareti dei canalicoli del sottosuolo attraverso cui l'acqua filtra) entro i pori in corrispondenza della superficie esterna del campione di terreno considerato. Una volta raggiunta la soglia  $h_{cc}$  i pori di dimensioni maggiori iniziano a drenare.

La Figura 1.2 mostra come l'acqua disponibile per le piante (entro l'intervallo definito come acqua capillare) sia quella a partire dal valore minimo di contenuto d'acqua  $\theta_{wp}$  (“wilting point”<sup>1</sup>) nel sottosuolo, fisicamente indicato dal valore di pressione di suzione massimo che la vegetazione può sviluppare per assorbire tale acqua (cioè il valore di pressione capillare definito in letteratura pari a -1500

---

<sup>1</sup>Il “wilting point” è definito come il punto di minimo contenuto d'acqua del suolo richiesto dalla pianta per non appassire. Se il contenuto d'acqua diminuisce fino a questo punto, o in qualsiasi punto più basso, si ha un avvizzimento della pianta tale non poter recuperare il suo turgore immettendola in atmosfera satura per 12 ore.

J/Kg)). In condizioni sature (e.g. a profondità tale da trovare la falda freatica libera) è necessario raggiungere una certa soglia di pressione capillare per ottenere il movimento dell'acqua. In certe condizioni, anche per pressioni capillari inferiori, può comunque rimanere dell'aria intrappolata all'interno di questa zona e di conseguenza il grado di saturazione risulta leggermente inferiore (85 – 90 %). Per valori di pressione capillare superiore al valore di “threshold pressure” (o a profondità tali nel profilo di saturazione da avere tali pressioni) il contenuto d'acqua diminuisce notevolmente in corrispondenza di un relativamente piccolo aumento della pressione capillare (come illustrato in Figura 1.6). Per pressioni ancora maggiori (o risalendo verso la superficie nel profilo di saturazione) il grado di saturazione diminuisce fino al raggiungimento delle condizioni di saturazione all'equilibrio e il profilo diventa statico. Ulteriori aumenti di pressione (che risultano, dopo una certa soglia, situazioni non fisiche e non riscontrabili in natura) portano a modeste variazioni del contenuto d'acqua.

## 1.4 Permeabilità e Legge di Darcy

La legge che descrive il moto di un fluido in un mezzo poroso fu determinata sperimentalmente da Darcy nel 1856 (Darcy (1856)). Secondo questo modello la portata media attraverso una sezione unitaria del mezzo è proporzionale al gradiente del potenziale idraulico, tramite una costante denominata coefficiente di filtrazione. In termini vettoriali la legge di Darcy può essere scritta come:

$$\vec{v} = -\mathbf{K} \cdot \nabla \phi \quad (1.8)$$

dove:

$\phi$  potenziale idraulico [ $L$ ] definito come

$$\phi = \frac{p}{\rho g} + z = \psi + z \quad (1.9)$$



dove il rapporto  $p/\rho g = \psi$  è denominato altezza piezometrica. Essa ha il significato di *energia di pressione* per unità di peso di fluido, il termine  $z$  rappresenta invece *l'energia di posizione* per unità di peso di fluido;

$\nabla$  operatore del gradiente  $\left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z}\right)^T$ ;

$\mathbf{K}$  tensore delle conducibilità idrauliche o dei coefficienti di filtrazione, di solito si assume che gli assi coordinati coincidano con le direzioni principali di anisotropia, sicchè il tensore  $\mathbf{K}$  risulta diagonale  $[L/T]$ .

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{bmatrix} \quad (1.10)$$

Si rinuncia quindi alla definizione puntuale della velocità effettiva  $V$  all'interno dei singoli meati nell'ambito dei quali il moto è possibile grazie alla gravità. Si tratta di porzioni ridotte di terreno caratterizzate dalla porosità efficace ( $m_e$ ), da distinguere dalla porosità totale ( $m$ ), potendosi realizzare appunto solo nella prima frazione condizioni di moto dipendente dalla gravità. La (1.8) è applicabile per valori del numero di Reynolds ( $Re = \frac{vd}{\nu}$ ) compresi fra  $1 \div 10$ , ovvero quando il moto del fluido all'interno dei pori sia di tipo laminare. Con  $d$  si denota una dimensione caratteristica del diametro dei pori che talvolta si assume coincidere con la dimensione del vaglio che lascia passare una certa percentuale dei granuli,  $v$  è la velocità del fluido e  $\nu$  la sua viscosità cinematica. La scelta di  $d$  così fatta appare significativa in quanto si rapporta, almeno indirettamente, alla dimensione dei canalicoli che determinano la porosità del mezzo.

La conducibilità idraulica prima citata dipende dalle proprietà geometriche del mezzo e dalle proprietà del fluido che lo permea. L'analisi dimensionale porta alla definizione della relazione di Kozeny [Bear and Verruijt (1988)]:

$$K = k \frac{\rho g}{\mu} \quad (1.11)$$

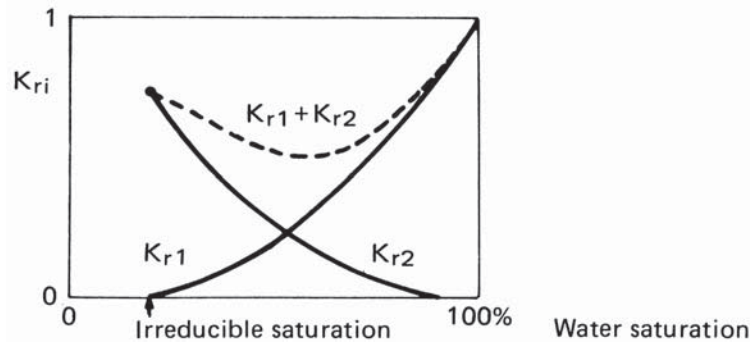


Figura 1.7: *Permeabilità relativa in un sistema bifase.  $k_{r1}$  e  $k_{r2}$  sono le permeabilità relative rispettivamente di acqua ed aria in funzione del grado di saturazione in acqua [de Marsily (1986)].*

con:

$k$  coefficiente di permeabilità intrinseca del mezzo [ $L^2$ ];

$\rho$  densità del fluido [ $\frac{M}{L^3}$ ];

$g$  accelerazione di gravità [ $\frac{L}{T^2}$ ];

$\mu$  la viscosità dinamica del fluido [ $\frac{FT}{L^2}$ ].

## 1.5 Permeabilità relative e leggi costitutive di capillarità

Nel caso in cui il mezzo poroso sia permeato da acqua ed aria, si definiscono le permeabilità relative  $k_{rw}$  e  $k_{ra}$  come:

$$k_{rw} = \frac{K(S_w)}{K(S_w = 1)} \quad k_{ra} = \frac{K(S_a)}{K(S_w = 1)} \quad (1.12)$$

dove  $K(S_w)$  e  $K(S_a)$  sono le permeabilità del mezzo corrispondenti ai gradi di saturazione  $S_w$  e  $S_a$ ,  $K(S_w = 1)$  e  $K(S_a = 1)$  sono le permeabilità sature, determinate a mezzo completamente saturo. Le permeabilità relative non dipendono dallo

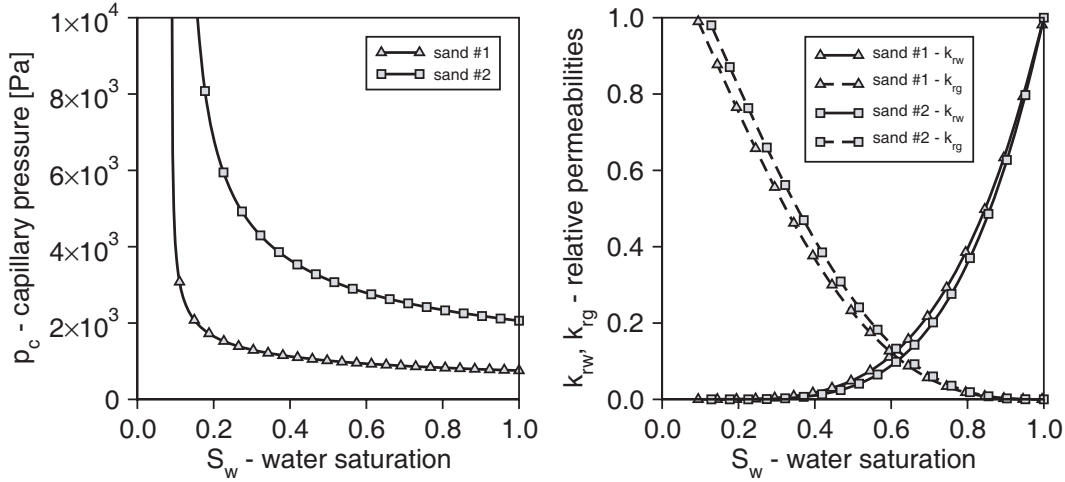


Figura 1.8: Curve di risalita capillare (a) e permeabilità relative (b) per una sabbia grossolana (sand #1) e per una sabbia fine (sand #2) per il sistema bifase tricloroetilene-acqua.

stato del fluido, ma unicamente dalle sue proprietà capillari. La fase aria, al di sotto di certi gradi di saturazione, risulta non continua e la permeabilità dell'aria stessa risulta uguale a zero. È significativo notare (vedi Figura 1.7) come la somma delle due permeabilità relative, per un dato valore del contenuto d'acqua, non sia costante e sia normalmente minore di uno.

La letteratura offre diversi modelli per la definizione delle curve di risalita capillare e delle curve delle permeabilità relative, fra i più utilizzati si ricordano il modello di van Genuchten (1980) per le curve di risalita capillare ( $\psi$ - $S$ ):

$$S_e(\psi_c) = \begin{cases} (1 + \beta)^{-m}, & \psi < 0 \\ 1, & \psi \geq 0 \end{cases} \quad (1.13)$$

e Mualem (1976) per le permeabilità relative delle fasi ( $S$ - $k$ ):

$$\begin{aligned} k_{rw}(\psi_c) &= k_{rw}(S_w(\psi)) = S_{we}^{1/2} [1 - (1 - S_{we}^{1/m})^m]^2 \\ k_{ra}(\psi_c) &= k_{ra}(S_w(\psi)) = (1 - S_{we})^{1/2} (1 - S_{we}^{1/m})^{2m} \\ p_c(S_w) &= \psi_s (S_{we}^{-1/m} - 1)^{1-m} \end{aligned}$$

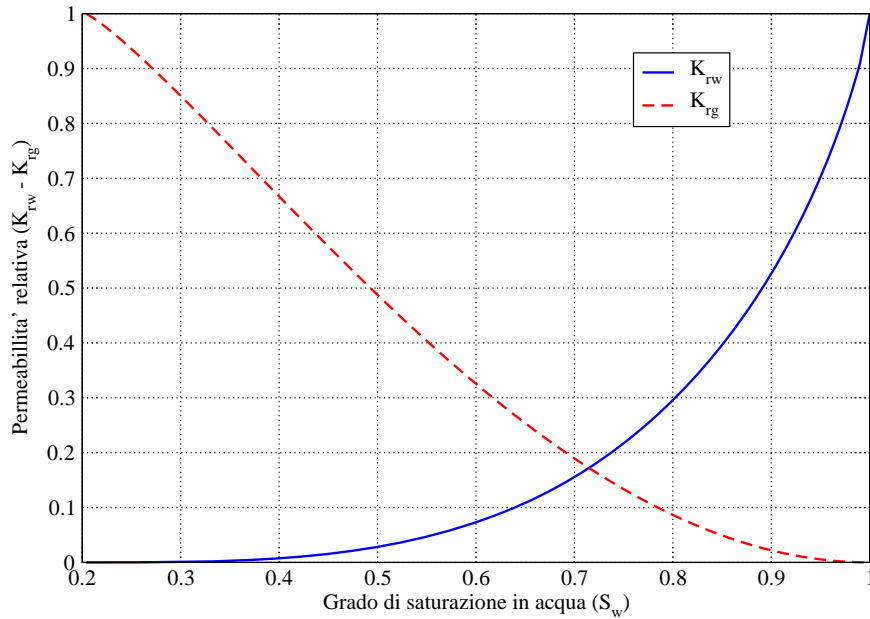


Figura 1.9: *Andamento delle permeabilità relative secondo Mualem (1976).*

dove:

$S_{we}(\psi_c)$  grado di saturazione efficace in acqua  $\frac{S_w - S_{wr}}{1 - S_{wr}}$  [-];

$S_{wr}$  è la saturazione irriducibile in acqua [-];

$n$  è il cosiddetto “pore distribution index” il quale dipende dalla distribuzione dei pori nel mezzo e generalmente varia nel range  $1.25 < n < 6$ ;

$\psi_s$  definita come “entry pressure head” [L];

$$m = 1 - \frac{1}{n} ;$$

$\beta$  parametro della curva di van Genuchten definito come  $\beta = \psi_c / \psi_s$  [-];

$$\psi_c = \psi_a - \psi_w \text{ [L];}$$

In Figura 1.9 è riportato l'andamento delle curve di permeabilità relativa secondo Mualem. Analoghe sono le curve di risalita capillare proposte da Brooks and Corey

(1964a):

$$S_e(\psi_c) = \begin{cases} (\psi_d/\psi_c)^\zeta, & \psi_c < \psi_d \\ 1, & \psi_c \geq \psi_d \end{cases} \quad (1.14)$$

$$\begin{aligned} k_{rw}(\psi_c) &= k_{rw}(S_w(\psi_c)) = S_{we}^{(2+3\zeta)/\zeta}; \\ k_{rn}(\psi_c) &= k_{rn}(S_w(\psi_c)) = (1 - S_{we})^2 (1 - S_{we}^{(2+\zeta)/\zeta}); \\ p_c(S_w) &= \psi_d S_{we}^{-1/\zeta} \end{aligned}$$

dove:

$\psi_d$  è la “treshold pressure head” [ $L$ ] ovvero la minima pressione necessaria per muovere la fase bagnante (acqua) dalla fase non bagnante (aria) in un mezzo completamente saturo;

$\zeta$  è il cosiddetto “sorting factor” o “pore distribution index” [-] il quale dipende, come  $n$ , dalla distribuzione dei pori e generalmente varia tra 0.2 (che denota un materiale con dimensione dei pori molto varia) e 7 (per materiali molto uniformi);

I parametri delle curve di risalita capillare  $n$  ed  $\beta$ , per *van Genuchten*,  $\zeta$  e  $\psi_s$ , per *Brooks-Corey*, dipendono dalla natura del terreno e dai fluidi che lo permeano. In Figura (1.8) sono riportati un esempio di curve di risalita capillare e permeabilità relative secondo Brooks and Corey (1964a) per diversi tipi di sabbia. La relazione tra i parametri di *Brooks-Corey* e di *van Genuchten* può ricavarsi secondo diversi approcci. Una via semplice per convertire i parametri di *Brooks-Corey* nei parametri di *van Genuchten* e viceversa è stata proposta da Morel-Seytoux *et al.* (1996), nel quale ci si basa su due diversi criteri per l'equivalenza tra i parametri. In primo luogo si preservano gli effettivi percorsi capillari. In secondo luogo viene preservato l'andamento asintotico della pressione capillare con la saturazione in acqua. A questo scopo poniamo:

$$p = \frac{2 + 3\zeta}{\zeta} \quad (1.15)$$

quindi i parametri  $m$  e  $\psi_s$  di *van Genuchten* sono calcolati con le seguenti espressioni:

$$m = \frac{2}{\zeta - 1}; \quad \psi_s = \psi_d \frac{2\zeta(\zeta - 1)}{\zeta + 3} \left( \frac{55.6 + 7.4\zeta + \zeta^2}{147.8 + 8.1\zeta + 0.09\zeta^2} \right)$$

e i parametri di *Brooks-Corey*  $\zeta$  e  $\psi_d$  sono dati da:

$$\zeta = 1 + \frac{2}{m}; \quad \psi_d = \psi_s \frac{\zeta + 3}{2\zeta(\zeta - 1)} \left( \frac{147.8 + 8.1\zeta + 0.09\zeta^2}{55.6 + 7.4\zeta + \zeta^2} \right)$$

## 1.6 Estensione della Legge di Darcy

Definito nel Paragrafo precedente il modello delle permabilità relative, le conduttività idrauliche possono essere scritte in forma matriciale:

$$\mathbf{k}_{rw} = k_{rw} \frac{\rho_w g}{\mu_w} \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix}; \quad \mathbf{k}_{ra} = k_{ra} \frac{\rho_a g}{\mu_a} \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (1.16)$$

Nel caso di mezzo poroso permeato da acqua ed aria la velocità di ciascun fluido si ottiene estendendo la legge di Darcy come segue:

$$\vec{v}_w = -k_{rw} \frac{\rho_w g}{\mu_w} \mathbf{k} (\nabla \psi_w + \vec{\eta}_z) = -\mathbf{K} k_{rw} (\nabla \psi_w + \vec{\eta}_z) \quad (1.17)$$

$$\vec{v}_a = -k_{ra} \frac{\rho_a g}{\mu_a} \mathbf{k} (\nabla \psi_a + \vec{\eta}_z) = -\mathbf{K} k_{ra} (\nabla \psi_a + \vec{\eta}_z) \quad (1.18)$$

dove  $\vec{\eta} = (0, 0, 1)^T$ .

Risulta di fondamentale importanza rimarcare che le permeabilità relative risultano grandezze adimensionali che dipendono direttamente dal grado di saturazione di ciascun fluido e quindi dipendenti, di conseguenza, anche dal valore di pressione capillare.

## 1.7 Il Modello Matematico

Il flusso bifase in un mezzo poroso, in condizioni isoterme, è governato dalle equazioni di conservazione di massa per ciascuno dei due fluidi non miscibili che si può esprimere come segue (Aziz and Settari, 1979; Helmig, 1997):

$$\frac{\partial(\phi \rho_\alpha S_\alpha)}{\partial t} = -\nabla \cdot [\rho_\alpha \vec{v}_\alpha] + q_\alpha; \quad \alpha = w, n \quad (1.19)$$

dove il pedice  $\alpha$  indica rispettivamente la fase bagnante (wetting phase  $w$ ) e la fase non bagnante (non-wetting phase  $n$ ) (per esempio: acqua e olio, acqua e gas o, come nella situazione studiata, acqua ( $w$ ) e aria ( $a$ )).  $S_\alpha$  è la saturazione delle due fasi,  $\rho_\alpha$  la densità,  $\vec{v}_\alpha$  la velocità secondo Darcy, e  $q_\alpha$  il termine sorgente/assorbente per la fase  $\alpha$ ;  $\phi$  indica la porosità del mezzo.

La velocità di ogni fase  $\alpha$  è data dalla legge di Darcy (eq. 1.18). Sostituendo l'equazione (1.18) nell'equazione di continuità per le due fasi (1.19) otteniamo:

$$\frac{\partial(\phi \rho_\alpha S_\alpha)}{\partial t} = -\nabla \cdot [\rho_\alpha \mathbf{K} k_{r\alpha} (\nabla \psi_\alpha + \vec{\eta}_z)] + q_\alpha \quad (1.20)$$

Noto e definito il sistema delle PDE (1.20) si possono sviluppare due modelli matematici e numerici:

- Il modello di Richards: si trascurano gli effetti della presenza della fase aria;
- Il modello bifase completo: la fase aria interagisce con la fase acqua.

### 1.7.1 Equazione di Richards

Trascurando la fase aria, possiamo considerare che la pressione  $\psi_a$  dell'aria sia pari a quella atmosferica, si ha quindi  $\psi_a = 0$  e  $\psi_c = -\psi_w$  per cui il sistema (1.20) si riduce alla sola equazione di conservazione dell'acqua.

$$\frac{\partial(\phi \rho_w S_w)}{\partial t} = -\nabla \cdot (\rho_w \vec{v}_w) + q_w \quad (1.21)$$

dove considerando  $\rho_w = \text{cost.}$  si ha:

$$\frac{\partial(\phi S_w)}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K} k_r(\nabla\psi + \vec{\eta}_z)) + q_w \quad (1.22)$$

Esplicitando il termine della (1.22) a sinistra del segno di uguale otteniamo:

$$\begin{aligned} \phi \frac{\partial S_w}{\partial t} + S_w \frac{\partial \phi}{\partial t} &= \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} + S_w \frac{\partial \phi}{\partial \psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} \\ &= \left( \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} + S_w \frac{\partial \phi}{\partial \psi} \right) \frac{\partial \psi}{\partial t} \end{aligned} \quad (1.23)$$

Definendo *l'immagazzinamento elastico* come:

$$S_s = \frac{\partial \phi}{\partial \psi} \quad (1.24)$$

si può riscrivere la (1.23) come:

$$\left( \phi \frac{\partial S_w}{\partial \psi} + S_w S_s \right) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \sigma(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (1.25)$$

dove  $\sigma$  è definito come *coefficiente di immagazzinamento elastico globale*.

Da cui l'espressione finale dell'equazione di Richards in termini del potenziale:

$$\sigma(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K} k_r(\nabla\psi + \vec{\eta}_z)) + q_w \quad (1.26)$$

Trattasi di una PDE (*Partial differential equation*) non lineare in quanto  $\sigma(\psi)$  e  $k_r(\psi)$  dipendono dall'altezza piezometrica incognita. Il problema matematico della soluzione dell'equazione (1.26) è ben posto se sono assegnate opportune condizioni al contorno e condizioni iniziali.

### Condizioni iniziali e al contorno

Il modello matematico deve essere completato dalle condizioni iniziale e al contorno. Queste ultime possono essere condizioni di Dirichlet, di Neumann e, nel nostro caso, anche condizioni miste nel tempo, cioè che variano da Dirichlet a Neumann (e



viceversa) in funzione della condizione che si instaura sul contorno. Per il problema del flusso tali condizioni possono scriversi:

$$\psi(\mathbf{x}, 0) = \psi_o(\mathbf{x}) \quad (1.27)$$

$$\psi(\mathbf{x}, t) = \psi_p(\mathbf{x}, t) \quad \text{su } \Gamma_1 \quad (1.28)$$

$$\mathbf{v} \cdot \mathbf{n} = -q_n(\mathbf{x}, t) \quad \text{su } \Gamma_2 \quad (1.29)$$

dove  $\mathbf{x} = (x, y, z)^T$  è il vettore delle coordinate spaziali,  $\psi_o$  rappresenta la pressione al tempo 0,  $\psi_p$  la pressione imposta di Dirichlet al contorno  $\Gamma_1$ ,  $\mathbf{n}$  è la normale esterna al contorno e  $q_n$  è il flusso imposto di Neumann attraverso il contorno  $\Gamma_2$ . Viene qui usata la convenzione per cui il flusso  $q_n$  è positivo se entrante nel dominio e negativo altrimenti, in maniera consistente con i termini  $q$  e  $f$  delle equazioni di flusso e trasporto scritte in precedenza. Saranno esplicitate queste condizioni per il caso in esame nella sezione (1.8.5).

### 1.7.2 Il modello bifase

La soluzione del sistema PDE (1.20) completo richiede le seguenti relazioni ausiliarie:

$$S_w + S_a = 1; \quad p_c(S_w) = p_a - p_w \quad (1.30)$$

dove  $S_w$  e  $S_a$  sono rispettivamente le saturazioni della fase acqua e aria;  $p_c$  è la pressione capillare definita come la differenza tra la pressione della fase acqua e della fase aria. Le proprietà capillari del mezzo sono descritte usando una serie di equazioni costitutive (Brooks and Corey, 1964b; van Genuchten, 1980; Huyakorn *et al.*, 1984) già espresse e sviluppate nel Paragrafo 1.5. Per semplificare la notazione utilizziamo la relazione di Kozeny (1.11) e definiamo la mobilità  $\lambda_\alpha$  come il rapporto tra la permabilità relativa  $k_{r\alpha}$  e la viscosità dinamica  $\mu_\alpha$ . Utilizzando le relazioni ausiliarie (1.30) e la notazione precedente, il sistema di PDE (1.20) può essere riscritto in termini di pressione ( $p_w$ ) e saturazione ( $S_w$ ) in acqua fornendo

la formulazione mista pressione-saturazione:

$$\begin{aligned}\frac{\partial(\phi \rho_w S_w)}{\partial t} &= \nabla \cdot [\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla \psi_w - \rho_w \vec{g})] + q_w \\ \frac{\partial(\phi \rho_a (1 - S_w))}{\partial t} &= \nabla \cdot [\rho_a \lambda_a \mathbf{k} (\nabla \psi_w + \nabla \psi_c - \rho_a \vec{g})] + q_a\end{aligned}\quad (1.31)$$

dove facilmente si deduce che  $\mathbf{k}$  è la matrice di permeabilità intrinseca mezzo  $[L^2]$ . Quando la fase non bagnante si comporta come un gas (fluido altamente comprimibile) nella seconda equazione può essere trascurata la comprimibilità della matrice porosa rispetto alla comprimibilità del gas mentre, nella prima equazione, possiamo introdurre il coefficiente di immagazzinamento globale  $\sigma$  che tiene conto della comprimibilità dell'acqua e della matrice porosa. Si ottiene quindi dal sistema (1.7.2):

$$\begin{aligned}\sigma \frac{\partial p_w}{\partial t} + \phi \rho_w \frac{\partial S_w}{\partial t} &= \nabla \cdot [\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla p_w - \rho_w \vec{g})] + q_w \\ \phi \frac{\partial[\rho_a (1 - S_w)]}{\partial t} &= \nabla \cdot [\rho_a \lambda_a \mathbf{k} (\nabla p_w + \nabla p_c - \rho_a \vec{g})] + q_a\end{aligned}\quad (1.32)$$

dove  $\sigma$  dipende dalla comprimibilità dell'acqua e della matrice porosa:

$$\sigma = \frac{S_s S_w}{g}; \quad \text{con} \quad S_s = \rho_w g (\phi \beta + c_M) \quad (1.33)$$

dove  $\phi \beta + c_M$  è il coefficiente elastico di immagazzinamento della formazione geologica,  $\beta$  la comprimibilità volumetrica dell'acqua e  $c_M$  la comprimibilità verticale uniassiale del mezzo poroso. Le equazioni (1.32) rappresentano un sistema non lineare di PDE, dove la pressione capillare e le permeabilità relative dipendono dalla saturazione:

$$k_{rw} = k_{rw}(S_w); \quad k_{ra} = k_{ra}(S_w); \quad p_c = p_c(S_w) \quad (1.34)$$

mentre, in condizioni isoterme, la densità e la viscosità del fluido dipendono dalla rispettiva pressione di fase:

$$\rho_w = \rho_w(p_w); \quad \rho_a = \rho_a(p_a); \quad \mu_w = \mu_w(p_w); \quad \mu_a = \mu_a(p_a)$$

## 1.8 Modello numerico Richards bidimensionale

L'equazione di Richards (1.26) in 2 dimensioni può essere scritta come segue [Bear and Verruijt (1988); Philip (1969)]:

$$\sigma(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x k_r(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z k_r(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] + q \quad (1.35)$$

dove il significato dei vari termini è di seguito riportato:

$K_x$  e  $K_z$  sono le conducibilità idrauliche sature [L/T];

$k_r$  è la conducibilità idraulica relativa dell'unica fase presa in considerazione [-];

$\theta$  è il contenuto volumetrico d'acqua;

$\phi$  è la porosità del mezzo;

$\psi$  è il termine di pressione espresso in termini di colonna d'acqua;

$S_w(\psi) = \theta/\phi$  è il valore di saturazione [-];

$\sigma = S_w S_s + \phi(dS_w/d\psi) \approx d(\phi S_w)/d\psi$  è il coefficiente di immagazzinamento globale [1/L];

$S_s$  è il termine di immagazzinamento elastico del mezzo poroso [1/L];

$t$  è il tempo [T];

$q$  è la portata iniettata od estratta per unità di volume (densità di portata), positiva se iniettata. [T<sup>-1</sup>].

Come già visto trattasi di una PDE (*Partial differential equation*) non lineare in quanto  $\sigma(\psi)$  e  $k_r(\psi)$  dipendono dall'altezza piezometrica incognita relativa che possono essere modellati attraverso relazioni costitutive di natura semi empirica, dette anche relazioni caratteristiche, che descrivono le proprietà idrauliche

del mezzo poroso. Alcune proposte si devono ad Huyakorn *et al.* (1984), Brooks and Corey (1964a) e van Genuchten (1980). Numericamente, l'equazione è risolta per mezzo di un modello agli elementi finiti triangolari originariamente sviluppato da Paniconi and Putti (1994).

L'implementazione numerica utilizzata (FLOW2D) permette di utilizzare quattro possibili forme di curve di risalita capillare: i) il modello di van Genuchten; ii) le curve di van Genuchten estese; iii) le curve di Huyakorn *et al.* (1984); iv) le curve di Brooks and Corey (1964a).

I metodi utilizzati per valutare i termini derivati in  $\sigma$ , e le derivate in  $k_{rw}$  e  $\sigma$  prodotte dallo schema di Newton, possono condizionare l'andamento della convergenza dello schema iterativo. Per prevenire un *floating point overflow* nelle vicinanze dei punti di singolarità o oscillazioni intorno al punto di flesso si utilizza spesso la differenziazione numerica. nel codice sono implementate diverse opzioni per la differenziazione numerica o analitica delle equazioni caratteristiche, inclusa la differenziazione puramente analitica, la *tangent slop formula* e la *chord slope approximation* suggerita da Huyakorn *et al.* (1984). Per un approfondimento si rimanda alle pubblicazioni di tali autori.

### 1.8.1 Discretizzazione spaziale

La discretizzazione spaziale dell'equazione (1.35) è realizzata utilizzando la tecnica degli elementi finiti nella formulazione classica di Galerkin con elementi finiti triangolari a tre nodi e funzioni base lineari [Huyakorn and Pinder (1983); Paniconi and Putti (1994); Zienkiewicz and Taylor (2000)]. Il dominio  $\Omega$  è discretizzato in  $p$  triangoli ed  $l$  nodi, ove la soluzione approssimata viene definita come segue:

$$\psi \approx \hat{\psi} = \sum_{g=1}^l \psi_g(t) N_g(x, z) \quad (1.36)$$

dove  $\psi_g$  sono le componenti della soluzione approssimata sui nodi della griglia mentre  $N_g(x, z)$  sono le funzioni base lineari. L'espressione del residuo è data da:

$$L(\psi) = \frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x k_r(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z k_r(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] - \sigma(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} + q = 0$$

imponendo poi l'ortogonalità del residuo con le  $l$  funzioni di forma si ottiene:

$$\int_{\Omega} L(\hat{\psi}) N_g(x, z) d\Omega = 0; \quad g = 1, \dots, l \quad (1.37)$$

Sviluppando l'equazione (1.37) e applicando il lemma di Green (integrazione per parti) alle derivate spaziali si ottiene:

$$\begin{aligned} & - \int_{\Omega} k_r \left[ K_x \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x} \frac{\partial N_g}{\partial x} + K_z \left( \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} + 1 \right) \frac{\partial N_g}{\partial z} \right] d\Omega \\ & + \int_{\Gamma} k_r \left[ K_x \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial x} n_x + K_z \left( \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial z} + 1 \right) n_z \right] N_g d\Gamma \\ & - \int_{\Omega} \sigma \frac{\partial \hat{\psi}}{\partial t} N_g d\Omega + \int_{\Omega} q N_g d\Omega = 0 \quad g = 1, \dots, l \end{aligned} \quad (1.38)$$

dove  $n_x$  ed  $n_z$  sono i coseni direttori della normale uscente dal contorno  $\Gamma$ . Sostituendo l'equazione (1.36), cambiando di segno e avvalendosi delle condizioni al contorno (vedi equazione (1.29)) per rimpiazzare i termini integrali sulla frontiera, l'equazione (1.38) può essere riscritta come:

$$\begin{aligned} & \sum_{h=1}^l \psi_h \left[ \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} k_r^e \left( K_x^e \frac{\partial N_g^e}{\partial x} \frac{\partial N_h^e}{\partial x} + K_z^e \frac{\partial N_g^e}{\partial z} \frac{\partial N_h^e}{\partial z} \right) d\Delta^e \right] \\ & + \sum_{h=1}^l \frac{\partial \psi_h}{\partial t} \left[ \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \sigma^e N_g^e N_h^e d\Delta^e \right] + \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} k_r^e K_z^e \frac{\partial N_g^e}{\partial z} d\Delta^e \\ & - \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} q^e N_g^e d\Delta^e - \sum_{e=1}^p \int_{\Gamma_2^e} q_n^e N_g^e d\Gamma^e = 0 \quad g = 1, \dots, l \end{aligned} \quad (1.39)$$

Nell'equazione (1.39) l'integrale sul dominio  $\Omega$  è stato sostituito dalla somma degli integrali su ogni elemento triangolare, dove  $\Delta^e$  è l'area dell'elemento  $e$ .

L'equazione (1.39) costituisce un sistema di ODE (Ordinary differential equations) non lineari che può essere scritto in forma matriciale come segue:

$$\mathbf{H}(\psi)\psi + \mathbf{P}(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} + \mathbf{q}^*(\psi) = \mathbf{0} \quad (1.40)$$

dove  $\psi = (\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_l)^T$  e

$$\begin{aligned} H_{gh} &= \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} k_r^e \left( K_x^e \frac{\partial N_g^e}{\partial x} \frac{\partial N_h^e}{\partial x} + K_z^e \frac{\partial N_g^e}{\partial z} \frac{\partial N_h^e}{\partial z} \right) d\Delta^e \\ P_{gh} &= \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \sigma^e N_g^e N_h^e d\Delta^e \\ q_g^* &= \sum_{e=1}^p \left[ \int_{\Delta^e} k_r^e K_z^e \frac{\partial N_g^e}{\partial z} d\Delta^e - \int_{\Delta^e} q^e N_g^e d\Delta^e - \int_{\Gamma_2^e} q_n^e N_g^e d\Gamma^e \right] \end{aligned} \quad (1.41)$$

La valutazione dei coefficienti  $H_{gh}$ ,  $P_{gh}$ , e  $q_g^*$  per gli elementi triangolari è riportata in Appendice A.

## 1.8.2 Discretizzazione temporale

L'equazione (1.40) può essere integrata nel tempo con uno schema alle differenze finite pesate:

$$\left( \nu \mathbf{H}^{k+\nu} + \frac{1}{\Delta t_k} \mathbf{P}^{k+\nu} \right) \psi^{k+1} = \left( \frac{1}{\Delta t_k} \mathbf{P}^{k+\nu} - (1-\nu) \mathbf{H}^{k+\nu} \right) \psi^k - \mathbf{q}^{*k+\nu} \quad (1.42)$$

dove  $k$  e  $k+1$  definiscono i livelli di tempo precedente e corrente e  $\mathbf{H}$ ,  $\mathbf{P}$ , e  $\mathbf{q}^*$  sono valutati alla pressione  $\psi^{k+\nu} = \nu \psi^{k+1} + (1-\nu) \psi^k$ . Per garantire la stabilità numerica dello schema deve essere  $1/2 \leq \nu \leq 1$ . Poichè  $\mathbf{H}$ ,  $\mathbf{P}$ , e  $\mathbf{q}^*$  hanno coefficienti che dipendono dalla soluzione corrente  $\psi^{k+1}$ , l'equazione (1.42) produce un sistema non lineare che può essere risolto utilizzando tecniche iterative di linearizzazione. I metodi più utilizzati sono quello di Newton e di Picard [Dennis and Schnabel (1983); Ross (1990); Paniconi *et al.* (1991); Kelley (1995)]. Si consideri un sistema di equazioni non lineari del tipo  $\mathbf{f}(\psi) = 0$ , sia  $\psi$  la soluzione vera del sistema ed  $\psi^{(m)}$  una soluzione approssimata. Espandendo in serie di Taylor attorno al valore di  $\psi^{(m)}$ , fermando lo sviluppo alla derivata prima, si ottiene:

$$0 = \mathbf{f}(\psi^{(m)}) = \mathbf{f}(\psi) + \mathbf{f}'(\psi) \cdot (\psi - \psi^{(m)}) + \dots$$

Indicando con  $\mathbf{h}_r = \psi^{(m+1)} - \psi^{(m)}$  la direzione di ricerca, si ottiene il sistema lineare di Newton:

$$\mathbf{f}'(\psi^{(m)}) \cdot \mathbf{h}^{(m)} = -\mathbf{f}(\psi^{(m)})$$

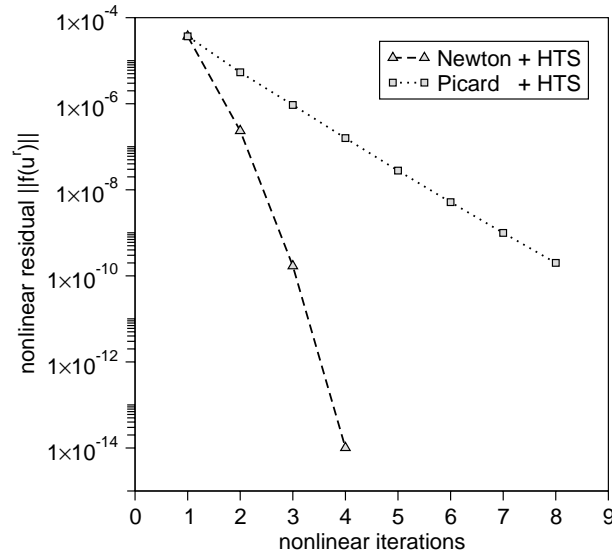


Figura 1.10: *Profili di convergenza tipica dei metodi di Newton e di Picard implementati con la tecnica del time stepping euristico (HTS).*

La matrice  $\mathbf{f}'$  è la cosiddetta matrice Jacobiana con termini aventi forma del tipo  $J_{ij} = \partial f_i / \partial x_j$ .

### 1.8.3 Schemi non lineari

La discretizzazione numerica del sistema non lineare delle equazioni del modello genera un sistema algebrico non lineare del tipo  $\mathbf{f}(\psi) = \mathbf{A}(\psi) \cdot \psi - \mathbf{b}(\psi) = 0$  [Gambolati *et al.* (1999)]. In questo caso lo Jacobiano è:

$$\mathbf{J} = \mathbf{A} + \mathbf{A}' \cdot \psi - \mathbf{b}' \quad (1.43)$$

e lo schema di Newton quindi:

$$\begin{aligned} \mathbf{J}(\psi^{(m)}) \cdot \mathbf{h}^{(m)} &= -(\psi^{(m)}) \\ \psi^{(m+1)} &= \psi^{(m)} + \mathbf{h}^{(m)} \end{aligned} \quad (1.44)$$

Il metodo di Newton se da un lato presenta convergenza locale quadratica spesso si rivela molto sensibile alla soluzione iniziale la quale, se non sufficientemente

vicina alla soluzione finale, causa divergenza e quindi il fallimento dell'iterazione: per garantire la convergenza è talora necessario limitare il passo di integrazione temporale. L'applicazione dello schema si rivela spesso estremamente onerosa in quanto richiede il calcolo della matrice Jacobiana, non semplice da determinare e computazionalmente pesante. Proprio per questo sono state proposte varianti al metodo di Newton classico, approssimando in modi differenti la matrice  $J$ . Una delle varianti più utilizzate del metodo di Newton è costituita dal metodo di Picard. Molto agevole da implementare e poco costoso dal punto di vista computazionale, esso è caratterizzato da una convergenza lineare, quindi più lento del metodo di Newton, ma con convergenza iniziale più regolare [Paniconi and Putti (1994)]. Tale schema converge sotto condizione (l'operatore deve essere contrattivo), caratteristica che porta alla limitazione del passo di integrazione temporale, come nel caso del metodo di Newton.

Nella presente tesi, per il modello alla Richards, l'equazione (1.35) è linearizzata utilizzando il metodo di Picard che può essere ricavato direttamente dalla (1.43) approssimando lo Jacobiano con  $J = A$ , ottenendo quindi il sistema lineare:

$$\left( \nu \mathbf{H}^{k+\nu} + \frac{1}{\Delta t_k} \mathbf{P}^{k+\nu} \right) \mathbf{h}^{(m+1)}_{k+1} = \left[ \frac{1}{\Delta t_k} \mathbf{P}^{k+\nu} - (1 - \nu) \mathbf{H}^{k+\nu} \right] \psi^k - \mathbf{q}^{*(m)}_{k+\nu} \quad (1.45)$$

dove il vettore delle incognite è costituito da:

$$\mathbf{h}^{(m+1)}_{k+1} = \psi^{(m+1)}_{k+1} - \psi^{(m)}_{k+1} \quad (1.46)$$

La convergenza si ritiene raggiunta quando la norma euclidea di  $\mathbf{h}^{(m+1)}_{k+1}$  sia minore di una certa tolleranza prefissata, cioè:

$$|\mathbf{h}^{(m+1)}_{k+1}|_2 < \tau$$

oppure quando la norma massima di  $\mathbf{h}^{(m+1)}_{k+1}$  sia minore della tolleranza:

$$|\mathbf{h}^{(m+1)}_{k+1}|_{max} < \tau$$



Nel fissare il valore della tolleranza non lineare si deve porre molta attenzione all'entità dei valori delle pressioni, ed in particolare nel caso presente, alle unità di misura utilizzate, in modo da non rischiare di chiedere valori di  $\tau$  percentualmente troppo elevati o troppo bassi e privi quindi di significato ingegneristico.

La convergenza dello schema iterativo può essere migliorata in certi casi utilizzando la tecnica del rilassamento:

$$\psi_{k+1}^{(m+1)} = \psi_{k+1}^{(m)} + \omega \mathbf{h}_{k+1}^{(m+1)} \quad (1.47)$$

con  $0 \leq \omega \leq 1$  denominato parametro di rilassamento. In Figura (1.10) sono mostrati i profili di convergenza tipici dei metodi di Newton e di Picard.

Lo schema di Picard ha una formulazione semplice e preserva la simmetria della matrice degli elementi finiti. Per questa ragione è meno costoso, in termini di costo per iterazione, del metodo di Newton che richiede invece la valutazione della matrice Jacobiana che produce un sistema non simmetrico. L'approccio alla Picard, applicato a questa formulazione, è tipicamente soggetto a restrizioni sul time-step che può limitarne l'efficienza. L'efficienza dello schema di Newton è riportato in un gran numero di pubblicazioni (Settari and Aziz, 1975; Aziz and Settari, 1979; Helmig, 1997) e si lascia al lettore voler approfondire i vari aspetti di tale metodo. Poiché l'iterazione di Newton produce un sistema non simmetrico mentre il metodo di Picard preserva la simmetria, solutori diversi devono essere usati per i sistemi lineari risultanti. Per esempio il metodo del gradiente coniugato preconditionato con l'incompleta di Cholesky (*Cholesky preconditioned conjugate gradient method*) può essere usato per la soluzione del sistema simmetrico (Picard) [Kershaw (1978); Gambolati and Perdon (1984)]. Per il sistema non simmetrico (Newton), i metodi disponibili includono il *BiConjugate Gradient Stabilized method*, BI-CGSTAB, il *Minimum Residual algorithm*, GRAMRB, il *Generalized Conjugate Residual method*, GCRK, e il *Transpose-Free Quasi-Minimal Residual algorithm*, TFQMR. Per una breve introduzione alle metodologie per la soluzione dei sistemi lineari si rimanda al Capitolo 1.10.

### 1.8.4 Time stepping euristico - HTS

La grandezza dei time step durante il transitorio della simulazione sono dinamicamente “aggiustati” in accordo con l’andamento della convergenza dello schema iterativo non lineare. La tolleranza di convergenza è specificata, insieme al numero massimo di iterazioni permesse durante ogni time step. La simulazione inizia con una grandezza di time step  $\Delta t$  e procede fino alla conclusione della simulazione definita dal  $t_{max}$ . La grandezza del time step corrente è incrementata se la convergenza è archiviata in meno di un numero di iterazioni  $i_1$  definito a priori, rimane invariata se la convergenza richiesta è tra il range di valori  $i_1$  e  $i_2$  e viene diminuita se la convergenza è archiviata in più di  $i_2$  iterazioni. Se la convergenza non è raggiunta la soluzione al tempo corrente è ricalcolata (“*back stepping*”) riducendo la grandezza del time step. Per il primo time step del transitorio, o nei problemi stazionari, le condizioni iniziali sono usate come prima stima della soluzione per la procedura iterativa. Per i susseguenti time step del transitorio la soluzione del passo precedente è usata come prima stima.

### 1.8.5 Condizioni iniziali e al contorno del modello

Nel modello numerico alla Richards possono essere imposte diverse condizioni al contorno, anche variabili nel tempo. Una breve descrizione delle diverse condizioni al contorno, che generalmente vengono utilizzate in campo idrogeologico per descrivere i fenomeni naturali, sono riportate di seguito.

#### Condizione al contorno atmosferica - ATMBC

Le condizioni al contorno atmosferiche (ATMBC) consistono in una distribuzione spaziale omogenea o non-omogenea di flussi di precipitazione e/o di evapotraspirazione superficiale. I valori di flusso in input sono considerati come potenziali precipitazioni o evaporazioni. I valori attuali, che dipendono dal flusso prevalente e dal valore della pressione in superficie, calcolati a partire dai valori di input e

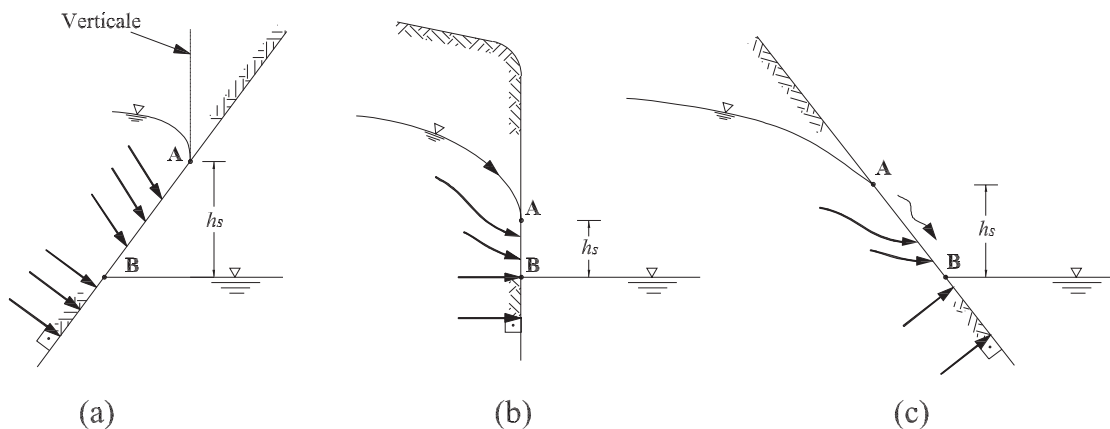


Figura 1.11: *La seepage face, AB [Bear and Verruijt (1988)].*

dinamicamente adottati dal codice durante la simulazione. I nodi della superficie possono dunque variare da una condizione al contorno specifica di flusso (Neumann) a una di valore costante di pressione (Dirichlet), e viceversa.

### La Seepage face - SFBC

Ogni qualvolta una superficie freatica incontra il confine esterno del dominio non terminerà mai alla quota del livello liquido libero di valle. Terminerà, invece, sempre in un punto localizzato sul confine al di sopra del livello liquido al di fuori del dominio di flusso (vedi punti (A) mostrati in Figura 1.11). Il segmento AB del confine al di sopra del livello libero di valle e al di sotto della superficie freatica è detto *seepage face* (o fonte sospesa). Lungo la *seepage face* l'acqua emerge dal mezzo poroso verso l'esterno scorrendo verso il basso. Nelle figure 1.11b, c la superficie freatica in A è tangente al contorno esterno; nella Figura 1.11a è tangente alla verticale per il punto A. La posizione della *seepage face* ( $h_s$ ), legata alla posizione della superficie freatica, è incognita ed è quindi determinata per via iterativa durante la soluzione.

Le tecniche di implementazione della condizione SFBC (*seepage face boundary conditions*) si basano sullo specificare il numero di possibili seepage face ed i nodi

sui quali ricercare la posizione del punto di uscita [Neuman (1973)]. Come per le atmospheric boundary conditions (ATMBC), anche la seepage face richiede un trattamento particolare. Il metodo usato nel codice è una variante della procedura descritta da Cooley (1983). Il codice aggiorna automaticamente la posizione del punto di uscita della seepage face dopo ogni iterazione e time step. Nel nostro caso la lista dei potenziali punti di uscita è dinamicamente aggiornata considerando il livello variabile della marea nel canale. I nodi al di sopra del punto di uscita sono trattati come condizione di Neumann a flusso nullo mentre quelli al di sotto come condizione di Dirichlet a pressione nulla.

Questa condizione è stata implementata tenendo conto di possibili back-stepping nel caso in cui la convergenza non lineare non sia raggiunta. In pratica, nel calcolare i valori del time step successivo, rimangono memorizzate in un apposito vettore i valori della seepage face ai passi temporali precedenti e corrente per evitare la perdita informazioni.

### **Condizione al contorno variabile nel tempo - VARBC**

Trattasi di condizioni al contorno che variano continuamente da Dirichlet a Neumann e viceversa, in base alla quota che raggiunge la marea. Questa condizione è stata implementata ad hoc nel codice per le simulazioni oggetto di studio. La marea, analiticamente descritta attraverso una sinusoide, viene discretizzata nel tempo con dei tratti a quota costante. Quando la marea supera la quota della superficie del dominio la condizione che si instaura è quella di Dirichlet con valori di pressione sui nodi del layer superiore calcolati in base all'altezza di sommersione. Viceversa, quando la marea scende a valori inferiori alla quota superiore del dominio, la condizione diventa di Neumann e il valore di flusso sui nodi è imposto in funzione dell'area afferente a ciascun nodo e al valore di evapotraspirazione considerato. Anche questo tipo di condizione è implementata tenendo conto del possibile back-stepping nel caso in cui la convergenza non lineare non sia stata

raggiunta.

### Condizioni di Neumann e Dirichlet standard

Queste condizioni vengono generalmente utilizzate per simulare le condizioni idrostatiche lungo un confine o condizioni di flusso note.

### La condizione iniziale

La condizione iniziale può essere letta come un unico valore di carico piezometrico  $\psi$ , oppure può essere specificata per ciascun nodo. Nel nostro caso il valore assegnato della pressione iniziale è definito dalla condizione idrostatica sui nodi al di sotto del livello del medio mare e dalla condizione di pressione capillare per la zona superiore.

### 1.8.6 Preprocessori: generazione delle condizioni al contorno e iniziali

Per la generazione delle condizioni iniziali è stato implementato un preprocessore che assegna a tutti i nodi il valore di pressione iniziale. Il valore della condizione iniziale è facilmente definibile come:  $\psi(i) = \pi - z(i)$ ,  $i = 1, 2, 3, \dots, l$  dove  $l$  è il numero totale di nodi interessati,  $z$  è la quota dei nodi e  $\pi$  è la quota del medio mare (m s.l.m.).

La generazione delle condizioni al contorno si avvale di un secondo preprocessore che permette di indicare in input il valore di evapotraspirazione da assegnare ai nodi. Il programma determina e assegna ai nodi di evapotraspirazione il valore di evapotraspirazione in base all'area di competenza. Determina inoltre i nodi con condizioni al contorno variabili e in base alla quota della marea nel tempo, ad ogni time step, assegna il tipo appropriato di condizione (Dirichlet o Neumann). Infine assegna i nodi sui quali ricavare la seepage face ad ogni time step.

## 1.9 Modello numerico bifase

Le equazioni di bilancio di massa e le relazioni ausiliarie che governano il flusso bifase dell'acqua e dell'aria in un mezzo poroso, possono essere riassunte come segue:

$$\begin{aligned}\sigma \frac{\partial p_w}{\partial t} + \phi \rho_w \frac{\partial S_w}{\partial t} &= \nabla \cdot (\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla p_w - \rho_w \vec{g})) \\ \phi \frac{\partial}{\partial t} (\rho_a S_a) &= \nabla \cdot (\rho_a \lambda_a \mathbf{k} (\nabla p_a - \rho_a \vec{g})) + q_a \\ S_w + S_a &= 1; \quad p_c(S_w) = p_a - p_w\end{aligned}$$

Sostituendo le relazioni ausiliarie nelle equazioni di bilancio di massa e risolvendo in funzione della pressione e della saturazione in acqua, si ottiene la formulazione accoppiata pressione-saturazione:

$$\sigma \frac{\partial p_w}{\partial t} + \phi \rho_w \frac{\partial S_w}{\partial t} = \nabla \cdot (\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla p_w - \rho_w \vec{g})) \quad (1.48)$$

$$\phi \frac{\partial}{\partial t} (\rho_a (1 - S_w)) = \nabla \cdot (\rho_a \lambda_a \mathbf{k} (\nabla p_w + \nabla p_c - \rho_a \vec{g})) + q_a \quad (1.49)$$

sono possibili altre formulazioni scegliendo differenti variabili dipendenti. Tuttavia la scelta di  $p_w$  e  $S_w$  offre caratteristiche ottimali per la soluzione numerica (Helmig, 1997). Le equazioni (1.48) e (1.49) sono fortemente non lineari poichè:

$$\sigma = \sigma(S_w); \quad \lambda_w = \lambda_w(S_w); \quad \lambda_a = \lambda_a(S_w); \quad p_c = p_c(S_w)$$

e:

$$\rho_a = \rho_a(p_a); \quad \mu_a = \mu_a(p_a)$$

come discusso nelle definizioni riportate nella prima parte di questo Capitolo.

### 1.9.1 Discretizzazione spaziale

La discretizzazione spaziale è realizzata usando elementi finiti triangolari lineari nella formulazione di Galerkin. La soluzione agli elementi finiti del sistema accop-

piato di PDE approssima la soluzione esatta  $(p_w, S_w)$  con  $(\hat{p}_w, \hat{S}_w)$  usando funzioni di base lineari  $N_g(x, z)$  definite in un dominio  $\Omega$  discretizzato in  $p$  triangoli e  $l$  nodi:

$$\begin{aligned} p_w \approx \hat{p}_w &= \sum_{g=1}^l \hat{p}_{w,g}(t) N_g(x, z) \\ S_w \approx \hat{S}_w &= \sum_{g=1}^l \hat{S}_{w,g}(t) N_g(x, z) \end{aligned} \quad (1.50)$$

con la pressione capillare  $p_c$  approssimata come:

$$p_c \approx \hat{p}_c = \sum_{g=1}^l \hat{p}_{c,g}(t) N_g(x, z) \quad (1.51)$$

dove  $\hat{p}_{w,g}$  e  $\hat{S}_{w,g}$  sono rispettivamente le componenti dei vettori delle soluzioni nodali  $\mathbf{p}_w$  e  $\mathbf{S}_w$ .

### Equazione di bilancio di massa per la fase acqua

Sostituendo la soluzione approssimata e l'espressione della pressione capillare nell'equazione di bilancio di massa per la fase acqua (1.48) si ottiene la seguente espressione del residuo:

$$L_1(\hat{p}_w, \hat{S}_w) = \sigma \frac{\partial \hat{p}_w}{\partial t} + \phi \rho_w \frac{\partial \hat{S}_w}{\partial t} - \nabla \cdot (\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla \hat{p}_w - \rho_w \vec{g})) \quad (1.52)$$

L'errore è minimizzato imponendo l'ortogonalità del residuo con le  $l$  funzioni di base, che produce l'integrale di Galerkin:

$$\int_{\Omega} L_1(\hat{p}_w, \hat{S}_w) N_g(x, z) d\Omega = 0; \quad g = 1, \dots, l \quad (1.53)$$

Sviluppando l'equazione (1.53) e applicando il lemma di Green alle derivate spaziali si ottiene:

$$\begin{aligned} &\int_{\Omega} \sigma \frac{\partial \hat{p}_w}{\partial t} N_g d\Omega + \int_{\Omega} \phi \rho_w \frac{\partial \hat{S}_w}{\partial t} N_g d\Omega + \int_{\Omega} (\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla \hat{p}_w - \rho_w \vec{g})) \cdot \nabla N_g d\Omega \\ &- \int_{\Gamma} (\rho_w \lambda_w \mathbf{k} (\nabla \hat{p}_w - \rho_w \vec{g})) \cdot \vec{n} N_g d\Gamma = 0; \quad g = 1, \dots, l \end{aligned}$$

### Equazione di bilancio di massa per la fase aria

Seguendo una procedura simile per l'equazione di bilancio di massa della fase aria, si ottiene l'espressione:

$$\begin{aligned}
& \int_{\Omega} \phi \frac{\partial}{\partial t} (\rho_a (1 - \hat{S}_w)) W_i d\Omega \\
& + \int_{\Omega} (\rho_a \lambda_a \mathbf{k} (\nabla \hat{p}_w + \nabla \hat{p}_c - \rho_a \vec{g})) \cdot \nabla N_g d\Omega \\
& - \int_{\Gamma} (\rho_a \lambda_a \mathbf{k} (\nabla \hat{p}_w + \nabla \hat{p}_c - \rho_a \vec{g})) \cdot \vec{n} N_g d\Gamma \\
& - \int_{\Omega} q_a N_g d\Omega = 0; \quad g = 1, \dots, l
\end{aligned}$$

### Coefficienti della matrice di rigidità e di massa

Sostituendo l'equazione (1.50) e l'espressione della pressione capillare (1.51), avvalendosi delle condizioni al contorno per rimpiazzare i termini integrali sulla frontiera, si ottiene il seguente sistema di ODE (Ordinary differential equations):

$$K(\mathbf{u}) \mathbf{u} + H(\mathbf{u}) \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{q}(\mathbf{u}) = 0 \quad (1.54)$$

dove le matrici  $K$  e  $H$  sono:

$$K = \begin{bmatrix} B & 0 \\ C & 0 \end{bmatrix}; \quad H = \begin{bmatrix} D & E \\ 0 & F \end{bmatrix}$$

mentre i vettori  $\mathbf{u}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$ , e  $\mathbf{q}$  sono:

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} \mathbf{p}_w \\ \mathbf{S}_w \end{bmatrix}; \quad \dot{\mathbf{u}} = \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{p}}_w \\ \dot{\mathbf{S}}_w \end{bmatrix}; \quad \mathbf{q} = \begin{bmatrix} \mathbf{r} \\ \mathbf{t} \end{bmatrix}$$

dove i differenti coefficienti hanno la seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
b_{gh} &= \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \rho_w^e \lambda_w^e \mathbf{k}^e \cdot \nabla N_g^e \cdot \nabla N_h^e d\Delta^e \\
c_{gh} &= \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \rho_a^e \lambda_a^e \mathbf{k}^e \cdot \nabla N_g^e \cdot \nabla N_h^e d\Delta^e
\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
d_{gh} &= \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \sigma^e N_g^e N_h^e d\Delta^e \\
e_{gh} &= \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \phi^e \rho_w^e N_g^e N_h^e d\Delta^e; & f_{gh} &= - \sum_{e=1}^p \int_{\Delta^e} \phi^e \rho_a^e N_g^e N_h^e d\Delta^e \\
r_g &= - \sum_{e=1}^p \left[ \int_{\Delta^e} g (\rho_w^e)^2 \lambda_w^e k_z^e \frac{\partial N_g^e}{\partial z} d\Delta^e \right] \\
t_g &= \sum_{e=1}^p \left[ \left( \int_{\Delta^e} \rho_a^e \lambda_a^e \mathbf{k}^e \cdot \nabla N_h^e \cdot \nabla N_g^e d\Delta^e \right) \hat{p}_{c,g} \right. \\
&\quad \left. - \int_{\Delta^e} g (\rho_a^e)^2 \lambda_a^e k_z^e \frac{\partial N_g^e}{\partial z} d\Delta^e - \int_{\Delta^e} q_a^e N_g^e d\Delta^e - \int_{\Gamma_2^e} q_a^* N_g^e d\Gamma^e \right]
\end{aligned}$$

Nelle equazioni precedenti  $B = \{b_{gh}\}$ ,  $C = \{c_{gh}\}$ ,  $D = \{d_{gh}\}$ ,  $E = \{e_{gh}\}$ , e  $F = \{f_{gh}\}$  sono, rispettivamente, le matrici di rigidezza e di massa dell'acqua e dell'aria;  $\mathbf{r} = \{r_g\}$  e  $\mathbf{t} = \{t_g\}$  incorporano i termini sorgenti/assorbenti, i termini di gravità e le condizioni al contorno di Neumann. I vettori  $\mathbf{u}$  e  $\dot{\mathbf{u}}$  contengono le incognite nodali di pressione e saturazione in acqua e le corrispondenti derivate temporali. Le matrici di massa  $D$ ,  $E$ , e  $F$  sono costruite con la tecnica del “mass lumped” per ragioni di stabilità (Kaluarachchi and Parker, 1989) mentre, nelle matrici di rigidezza  $B$  e  $C$ , le mobilità idrauliche sono valutate con la tecnica “fully upwind” come suggerito da Helmig (1997).

Il potenziale di ogni fase  $\beta$  è definita come:

$$\psi_\beta = p_\beta - \rho_\beta g z; \quad \beta = w, a$$

e la mobilità lungo ogni lato che connette due punti nodali è valutata come:

$$\begin{aligned}
\lambda_{\beta,ij} &= \lambda_{\beta,i}; & \psi_{\beta,j} - \psi_{\beta,i} &\leq 0 \\
\lambda_{\beta,ij} &= \lambda_{\beta,j}; & \psi_{\beta,j} - \psi_{\beta,i} &> 0
\end{aligned}$$

Questa scelta introduce piccoli effetti di diffusione numerica che garantisce un andamento monotono della soluzione numerica ed evita indesiderabili oscillazioni. Le matrici di rigidezza  $B$  e  $C$  sono simmetriche e definite positive. Le matrici di

massa  $D$ ,  $E$ , e  $F$  sono diagonali quando sono costruite con la tecnica del “mass lumped”.

### 1.9.2 Discretizzazione temporale

La discretizzazione temporale dell’eq. (1.54) si ottiene con lo schema alle differenze finite di Eulero implicito, che da luogo al seguente sistema di equazioni algebriche da risolvere ad ogni time step:

$$\left[ K(\mathbf{u}^{n+1}) + \frac{H(\mathbf{u}^{n+1})}{\Delta t^n} \right] \mathbf{u}^{n+1} = \left[ \frac{H(\mathbf{u}^{n+1})}{\Delta t^n} \right] \mathbf{u}^n - \mathbf{q}(\mathbf{u}^{n+1}) \quad (1.55)$$

dove  $\Delta t^n$  è la dimensione del time step;  $n$  e  $n + 1$  indicano, rispettivamente, il tempo precedente e corrente. Il sistema non lineare (1.55) può essere scritto anche come:

$$\begin{bmatrix} B + D/\Delta t & E/\Delta t \\ C & F/\Delta t \end{bmatrix}^{n+1} \begin{bmatrix} \mathbf{p}_w \\ \mathbf{S}_w \end{bmatrix}^{n+1} = \begin{bmatrix} D/\Delta t & E/\Delta t \\ 0 & F/\Delta t \end{bmatrix}^{n+1} \begin{bmatrix} \mathbf{p}_w \\ \mathbf{S}_w \end{bmatrix}^n - \begin{bmatrix} \mathbf{r} \\ \mathbf{t} \end{bmatrix}^{n+1}$$

### 1.9.3 Schemi non lineari

Ad ogni time step il sistema lineare (1.55) è risolto utilizzando uno schema iterativo basato sul metodo di Newton (Dennis and Schnabel, 1983; Kelley, 1995). A questo scopo l’equazione (1.55) viene riscritta come

$$f(\mathbf{u}^{n+1}) = A(\mathbf{u}^{n+1}) \mathbf{u}^{n+1} - \mathbf{b}^*(\mathbf{u}^{n+1}) = 0$$

dove:

$$A(\mathbf{u}^{n+1}) = \left[ K(\mathbf{u}^{n+1}) + \frac{H(\mathbf{u}^{n+1})}{\Delta t^n} \right]; \quad \mathbf{b}^*(\mathbf{u}^{n+1}) = \left[ \frac{H(\mathbf{u}^{n+1})}{\Delta t^n} \right] \mathbf{u}^n - \mathbf{q}(\mathbf{u}^{n+1})$$

espandendo  $f(\mathbf{u}^{n+1})$  e utilizzando l’apice  $r$  per indicare l’iterazione non lineare  $r$ -esima, si ottiene:

$$f(\mathbf{u}^{n+1,r+1}) = f(\mathbf{u}^{n+1,r}) + f'(\mathbf{u}^{n+1,r}) (\mathbf{u}^{n+1,r+1} - \mathbf{u}^{n+1,r}) + \dots = 0$$

dove  $\mathbf{s}^{r+1} = \mathbf{u}^{n+1,r+1} - \mathbf{u}^{n+1,r}$  è il vettore della direzione di ricerca corrente che contiene le correzioni della pressione e della saturazione in acqua  $\mathbf{s}^{r+1} = [\delta \mathbf{p}_w^{n+1,r+1}, \delta \mathbf{S}_w^{n+1,r+1}]^T$ . L'iterazione di Newton si definisce come:

$$J(\mathbf{u}^{n+1,r}) \mathbf{s}^{r+1} = -f(\mathbf{u}^{n+1,r}); \quad \mathbf{u}^{n+1,r+1} = \mathbf{u}^{n+1,r} + \mathbf{s}^{r+1} \quad (1.56)$$

dove la matrice Jacobiana è data da  $J = A + A' \mathbf{u} - \mathbf{b}'$ , dove i termini all'apice viene indicato la differenziazione del vettore. Quando lo Jacobiano completo è approssimato trascurando  $A'$  e  $\mathbf{b}'$ , si ottiene lo schema di Picard (Paniconi and Putti, 1994; Putti and Paniconi, 1995). Si considera raggiunta la convergenza non lineare quando la norma della direzione di ricerca rispetta uno dei seguenti test sulla convergenza:

$$\|\mathbf{s}^{r+1}\| \leq \epsilon_{nl}; \quad \text{or} \quad \max_i |s_i^{r+1}| \leq \epsilon_{nl}$$

dove  $\|\cdot\|$  è la norma Euclidea. Inoltre, se le componenti della pressione e della saturazione hanno differenti ordini di grandezza, si considerano diversi test di convergenza:

$$\|\mathbf{p}_w^{n+1,r+1} - \mathbf{p}_w^{n+1,r}\| \leq \epsilon_p; \quad \text{e} \quad \|\mathbf{S}_w^{n+1,r+1} - \mathbf{S}_w^{n+1,r}\| \leq \epsilon_S$$

oppure:

$$\max_i |p_{w,i}^{n+1,r+1} - p_{w,i}^{n+1,r}| \leq \epsilon_p; \quad \text{e} \quad \max_i |S_{w,i}^{n+1,r+1} - S_{w,i}^{n+1,r}| \leq \epsilon_S$$

dove  $\epsilon_p$  e  $\epsilon_S$  sono, rispettivamente, le tolleranze non lineari per le componenti della pressione e della saturazione in acqua.

Un'altra possibilità è quella di considerare il test basato sui residui relativi non lineari:

$$\|f(\mathbf{u}^{n+1,r+1})\| \leq \epsilon_{nl} \|f(\mathbf{u}^{n+1,0})\|$$

Le considerazioni sullo schema di Picard e sullo schema di Newton ricalcano quanto già detto al Paragrafo 1.8.2 del modello alla Richards. Analogamente si rimanda al Capitolo 1.10 per quanto riguarda i dettagli sui metodi proiettivi di soluzione dei sistemi lineari

### 1.9.4 Time stepping euristico - HTS

L'accuratezza nella scelta del time step della simulazione è di cruciale importanza per ottenere una veloce convergenza non lineare. Come nel modello alla Richards viene adottata una tecnica di Time stepping di tipo euristico (*HTS*, Heuristic Time Step) che adatta il  $\Delta t$  nel corso della simulazione con un approccio empirico basato sulla velocità di convergenza non lineare (numero di iterazioni non lineari) al passo temporale precedente (si veda il Paragrafo 1.8.4).

## 1.10 Solutori proiettivi per sistemi lineari

La discretizzazione e le procedure di linearizzazione descritte producono grandi sistemi sparsi di equazioni lineari che vanno ripetutamente risolte (a ciascuna iterazione non lineare ed ad ogni passo temporale). Questi sistemi discreti linearizzati possono essere sia simmetrici definiti positivi che non simmetrici: sono simmetrici nel caso dell'equazione di flusso linearizzato con il metodo di Picard, sono non simmetrici per l'equazione di trasporto e per il flusso linearizzato con il metodo di Newton.

Metodi proiettivi basati sugli spazi di Krylov sono stati sviluppati recentemente per grandi sistemi sparsi sia simmetrici che non simmetrici. Forniamo nel seguito una breve rassegna delle idee che fanno da fondamento ai metodi proiettivi. Per una descrizione teorica più dettagliata il lettore può fare riferimento a Saad (1990). La forma usata per esprimere un sistema lineare o linearizzato di equazioni è la seguente:

$$A\mathbf{x} = \mathbf{b} \tag{1.57}$$

dove  $A$  è una matrice di dimensione  $N \times N$  che rappresenta il flusso o il trasporto o uno Jacobiano. Un metodo proiettivo proietta  $A\mathbf{x} = \mathbf{b}$  in sottospazi (chiamati spazi di Krylov) di dimensione crescente  $\ell$  e risolve il sistema ridotto nel sottospazio. Il procedimento converge alla soluzione corretta  $\mathbf{x}$  in aritmetica esatta dopo  $N$

iterazioni. In pratica, tuttavia, si cerca di ottenere la convergenza ben prima che la dimensione del sottospazio di Krylov raggiunga il suo massimo valore. Per questa ragione, e per via della loro natura ripetitiva, i solutori proiettivi sono considerati a tutti gli effetti metodi iterativi.

Un metodo proiettivo parte da una soluzione iniziale, generalmente arbitraria,  $\mathbf{x}_0$  e definisce una nuova approssimazione  $\mathbf{x}_\ell$  nel sottospazio  $\mathbf{x}_0 + K_\ell$  dove  $K_\ell$  è lo spazio di Krylov di dimensione  $\ell$ :

$$K_\ell = \text{span} \{ \mathbf{r}_0, A\mathbf{r}_0, A^2\mathbf{r}_0, \dots, A^{\ell-1}\mathbf{r}_0 \} \quad (1.58)$$

essendo  $\mathbf{r}_0 = \mathbf{b} - A\mathbf{x}_0$  il residuo iniziale corrispondente a  $\mathbf{x}_0$ . La nuova soluzione  $\mathbf{x}_\ell$  è ricavato imponendo le ben note condizioni di ortogonalità di Petrov-Galerkin tra il nuovo residuo  $\mathbf{r}_\ell$  ed uno spazio ausiliario  $L_\ell$  della stessa dimensione di  $K_\ell$ , cioè  $\mathbf{r}_\ell \perp L_\ell$ .

Differenti scelte di  $L_\ell$  producono altrettanti metodi proiettivi. Sotto questo aspetto c'è una perfetta somiglianza concettuale tra un metodo proiettivo del tipo descritto più sopra e l'approccio variazionale classico dei residui pesati, ad esempio gli elementi finiti, usato per risolvere un problema ai valori iniziali e/o al contorno.

Le scelte più comuni per  $L_\ell$  sono:

1.  $L_\ell = K_\ell$ . Questa scelta corrisponde al metodo ortogonale di Galerkin. Il metodo classico del gradiente coniugato (GC) appartiene a questa categoria. La soluzione  $\mathbf{x}_\ell$  esiste certamente ad ogni iterazione  $\ell$  (o spazio di Krylov di dimensione  $\ell$ ) se  $A$  è simmetrica definita positiva, cioè nel nostro caso solo per il problema di flusso linearizzato con il metodo di Picard. In questa circostanza si può dimostrare che  $\mathbf{x}_\ell$  minimizza la norma  $A^{-1}$  di  $\mathbf{r}_\ell$ , vale a dire il metodo ortogonale di Galerkin è anche un metodo di minimizzazione del residuo (MR) in rapporto ad una opportuna norma di  $\mathbf{r}_\ell$ . Dall'altro lato, se  $A$  è non simmetrica, o è simmetrica non definita positiva,  $\mathbf{x}_\ell$  non soddisfa alcuna proprietà di ottimo e la sua esistenza ad ogni iterazione non

è garantita. In quest'ultimo caso il metodo proiettivo di Galerkin può fallire ad una determinata iterazione durante la procedura iterativa. Questo succede effettivamente spesso qualora il metodo GC fosse applicato a matrici non simmetriche o simmetriche non definite positive.

2.  $L_\ell = AK_\ell$ . Un metodo proiettivo ortogonale in questa categoria è anche un metodo MR che minimizza la norma euclidea del residuo  $\|\mathbf{r}_\ell\|_2$ . La soluzione  $\mathbf{x}_\ell$  esiste sempre per ogni  $\ell$  e  $\|\mathbf{r}_\ell\|$  non può crescere con  $\ell$ . L'algoritmo GMRES (“generalized minimal residual”) di Saad e Schultz per matrici non simmetriche rientra in questa categoria.
3.  $L_\ell$  viene costruito usando la trasposta  $A^T$  di  $A$ . Nessuna proprietà di ottimo è soddisfatta da un metodo proiettivo appartenente a quest'ultima categoria (a meno che  $A = A^T$  con  $A$  definita positiva, nel qual caso il metodo rientra nella categoria numero 1). Di nuovo  $\mathbf{x}_\ell$  non necessariamente esiste in ogni spazio di Krylov e il metodo può fallire ad una certa iterata. Gli algoritmi più robusti in questa categoria sono Bi-CGSTAB (“biconjugate gradient stabilized”) e TFQMR (“transpose-free quasi-minimal residual”).

Bi-CGSTAB e TFQMR sono entrambi una variante del metodo del gradiente biconiugato (BCG) di Lanczos. Si deve dire che nè Bi-CGSTAB nè TFQMR rimediano il possibile fallimento di BCG. Infatti in aritmetica esatta Bi-CGSTAB e TFQMR falliscono ogni qual volta fallisce BCG. Per contro la convergenza del GMRES troncato dipende dal numero  $p$  dello spazio di Krylov nel quale la soluzione viene cercata ma non si può avere divergenza durante il procedimento. Questo non implica che GMRES( $p$ ) converga sempre poichè si può avere stallo di  $\mathbf{r}_\ell$  dopo un determinato valore di  $\ell$ .

Nella pratica risolutiva tutti gli algoritmi proiettivi (CG, GMRES, Bi-CGSTAB, TFQMR) devono essere preconditionati per convergere. Precondizionatori efficaci e ampiamente usati sono quelli basati sulla fattorizzazione incompleta di  $A$  [Ker-

shaw (1978)]. Nella cosiddetta fattorizzazione incompleta di Cholesky o di Crout, spesso denominata ILU(0), i fattori triangolari bassi ed alti  $L$  ed  $U$ , rispettivamente, di  $A$  (con  $U = L^T$  se  $A = A^T$ ) sono calcolati usando una procedura standard di fattorizzazione con la cancellazione di tutti gli elementi nuovi generati durante il processo.

ILU(0) è il preconditionatore meno costoso ricavato con la fattorizzazione incompleta di  $A$ . Consentendo, e al tempo stesso controllando, un parziale riempimento di  $L$  e  $U$  si ottiene un preconditionatore migliore ma più costoso. La fattorizzazione corrispondente è chiamata  $(\rho, \tau)$  con  $\rho$  e  $\tau$  parametri definiti dall'utente con lo scopo di controllare il processo di riempimento, e quindi la qualità (ed il costo) del preconditionatore. Il parametro  $\rho$  specifica il massimo numero di elementi nuovi da conservare in ciascuna riga di  $L$  ed  $U$  mentre  $\tau$  definisce il valore minimo di ogni nuovo elemento di  $L$  ed  $U$  (in rapporto alla corrispondente riga di  $A$ ) sotto il quale l'elemento stesso viene cancellato. Con  $\rho = N$  e  $\tau = 0$ , ILUT( $N, 0$ ) calcola i fattori triangolari esatti di  $A$  ed il metodo proiettivo corrispondente converge in una iterazione. Questo è un caso speciale privo ovviamente di interesse pratico. Allo stesso modo con  $\rho = 0$  (e  $\tau$  arbitrario) si ottiene ILU(0).

La scelta del preconditionatore più conveniente, in termini di costo complessivo, richiede un compromesso tra due requisiti opposti: accelerazione della convergenza asintotica e costo minimo per il calcolo sia di  $L$  che di  $U$ . La scelta finale comunque dipenderà in parte anche da  $A$ , cioè dal tipo di problema (flusso, trasporto, Jacobiano) da risolvere. Esperienze reiterate con problemi di flusso [Gambolati and Perdon (1984)] suggeriscono che il GC con ILU(0) è molto vantaggioso in problemi simmetrici e che Bi-CGSTAB è il più robusto tra i metodi proiettivi non simmetrici. GMRES( $p$ ) con  $p = 20$  (nella versione con "restart") è risultato il meno robusto. In parecchi problemi non simmetrici ILU(0) non è sufficiente ad assicurare una convergenza accettabile ed è necessario usare ILUT( $\rho, \tau$ ) con valori opportuni di  $\rho$  e  $\tau$ . In termini di costo totale Bi-CGSTAB, GMRES(20) e TFQMR sono gros-

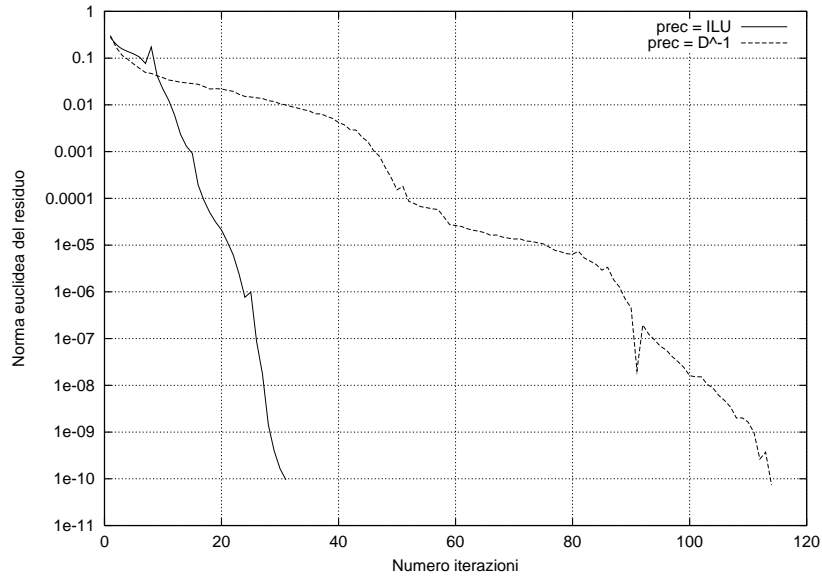


Figura 1.12: Confronto fra la convergenza del BiCGSTAB utilizzando come preconditionatori  $K = D^{-1}$  e  $K = ILU(0)$ . L'ordine del sistema è  $N = 2056$ .

somodo equivalenti quando tutti e tre convergono, con Bi-CGSTAB leggermente più efficiente degli altri due solutori. In Figura (1.12) è mostrato un profilo di convergenza del BiCGSTAB preconditionato con  $ILU(0)$  e con preconditionatore diagonale per un sistema di ordine 2056.



## Capitolo 2

# Suolo, Vegetazione, Marea: Assunzioni e Risultati

In questo Capitolo viene presentato il setup geometrico per i vari modelli numerici utilizzati e vengono definiti ed illustrati i parametri e le assunzioni, generali e particolari di ogni modello, utilizzati nelle simulazioni. Il primo Paragrafo descrive le assunzioni generali fatte che possono ritenersi valide per entrambi i modelli utilizzati. Nei paragrafi successivi vengono quindi descritte le particolari assunzioni richieste nello specifico dai diversi modelli numerici e alcuni esempi numerici rappresentativi eseguiti per saggiare la bontà delle scelte effettuate nello specifico. Vengono analizzati i vari risultati ottenuti, anche confrontando i vari modelli, al fine di comprendere in quale modo i vari parametri in gioco influenzano la fisica del problema. Infine si esplicitano alcune considerazioni di rilievo sui risultati ottenuti.

## 2.1 Assunzioni generali

In questo Paragrafo vengono riportate le assunzioni generali che vengono utilizzate, con i necessari adattamenti numerici, ai modelli considerati nel Capitolo 1.

### 2.1.1 Andamento della forzante di marea

L'andamento della forzante di marea, sulla barena schematizzata, è stato simulato con una funzione di tipo sinusoidale di periodo pari a 12 ore e di ampiezza pari a 2 m. La quota della superficie della barena nelle simulazioni effettuate è posta a +0.3 m s.l.m.m. ( $\bar{h} = 0.3$  m), tranne in alcune simulazioni senza vegetazione in cui è stata posizionata alla stessa quota del medio mare ( $\bar{h} = 0.0$  m). La differenza di quota conduce a differenze di idroperiodo.

L'andamento sinusoidale è analiticamente descritto da  $H_{marea} = 4.70 + \sin(\omega t)$ , dove  $\omega = 2\pi/12$ , poichè rispetto al piano impermeabile posto a quota 0.0, il livello medio del mare è posto a +4.70 m e la superficie del dominio a +5.00 m.

### 2.1.2 I parametri generali del modello

Un accurato studio dei parametri si è reso necessario al fine di definire quale fosse l'importanza di ognuno di questi nelle simulazioni svolte.

I parametri presi in considerazione sono sostanzialmente:

1. le caratteristiche e le tipologie di suolo, definite:
  - dai valori di conducibilità idraulica orizzontale  $K_x$  e verticale  $K_z$  e quindi dal loro rapporto;
  - dai parametri delle curve caratteristiche (curve di risalita capillare) che descrivono le proprietà idrauliche del mezzo;
2. il valore del flusso di evapotraspirazione/traspirazione o unicamente di evaporazione (cioè con e senza vegetazione)

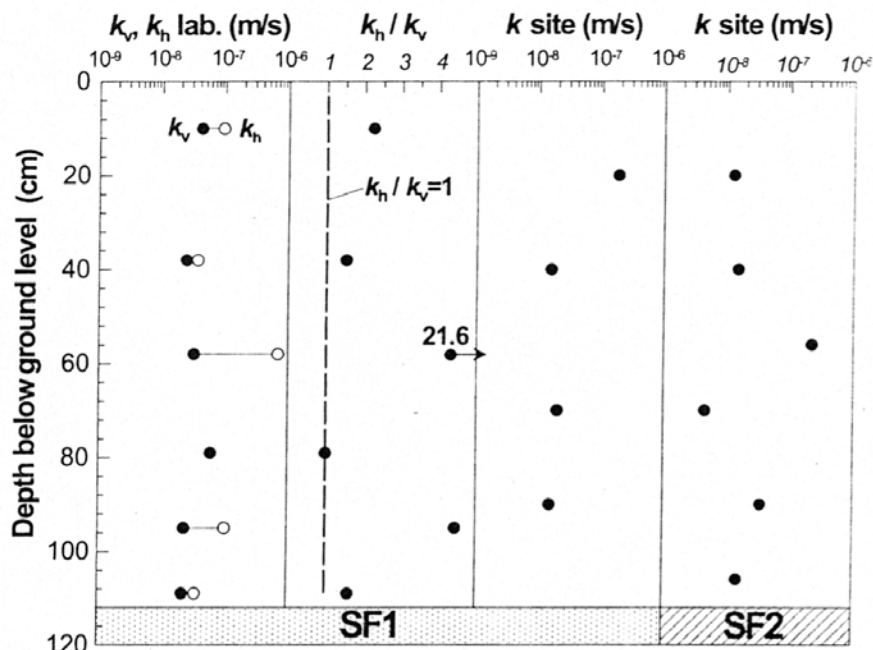


Figura 2.1: Permeabilità misurata nei fori-sonda SF1 ed SF2 (S.Felice).

Permeabilità misurata nei fori-sonda SF1 ed SF2 in barena S. Felice [da Simonini and Cola (2002)].

### 2.1.3 Parametri delle curve caratteristiche di risalita capillare e tipi di suolo

Si è studiata la risposta del modello per diversi tipi di suolo per poi focalizzare l'attenzione su tre tipi di terreno che possono essere interpretati come sabbia limosa, limo sabbioso e limo. La Figura 2.1 riassume le misure di permeabilità effettuate in campo [Simonini and Cola (2002)] per investigare le proprietà del suolo della Laguna di Venezia tramite due fori-sonda (SF1 e SF2).

Nel modello di Richards sono necessari i parametri delle curve di risalita capillare di van Genuchten che sono stati calcolati inserendo nei database UNSODA-ROSETTA [Nemes *et al.* (2001); Schaap and van Genuchten (2001)] le caratteristiche dei suoli determinati sperimentalmente da Simonini and Cola (2002) e Cahoon

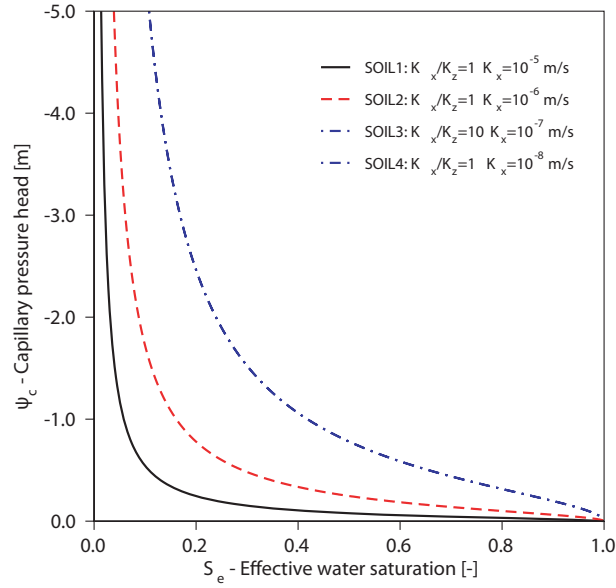


Figura 2.2: Curve di risalita capillare di van Genuchten riscalate secondo Leverett (1941) usate nel modello alla Richards.

and Reed (1995) al quale si riferisce, in Tabella 2.1, il SOIL2.

I valori dei parametri per gli altri tipi di terreno sono stati scalati in accordo con la funzione di Leverett [Leverett (1941)]:

$$\psi_{s,i} = \psi_{s,2} \sqrt{\frac{K_{z,2}}{K_{z,i}}}$$

dove l'indice  $i = 1, 2, 3, \dots, n$  si riferisce al tipo di suolo. In questa equazione sono

|       | $K_x$ (m/s) | $K_z$ (m/s) | $\psi_s$ (m) | $S_{wr}$ | $n$  | $\phi$ |
|-------|-------------|-------------|--------------|----------|------|--------|
| SOIL1 | $10^{-5}$   | $10^{-5}$   | -0.041       | 0.15     | 1.89 | 0.4    |
| SOIL2 | $10^{-6}$   | $10^{-6}$   | -0.130       | 0.15     | 1.89 | 0.4    |
| SOIL3 | $10^{-6}$   | $10^{-7}$   | -0.411       | 0.15     | 1.89 | 0.4    |
| SOIL4 | $10^{-7}$   | $10^{-7}$   | -0.411       | 0.15     | 1.89 | 0.4    |

Tabella 2.1: Parametri di van Genuchten che definiscono i tipi di suolo esplorati in dettaglio nelle simulazioni.

state usate le componenti verticali del tensore di conducibilità in quanto danno il maggiore contributo alla dinamica nello strato insaturo, dove quasi sempre il moto di filtrazione è verticale.

Per i suoli riassunti nella Tabella 2.1 vengono riportate le curve di risalita capillare (Fig. 2.2), scalate secondo la conducibilità verticale.

Le curve di risalita capillare riassumono con la loro forma le caratteristiche idrauliche del terreno ed il range significativo per il loro utilizzo è limitato alla zona nella quale il valore di suzione rimane limitato alle reali possibilità di drenaggio e imbibizione del mezzo poroso (valori di saturazione intorno a  $0,2 \div 0,3$ ). Infatti, come si può vedere in Figura 2.2, per valori di  $S_e(\psi)$  che tendono a zero ( $S_w \rightarrow S_{wr}$ ,  $S_{wr}$  valore d'acqua residuo) i valori di  $\psi$  tendono a  $\infty$ . La condizione imposta di flusso costante può portare in certi casi a condizioni irreali di pressione pur rimanendo il modello formalmente corretto. Ciò che fisicamente si realizza in tali condizioni è che per piccoli valori del grado di saturazione la fase liquida forma degli “anelli” isolati e perciò non è più continua. La forza di attrazione tra solido e liquido risulta molto forte e le pressioni richieste per estrarla sono grandissime.

Si è inoltre effettuata una ricerca del valore limite di traspirazione per i terreni caratterizzati da bassa permeabilità in modo da non produrre valori di suzione irreali. Come vedremo nei risultati queste imposizioni non variano in pratica le conclusioni generali che otterremo.

Analogamente, per il modello bifase, sono necessarie le curve caratteristiche che descrivono la pressione capillare e le permeabilità relative come riportato nella 1.34. Il modello bifase implementato utilizza le curve di Brooks and Corey (1964a) (1.14 e 1.15). Tali relazioni sono esplicitate in funzioni tabellari ottenute secondo Morel-Seytoux *et al.* (1996) partendo dai parametri delle curve analitiche di van Genuchten. A tal proposito si è implementato un preprocessore ad hoc che in output definisce le curve tabellari subito utilizzabili in input dal codice bifase preservando le caratteristiche dei terreni precedentemente definite con i parametri

di van Genuchten per il modello alla Richards.

### Flussi di evapotraspirazione

Le radici della vegetazione sono capaci, aumentando la concentrazione di soluto nel loro citoplasma, di abbassare nel tessuto la loro acqua potenziale (diminuendo approssimativamente fino a -0.6 MPa per vegetazione tipica terrestre [Taiz and Zeiger (2002)]) per regolare la richiesta d'acqua tramite osmosi. Le alofite sono particolarmente abili in questo. Grazie a questa abilità nell'aggiustamento osmotico, l'acqua assorbita dalle radici non è limitata a meno che il contenuto d'acqua del suolo diventi molto basso, avvicinandosi al punto di appassimento. A causa della grande disponibilità d'acqua che le caratterizza, questa situazione non accade mai nelle aree lagunari umide, e, come conseguenza, l'assunzione di acqua può procedere sempre alla percentuale di massima richiesta fisiologica della pianta. La traspirazione viene perciò considerata come costante nel tempo e il corrispondente flusso viene distribuito all'interno dello strato di 30 cm che definisce la zona delle radici. Sono state esaminate nel modello differenti distribuzioni della densità delle radici lungo la verticale [Vrugt *et al.* (2001); Taiz and Zeiger (2002)].

Nella Figura 2.3 è stata riportata, come esempio, la distribuzione ottenuta da Vrugt *et al.* (2001) che è stata adattata nelle simulazioni sull'altezza di 30 cm mantenendo le proporzioni indicate nello schema normalizzato.

I risultati ottenuti sono tutti piuttosto simili a quelli ottenuti con una distribuzione verticale della densità delle radici costante, la quale è stata assunta come riferimento e verrà illustrata in seguito.

I valori di traspirazione osservati per vegetazione delle zone umide sono piuttosto variabili e sono riportate in un intervallo pari a  $0.7 \div 3$  volte l'evaporazione dallo specchio liquido [Otis (1914); Allen *et al.* (1992); Gleen *et al.* (1995); Herbst and Kappen (1999)]. Dacey and Howes (1994) hanno osservato valori di traspirazione per aree di *Spartina maritima* in clima temperato pari a circa 4 mm/gg.

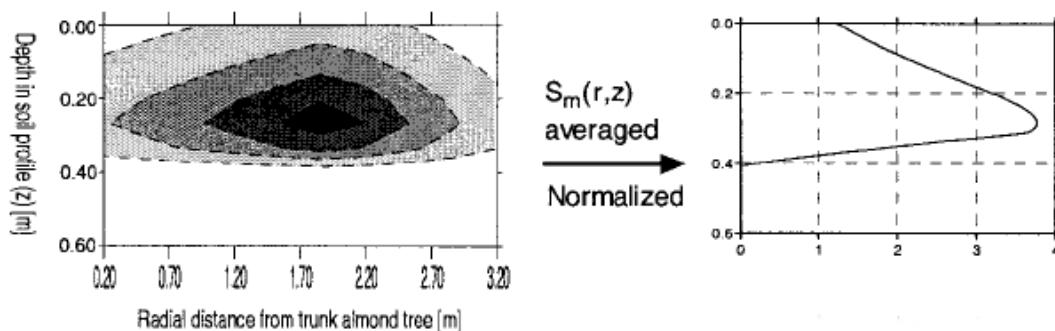


Figura 2.3: *Distribuzione spaziale bidimensionale dell'acqua potenzialmente assorbita delle radici ottenute dal modello HYDRUS2D [Vrugt et al. (2001)].*

Gleen *et al.* (1995) forniscono stime di evapotraspirazione totale maggiore di 15 mm/gg per la *Typha domingensis* in estate. Più recentemente, Sanchez-Carrillo *et al.* (2004) mostrano che in un clima semi arido, il valore di traspirazione dalle piante in ambiente umido (*Phragmites australis*, *Claudium mariscus* e *Typha domingensis*) varia tra 4.9 mm/gg e 15.6 mm/gg, dove l'evaporazione dallo specchio liquido assume valori variabili tra 7.6 mm/gg e 8.7 mm/gg nello stesso periodo stagionale. La valutazione dell'evapotraspirazione in un clima temperato (usando i dati climatici della laguna di Venezia) con l'approccio di Penmann-Montieth [Allen *et al.* (1992)] ha prodotto valori rappresentativi di circa 6.4 mm/gg per alofite dominanti in quest'area.

Si sono studiate diversi output delle simulazioni corrispondenti a differenti valori di evapotraspirazione. I risultati, come vedremo, sono qualitativamente simili e il valore di riferimento di 8 mm/gg è stato adottato come rappresentativo di un valore medio nel tempo (es. giorno) realistico. Si assume che il flusso di traspirazione rimanga costante durante la simulazione, anche quando la barena è allagata, poiché la respirazione delle piante procede anche durante la loro sommersione. Il valore assunto, pur in accordo con molti autori, può condurre nei suoli a conducibilità idraulica molto bassa a pressioni capillari, in alcuni piccoli strati, molto elevati. Si sono esplorate, in questi casi, altri valori di evapotraspirazione per i suoli SOIL3 e

SOIL4 (si veda il Paragrafo 2.2.1).

Per valutare gli effetti netti della presenza della vegetazione sull'aerazione del suolo sono state fatte delle comparazioni con il contenuto d'acqua del terreno risultante da un modello di barena a suolo nudo (senza vegetazione). In questo caso il flusso di evaporazione uscente imposto sulla superficie della barena è stato di 5 mm/gg. Tale valore è coerente con i rate osservati e con i rate di evaporazione da vegetazione/specchio liquido discusse precedentemente. Si noti che, in questo caso, non avviene evaporazione quando la superficie è allagata e che il flusso corrispondente nel modello è posto uguale a zero (la condizione sui nodi passa da Neumann a Dirichlet) in queste condizioni. Quando la superficie è esposta all'atmosfera, il flusso di evaporazione è assunto costante e indipendente dal contenuto d'acqua del suolo. Questa è un'approssimazione che può sopravvalutare il flusso uscente quando la superficie del terreno è particolarmente asciutta e l'effettiva evaporazione ridotta. Comunque, dato il grande contenuto d'acqua nel suolo negli ambienti umidi, questa circostanza capita infrequentemente e per piccoli periodi di tempo nei terreni con permeabilità verticale piccola. La discrepanza che ci si aspetta tra i flussi modellati e reali è perciò molto limitata.

## 2.2 Esempi numerici: modello alla Richards

La geometria del dominio usata per rappresentare una barena tipica soggetta alle fluttuazioni di marea è rappresentata in Figura 2.4. Tale geometria è la stessa utilizzata da Ursino *et al.* (2004); Marani *et al.* (2006b).

Essa consiste in una sezione trasversale di una barena situata tra due canali collegati con il mare. Il setup geometrico è simmetrico e solo metà della barena è stata discretizzata nel modello numerico poichè il flusso è nullo attraverso l'asse di simmetria. La dimensione verticale dalla superficie allo strato impermeabile di fondo è  $L_z = 5$  m ma nei plot sono riportate le figure tagliate alla quota di 2.5 m dal fondo. Sperimentazioni con diverse assunzioni della quota dello strato im-



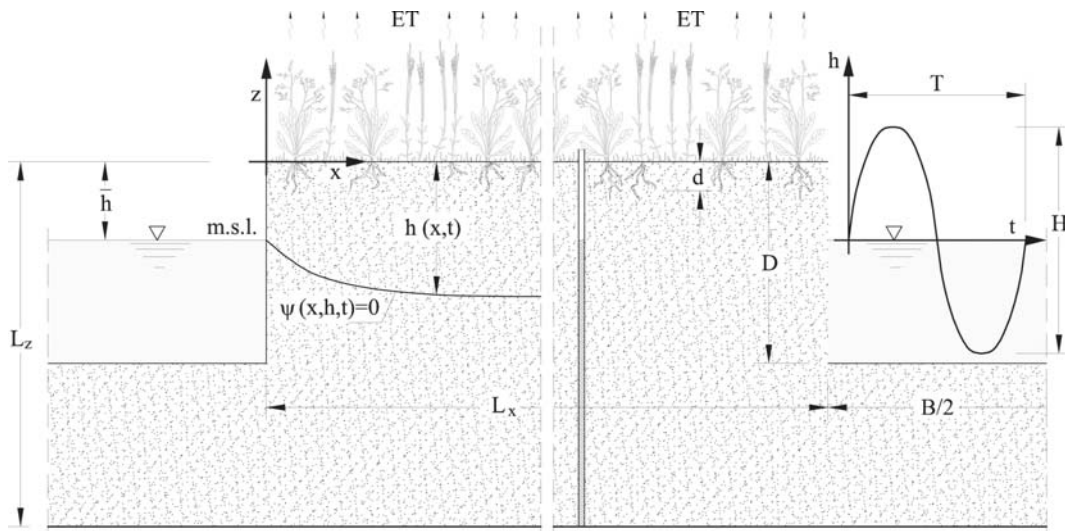


Figura 2.4: Rappresentazione schematica della sezione trasversale del modello di barena considerato. Il ciclo di marea imposto è rappresentato nel canale sulla destra.

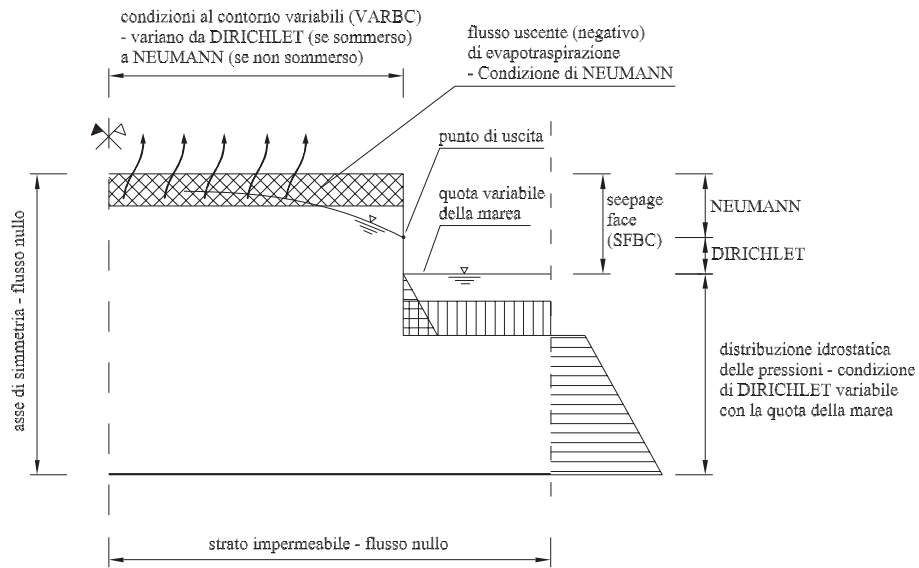


Figura 2.5: Schema riassuntivo delle condizioni al contorno sul dominio.

permeabile hanno mostrato che la soluzione non è influenzata dalla sua presenza a tale profondità. Per la condizione al contorno sulla parete verticale, al di sotto del canale, è stata assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni. Questa assunzione è in principio corretta solo se il contorno non è vicino alla barena, dove le linee di flusso hanno una curvatura apprezzabile. Le deviazioni dall'assunzione di andamento idrostatico sono in pratica molto piccole, particolarmente per piccoli valori di conducibilità idraulica e non dovrebbe interessare il modello di aerazione complessivo calcolato. In Figura 2.4 è visibile la larghezza del canale  $B$  e la lunghezza della barena,  $L_x$  tra canale e canale. Si assume  $L_x = 10$  m e  $B = 1$  m;  $\bar{h}$  rappresenta la quota della barena rispetto al livello medio del mare.

Il dominio bidimensionale è stato discretizzato utilizzando 10556 triangoli e 5461 nodi. La mesh è non omogenea e risulta più fitta nella zona superficiale dove è richiesto un maggiore dettaglio per via delle variazioni di pressione più repentine. Nella Figura 2.5 sono riassunte le condizioni al contorno già ampiamente descritte nel Paragrafo 1.8.5.

### 2.2.1 Risultati

Il modello è stato inizializzato, in tutte le simulazioni, alla capacità di campo (condizione iniziale al tempo  $t = 0$ ) ponendo quindi un valore di pressione definito in ogni nodo della mesh (Paragrafi 1.8.5 e 1.8.6). Il modello è stato fatto girare fino al raggiungimento della periodicità della capacità di campo in modo da eliminare la dipendenza dalle condizioni iniziali. Sono infatti le condizioni al contorno che governano la soluzione e solo dopo un certo numero di cicli di marea, variabile in base ai parametri imposti nel modello, la soluzione può ritenersi priva di elementi perturbativi e quindi rappresentativa della soluzione reale. Prendendo una condizione di pressione iniziale arbitraria, uniformemente distribuita su tutta la barena, se l'influenza sui risultati ottenuti diventa trascurabile ovvero se la simulazione decorre per un certo numero di cicli, significa che a partire da quell'istante e per tutti

i tempi successivi la soluzione ottenuta si ripete periodicamente in funzione dell'andamento dell'onda senza più risentire della forzatura imposta con le condizioni iniziali.

### I gradi di saturazione

Le distribuzioni di saturazione all'interno della barena a diversi livelli di marea, per i terreni considerati, sono riportate nelle Figure 2.6, 2.7, 2.8 e 2.9. Le sequenze sono relative ai suoli considerati precedentemente nei plot di carico piezometrico (SOIL1 e SOIL4) con valori di traspirazione pari ad 8 mm/gg e di evaporazione pari a 5 mm/g in superficie. I risultati relativi al SOIL4 ( $K_x = K_z = 10^{-8}$  m/s) mostrano che, anche quando la barena completamente sommersa, il layer aerato persiste, a causa del bilancio che sussiste tra infiltrazione dallo strato superficiale saturo e l'assorbimento dall'apparato radicale della piante. Si nota come lo strato insaturo si espanda e si contraiga vincolato dalle condizioni della forzante di marea. Il layer permanentemente aerato è localizzato a circa a  $20 \div 30$  cm al di sotto della superficie. La persistenza del layer aerato è vincolata alle caratteristiche del suolo (permeabilità idrauliche) come vedremo più in dettaglio osservando i plot di saturazione media.

### Gradi di saturazione media

Il controllo delle caratteristiche del suolo sulla persistenza del layer aerato è illustrato in Figura 2.10, nel quale è riportato il valore della media temporale della saturazione del suolo calcolato nell'ultimo ciclo di marea simulato in presenza di vegetazione per i differenti suoli considerati. Si può notare che, per conducibilità idrauliche relativamente maggiori (SOIL1,  $K_x = K_z = 10^{-5}$  m/s e SOIL2,  $K_x = K_z = 10^{-6}$  m/s), i rate di infiltrazione dalla superficie sono piuttosto grandi e i flussi di traspirazione delle piante non riescono a bilanciarli. In queste condizioni, le zone più aerate sono localizzate vicino al canale, dove il movimento

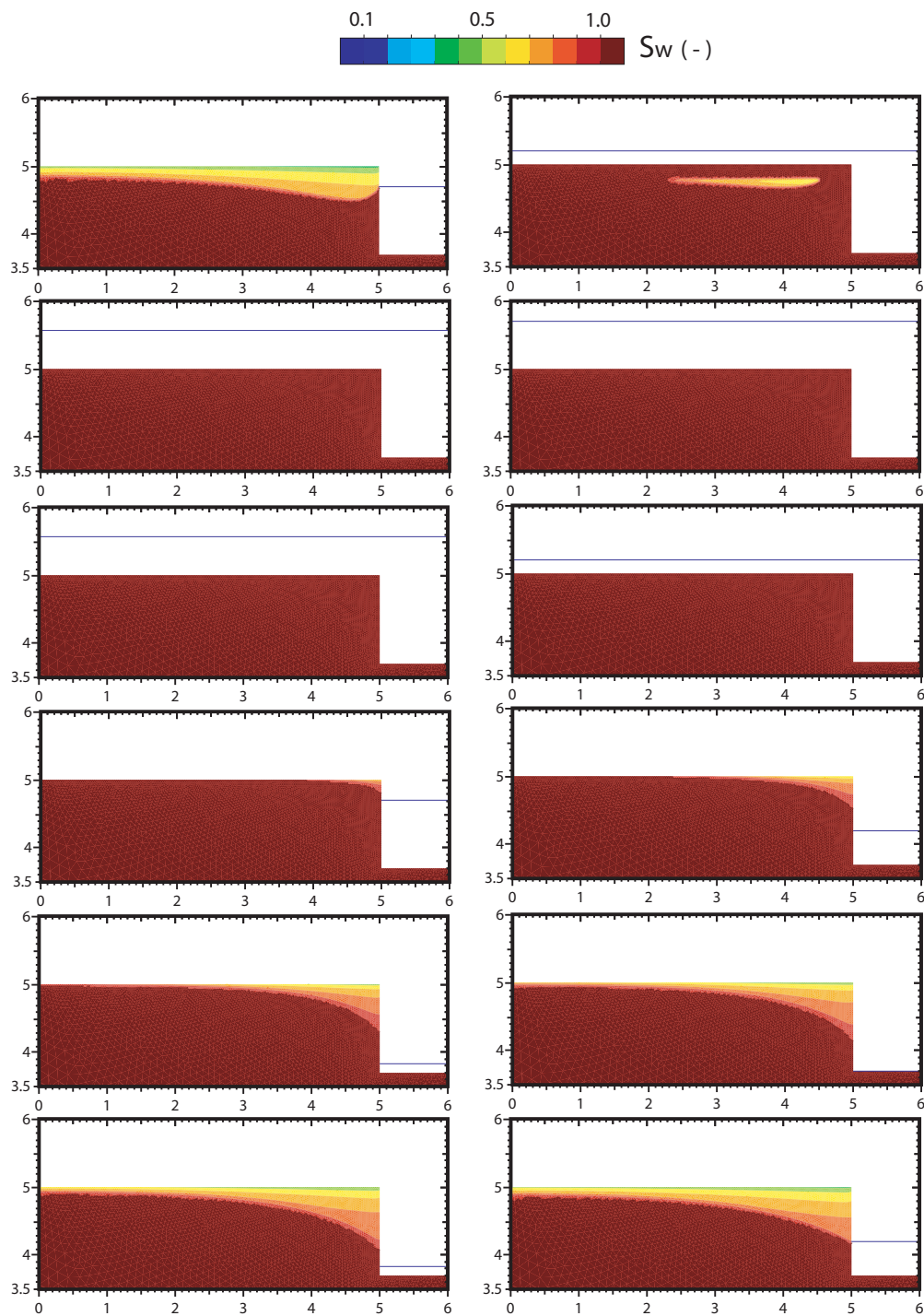


Figura 2.6: Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena *vegetata* (12 ore = 12 plot)(SOIL1, ET = 8 mm/gg).

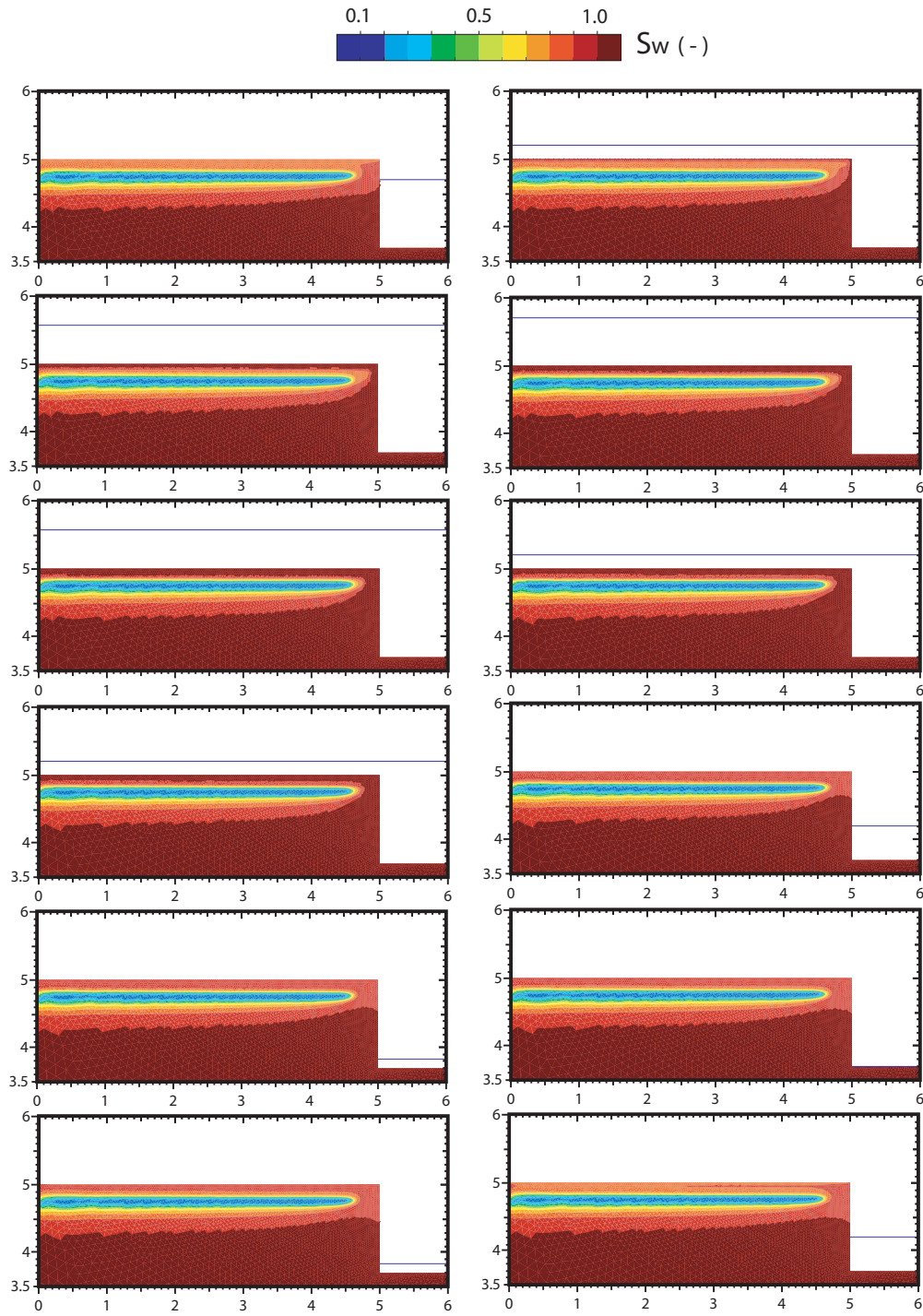


Figura 2.7: Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena *vegetata* (12 ore = 12 plot)(*SOIL4*,  $ET = 8 \text{ mm/gg}$ ).

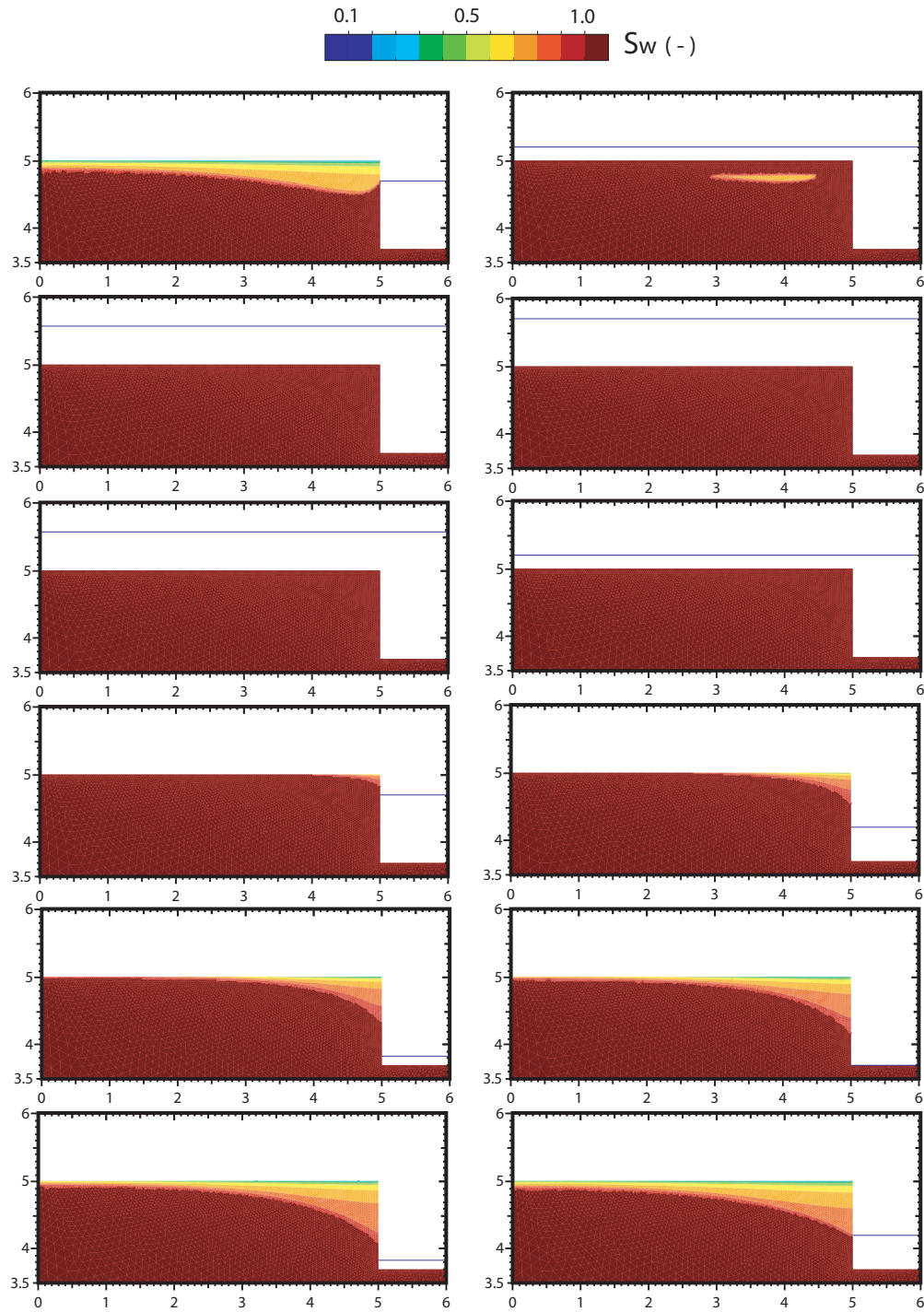


Figura 2.8: Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena *non vegetata* (12 ore = 12 plot)(*SOIL1*,  $E = 5$  mm/gg).

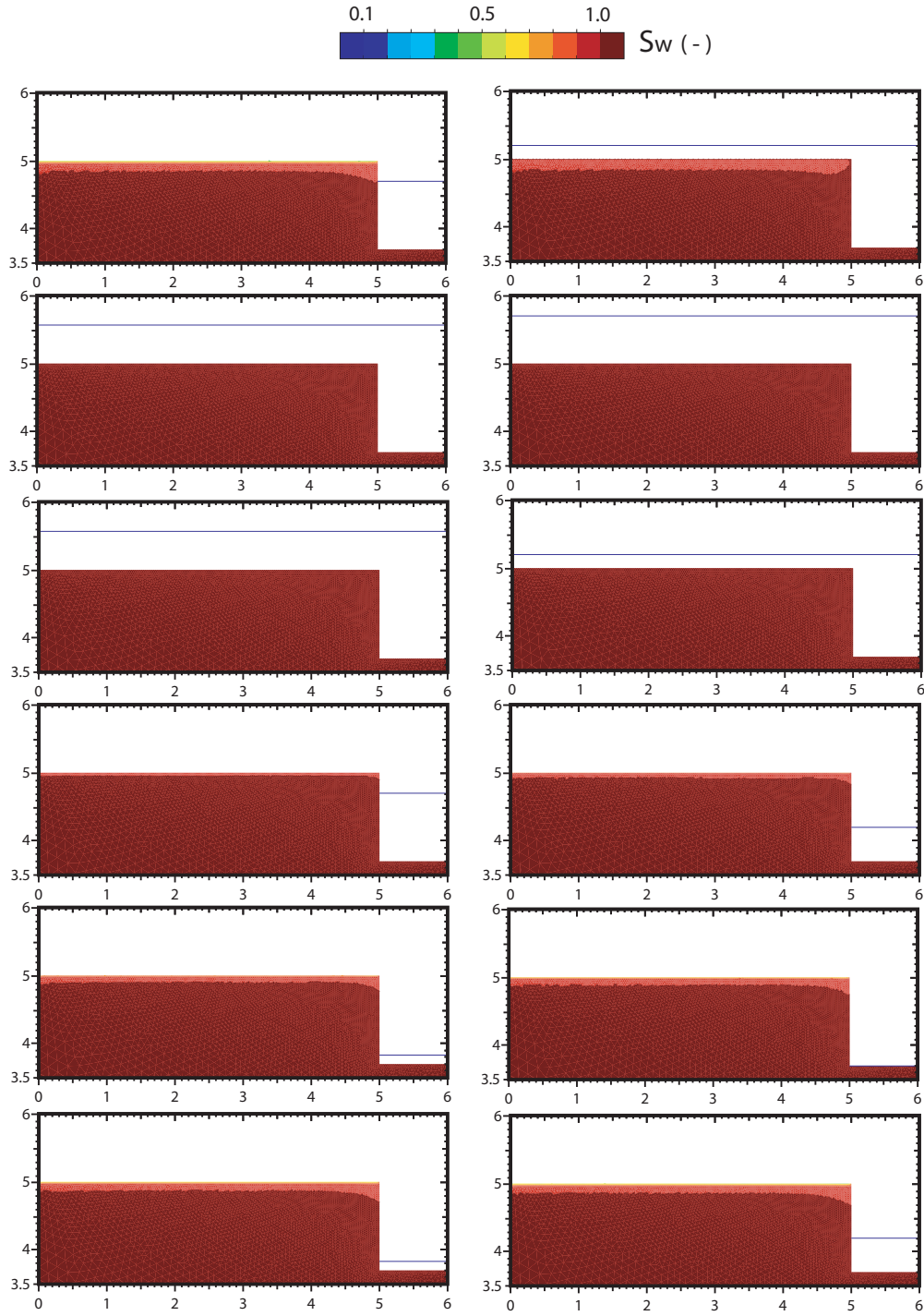


Figura 2.9: Sequenza temporale del profilo di saturazione per un intero periodo di marea in barena *non vegetata* (12 ore = 12 plot)(*SOIL4*,  $E = 5 \text{ mm/gg}$ ).

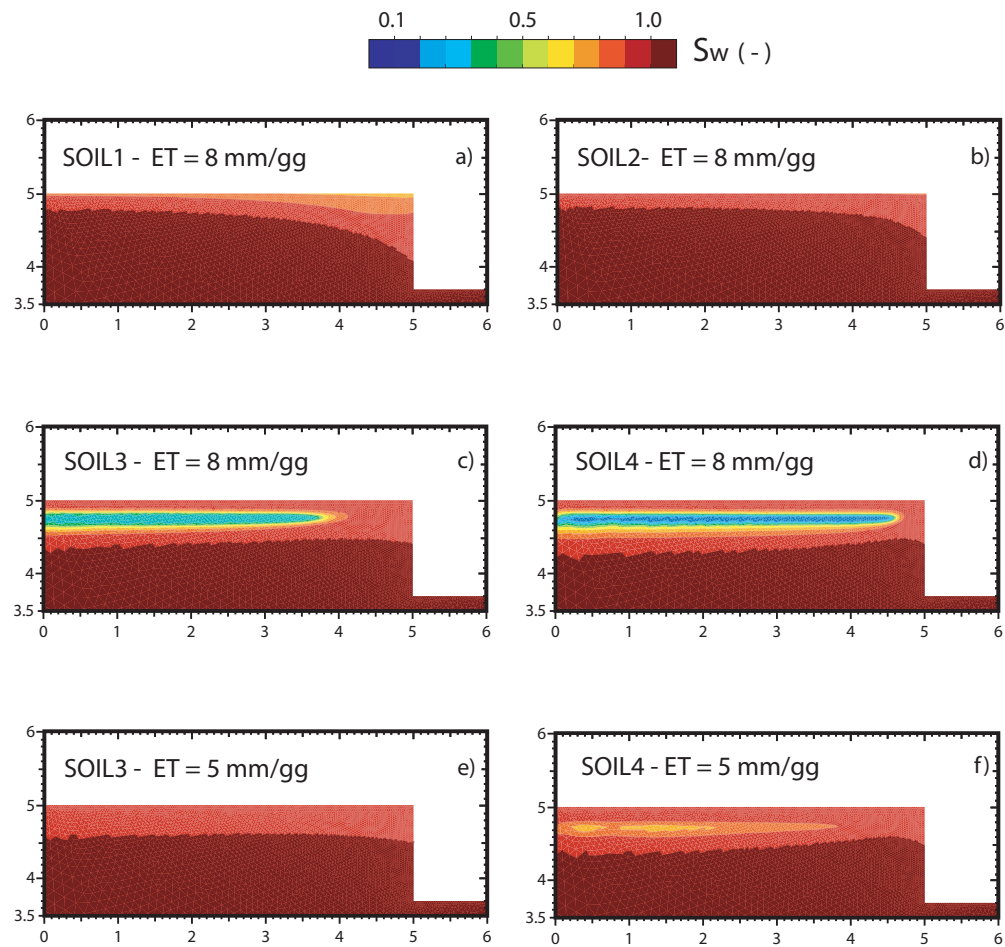


Figura 2.10: *Profilo della saturazione media all'interno della barena vegetata per i diversi suoli considerati (ET = 8 mm/gg).*



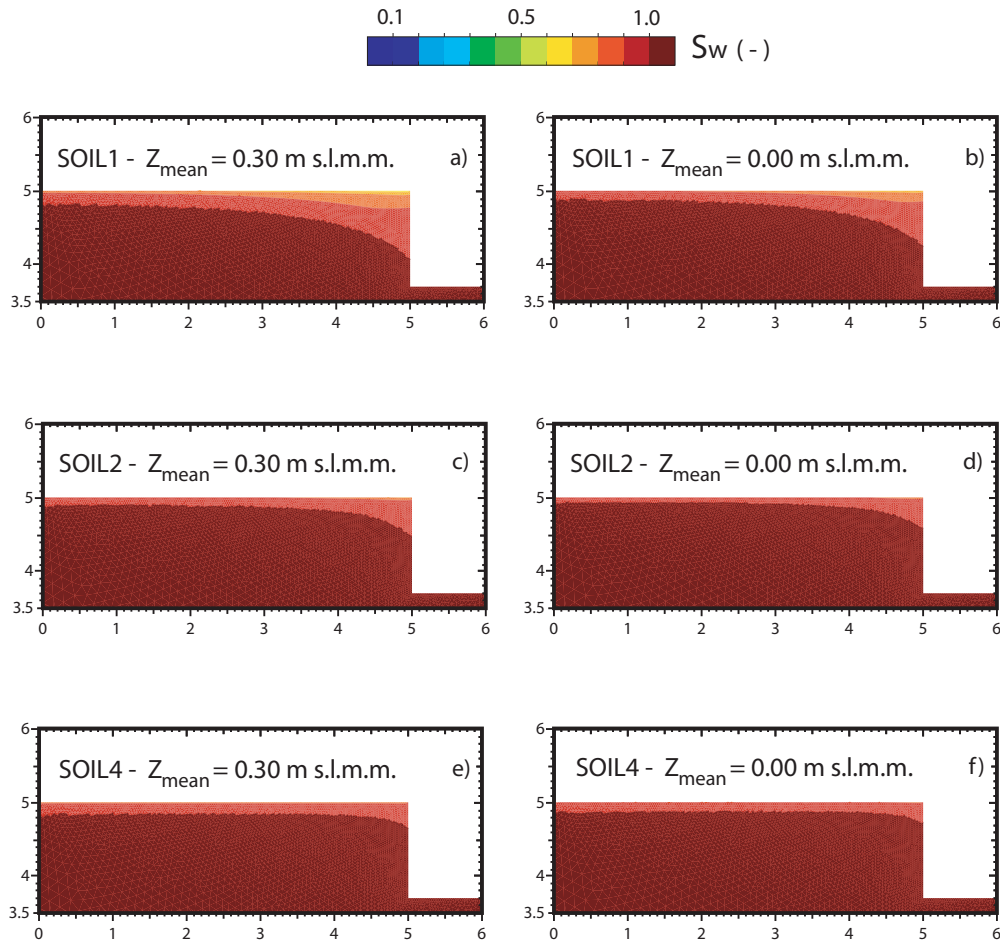


Figura 2.11: *Profilo della saturazione media all'interno della barena non vegetata caratterizzata da differenti quote e per i diversi suoli considerati ( $E = 5$  mm/gg).*

orizzontale dell'acqua dovuto al drenaggio nel canale è maggiore. Si può osservare che il livello libero della falda nel terreno è forzato dalle fluttuazioni del livello nel canale che a stento raggiunge l'interno della barena, così che la distribuzione della saturazione è virtualmente insensibile dal livello di marea ed è governato principalmente dai flussi verticali (infiltrazione e traspirazione). Tale risultato è consistente con quanto trovato da Ursino *et al.* (2004), i quali mostrano che il livello medio della falda all'interno dell'area di barena è maggiore del livello medio del mare. Nel caso opposto, durante il riflusso della marea, le condizioni di drenaggio sono stabilite, nel terreno della barena, dal lato vicino al canale. Quest'area è perciò caratterizzata da valori bassi di saturazione e da condizioni di aerazione relativamente alte. La comparazione dei risultati del SOIL1 e del SOIL2 mostra che, al diminuire della conducibilità idraulica, la zona aerata nei pressi del canale si riduce, ciò dovuto al fatto che le fluttuazioni di marea penetrano per una piccola distanza all'interno del barena. Un calo della conducibilità idraulica dà luogo ad un calo della rate complessiva di aerazione, così come l'aerazione del suolo è confinata nella zona chiusa dalla condizione al contorno di *seepage face* ed inoltre, il rate d'infiltrazione dalla superficie (quando sommersa) non può essere controbilanciato dalla traspirazione delle piante. Un'ulteriore diminuzione della conducibilità permette, piuttosto repentinamente, la formazione di uno strato aerato permanente (SOIL4,  $K_x = K_z = 10^{-8}$  m/s) e disconnette la maggior parte della barena dall'influenza del canale. Il ruolo delle conducibilità verticale ed orizzontale è illustrato dai i risultati del SOIL3. In questo caso, il pattern di aerazione è molto simile a quello ottenuto con il SOIL4, con l'eccezione dell'area vicino al canale. La maggior conducibilità orizzontale di SOIL3 permette un grande scambio di acqua tra il suolo e il canale, che cancella parzialmente l'effetto della traspirazione e perciò riduce l'aerazione (ovvero aumenta il contenuto medio di acqua nel suolo). Questo è visibile nella ridotta estensione dello strato più aerato. Inoltre è stato studiato l'effetto di differenti valori di  $\psi_s$  nelle relazioni di van Genuchten, i quali controllano quanto

velocemente la pressione capillare diminuisce al diminuire del contenuto d'acqua. Sperimentazioni usando  $K_x = K_z = 10^{-8}$  m/s (come in SOIL4) e  $\psi_s = -0.13$  m (come in SOIL2) produce un pattern d'aerazione molto simile a quello del SOIL4, mostrando come questo parametro abbia una piccola influenza nella creazione ed estensione dello strato aerato. Quindi, per suoli relativamente impermeabili, l'effetto globale della diminuzione della conducibilità idraulica è l'aumento dell'aerazione del suolo, in opposizione a quanto osservato per SOIL1 e SOIL2. Il valore di traspirazione limite determinato, pari a 5 mm/gg per il SOIL3 e SOIL4, non varia le conclusioni sopra riportate definite per il valore di 8 mm/gg. Anche con questi valori di traspirazione più piccoli, senza la modifica delle curve di risalita capillare, si ha la formazione di uno strato aerato permanente. Questa prova è stata effettuata per capire con esattezza se la modifica della curve di van Genuchten potesse cambiare il risultato ottenuto e le relative considerazioni riportate sopra. In pratica, l'imposizione di un valore di traspirazione minore, non ha modificato il pattern di aerazione ottenuto nel caso con 8 mm/gg di traspirazione.

Per meglio apprezzare il ruolo della traspirazione delle piante, si mostra in Figura 2.11 l'effetto del cambiamento delle caratteristiche del suolo sul pattern d'aerazione in barene non vegetate (velme). Si è visto che la superficie globalmente aerata diminuisce al decrescere della conducibilità idraulica. Questo andamento è dovuto al drenaggio orizzontale verso e dal canale, il quale è indebolito nei suoli poco permeabili. Si nota che il pattern aerato che si ottiene nel SOIL1 con e senza vegetazione sono praticamente identici. Come già osservato, con permeabilità molto grandi, la quantità d'acqua a disposizione nel terreno è abbondantemente sufficiente a compensare i flussi di evapotraspirazione. La Figura 2.11 inoltre descrive il limitato pattern aerato che può presentarsi nelle superficie soggette a marea non vegetate, rappresentate assumendo la quota del suolo uguale al livello medio del mare. Le superficie a marea sono i precursori delle barene e nascono con l'accrescimento della quota del suolo dovuto all'incremento di sedimentazione del

materiale, promosso dalla vegetazione pioniera. Anche in questo caso, si è visto che i suoli estremamente aerati sono localizzati vicino alla sponda del canale, fornendo suggerimenti interessanti per il ruolo e le dinamiche della vegetazione nella transizione da superficie a marea a barena.

## 2.3 Esempi numerici: modello bifase

La discretizzazione agli elementi finiti adottata per il modello bifase ricalca in pratica la geometria del modello alla Richards. In questo caso si considera una sezione 2D (“colonna di terreno”) di dimensioni trascurabili orizzontalmente (qualche centimetro), posizionata nei pressi della sezione di simmetria dello schema 2D riportato in Figura 2.4. Questa scelta è stata introdotta per scollegarsi dalle dinamiche complesse che interagiscono, in varie situazioni, nei pressi del canale. In queste zone, come visto nel Paragrafo 2.2, i flussi orizzontali (drenaggio e imbibizione) e verticali (evapotraspirazione) co-esistono in certi casi in funzione dei valori di permeabilità verticale e orizzontale del terreno. La diversa complessità del modello bifase crea diversi ostacoli computazionali nel simulare condizioni al contorno complesse come, ad esempio, la seepage face. Il maggiore onere computazionale richiederebbe, inoltre, tempi macchina elevati che non per i nostri scopi non sono giustificati. La scelta di posizionare una sezione nei pressi dell’asse di simmetria del dominio permette di svincolare lo studio dai flussi orizzontali, la cui importanza si risente solo nei pressi del canale, e concentrare l’attenzione unicamente sui bilanci tra i flussi verticali. Sono proprio quest’ultimi, come visto nel modello alla Richards, che determinano la presenza o meno di layer aerati nel sottosuolo e la relativa presenza di ossigeno disponibile per la vegetazione alofila. Un dettaglio della mesh di calcolo è riportato nella Figura 2.12.

In superficie si assume che, nel caso in cui il livello di marea sia superiore alla quota del dominio, i nodi superficiali siano sommersi dall’acqua e che la pressione in questi nodi sia uguale alla somma della pressione atmosferica e della pressione

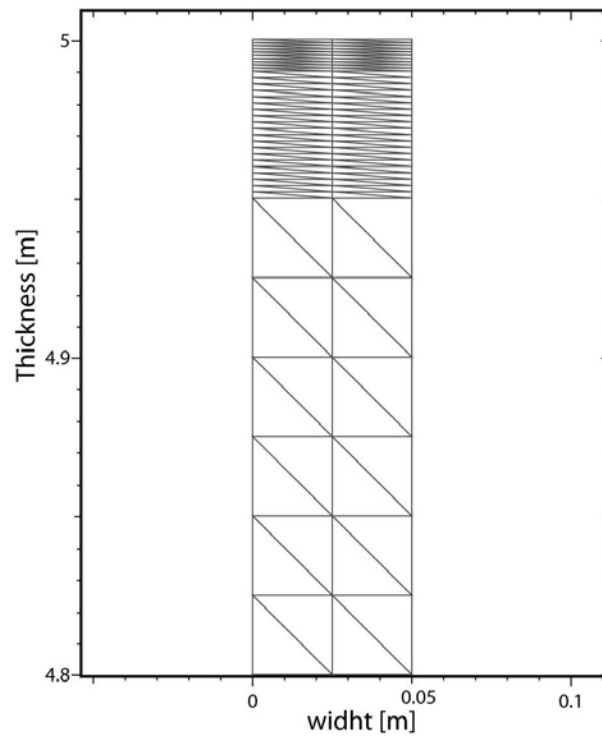


Figura 2.12: *Rappresentazione della mesh di calcolo 2D nei pressi della superficie utilizzata nel modello bifase. Si noti il raffittimento della mesh nel primo strato dove la soluzione risente maggiormente dello switch delle condizioni al contorno sulla superficie (Dirichlet e Neumann)*

idrostatica del carico idrico della colonna d'acqua sovrastante e la saturazione in acqua sia pari al valore 1 (completamente saturo):

$$p_w = p_{atm} + (h_0 - z) \rho_w g; \quad S_w = 1$$

Mentre, quando il livello idrico è inferiore alla quota dei nodi superficiali che definiscono le condizioni al contorno la pressione della fase aria è uguale alla pressione atmosferica. In questo caso la pressione e la saturazione in acqua possono essere scelte in vari modi. Si assume che lo strato superficiale esposto all'atmosfera sia completamente secco (drenaggio istantaneo) nel caso non sommerso in modo che, nei nodi che impongono le condizioni al contorno, si abbia:

$$p_w = p_{atm} + p_c(S_{wr}); \quad S_w = S_{wr}$$

Questa assunzione risulta ovviamente arbitraria e in seguito verranno eseguiti alcune analisi di sensibilità in modo da chiarire l'influenza di questa scelta sulla quantità di aria immagazzinata nel dominio e sui profili di saturazione che si sviluppano lungo la colonna di terreno schematizzata.

Infine, per la base della mesh e per le pareti laterali si assumono condizioni di flusso nullo.

### 2.3.1 Risultati

In questo Paragrafo vengono riportati alcuni risultati utili per comprendere la bontà delle scelte effettuate sulle condizioni al contorno e sulla formulazione del modello numerico utilizzato.

La Figura 2.13 mostra l'air storage vs. time per differenti valori di permeabilità senza imposizione di flussi di evapotraspirazione. È facilmente osservabile che una certa quantità di aria (layer aerato) persiste all'interno del terreno quando  $k_z = 10^{-17} \text{ m}^2$  (che corrisponde a un valore di permeabilità satura pari a  $K_z = 9.81 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ ).

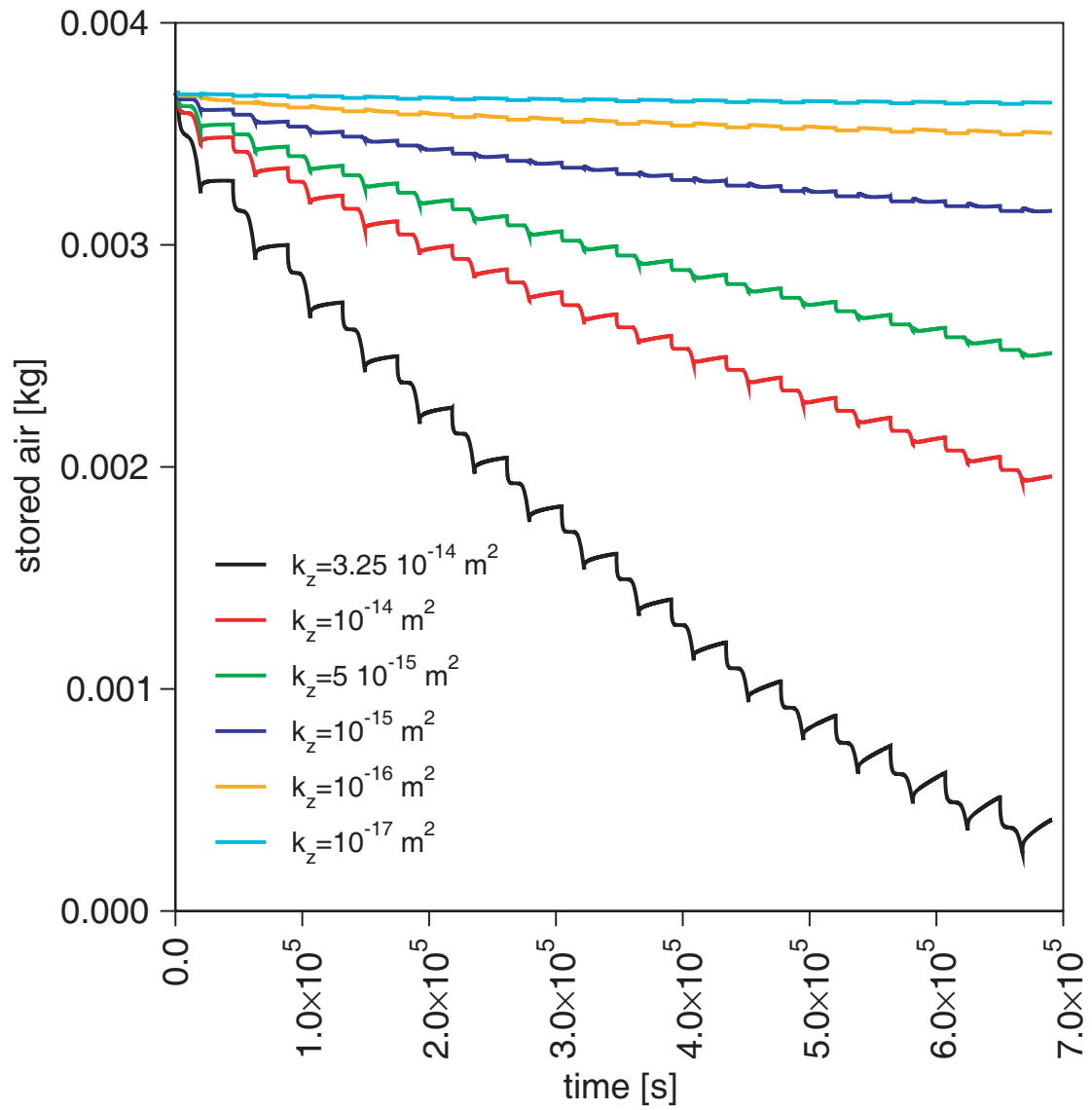


Figura 2.13: *Air storage vs. time senza flussi di evapotraspirazione per differenti valori di permeabilità. Il termine di immagazzinamento elastico del mezzo poroso è posto pari a  $S_s = 10^{-2} \text{ 1/m}$ .*

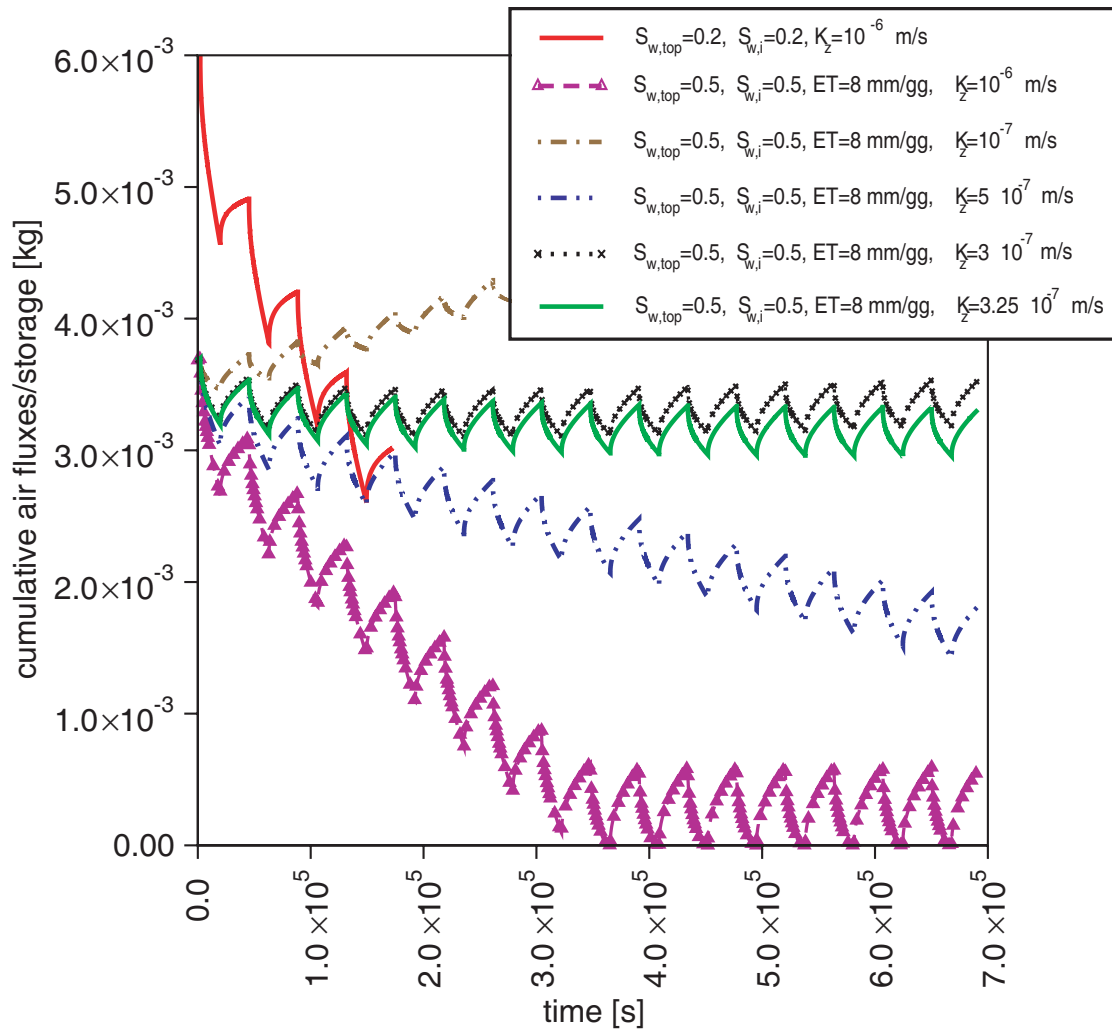


Figura 2.14: *Air storage vs. time per differenti valori di condizione iniziale e di condizione al contorno in presenza o meno di evapotraspirazione [da Tosatto et al. (2007)].*



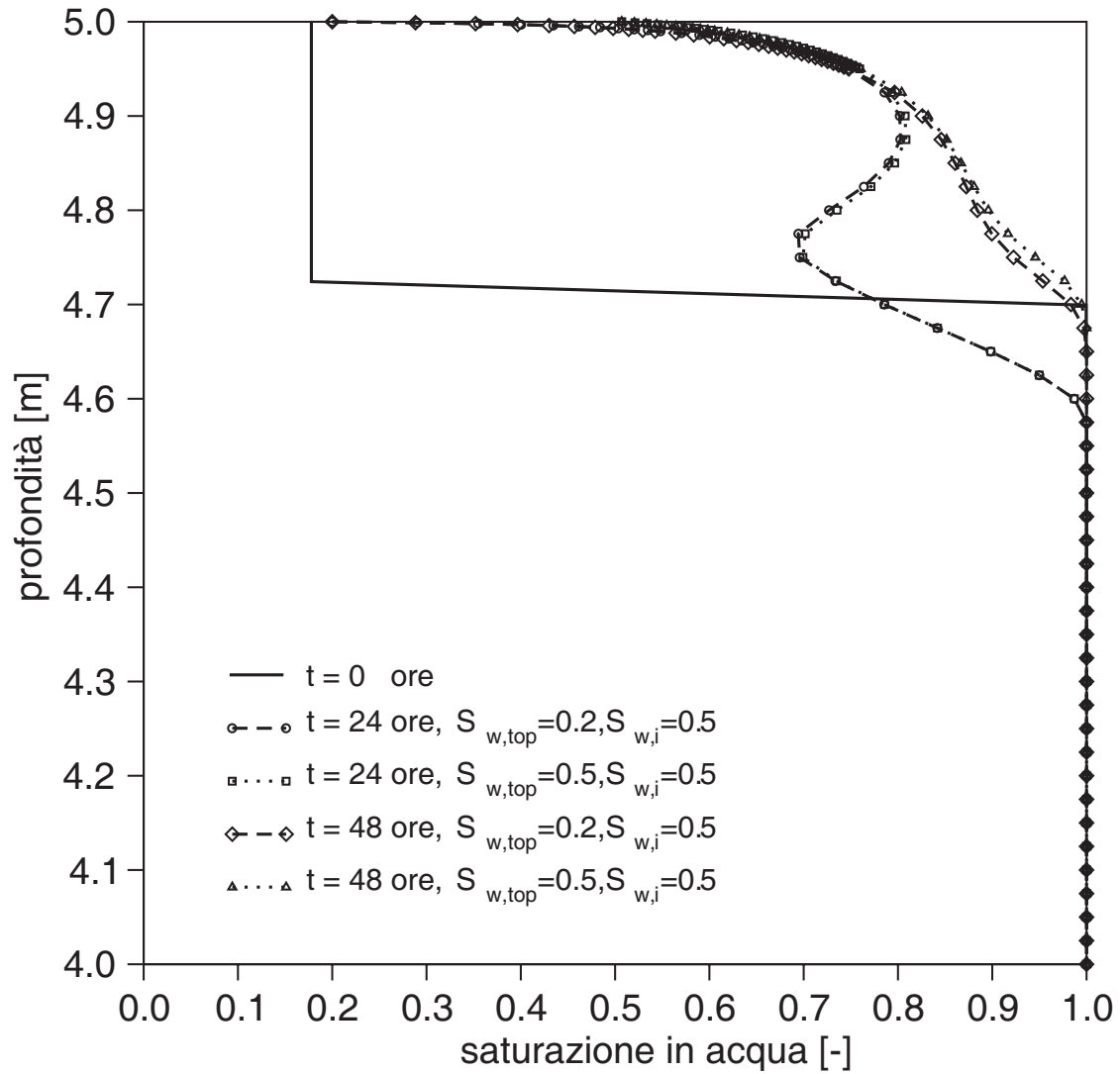


Figura 2.15: *Profili di saturazione in acqua ( $S_w-z$ ) a due differenti tempi usando differenti condizioni al contorno per i nodi in superficie (condizioni al contorno). La condizione iniziale in entrambi i casi è pari a  $S_{w,i} = 0.5$  nella zona delle radici (30 cm).*

La Figura 2.14 mostra che differenti condizioni al contorno sulla superficie, se accoppiati alla stessa condizione iniziale nella zona insatura dove sono presenti gli apparati radicali, non hanno una influenza apprezzabile sia in termini di aria immagazzinata, sia in termini di profili di saturazione come riportato in Figura 2.15.

La differenza tra i profili di saturazione può essere minimizzata, fino ad essere del tutto trascurata, raffinando la mesh degli elementi finiti nella parte superiore del dominio. Le differenze sui profili vengono quindi localizzate solo nei primi centimetri del dominio e non influiscono in alcun modo sulla restante parte del dominio.

La distribuzione degli apparati radicali viene assunta uniformemente distribuita nei primi 30 cm del dominio come già evidenziato nel Paragrafo 2.1.3. Valori tipici di evapotraspirazione sono definiti in un range tra  $4 \div 8$  mm/gg.

È molto interessante osservare che, quando il processo ha inizio, l'aria intrappolata nella matrice solida in condizioni insature fuoriesce dal dominio attraverso i nodi superficiali. L'effetto del flusso di evapotraspirazione imposto dalle piante è quello di trattenere questa aria intrappolata per un tempo maggiore che è una funzione del rate di evapotraspirazione imposto. Si nota, inoltre, che per certi valori di evapotraspirazione esiste un equilibrio, con un valore di permeabilità del terreno imposta, che permette la persistenza dello strato aerato. Nella Figura 2.14 si osserva che il layer aerato persiste all'interno del dominio, con valore di massa d'aria intrappolata costante pari alle condizioni iniziali, per un valore costante di  $ET = 8$  mm/gg e una permeabilità verticale  $k_z = 3.25 \cdot 10^{-14}$  m<sup>2</sup> che in termini di permeabilità satura corrisponde a circa  $K_z = 3.20 \cdot 10^{-7}$  m/s (si veda la linea grigia). Quantitativamente la massa di aria intrappolata rimane costante nel periodo simulato e varia solamente la sua distribuzione in termini di contenuto d'acqua  $Sw$  all'interno del dominio come mostrato in Figura 2.18. È di un certo interesse notare la dinamica del flusso istantaneo di aria attraverso i nodi superficiali rappresentato

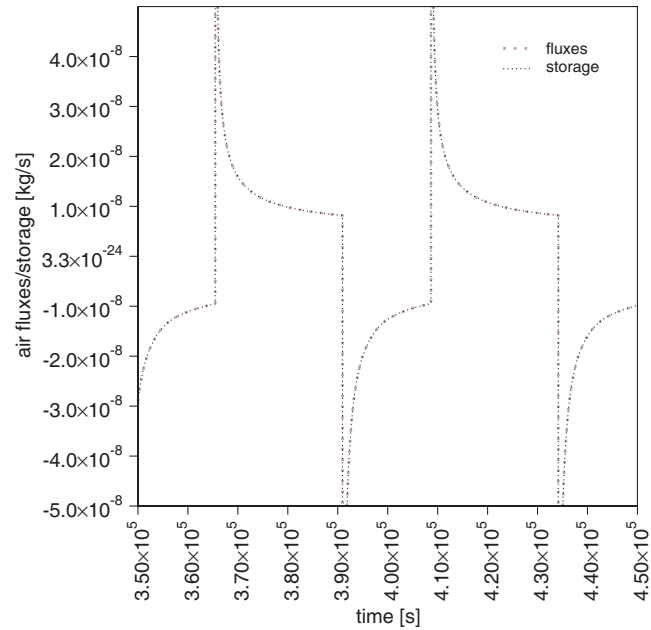


Figura 2.16: *Flusso istantaneo di aria attraverso i nodi superficiali e air storage.*

in Figura 2.16. Sono riportati i termini di flusso e di “air storage” corrispondenti al valore di  $ET = 8 \text{ mm/gg}$  e  $k_z = 3.25 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ . Nella Figura 2.16 è riportato il valore di “air storage” all’interno del dominio che, come evidenziato, coincide perfettamente con il flusso di aria istantaneo attraverso i nodi di superficie. Questo risultato rappresenta un buon indicatore sulla qualità del modello in termini di bilancio di massa. Per un ulteriore controllo sui bilanci di massa si può vedere la Figura 2.17 che si riferisce ad un caso con  $ET = 8 \text{ mm/gg}$  e  $k_z = 3.25 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$  ( $K_z = 3.20 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ ). Sono rappresentate tutte le grandezze principali riguardanti il bilancio di massa del modello implementato tra cui:

1. flusso di acqua attraverso i nodi di superficie (nodi di Dirichlet);
2. evapotraspirazione, assunta uniformemente distribuita all’interno dei primi 30 cm del dominio;

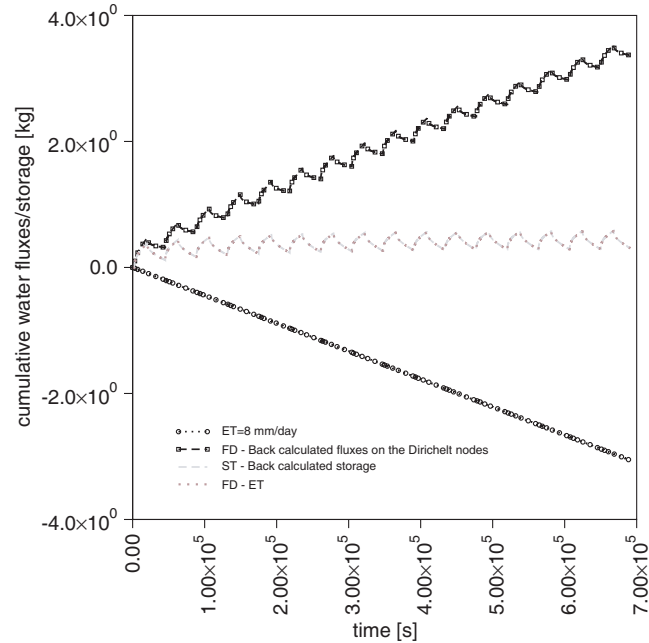


Figura 2.17: *Controllo sui bilanci di massa.*

3. termine di immagazzinamento in acqua cumulativo (Cumulative water storage);
4. differenza tra flusso di acqua attraverso i nodi di superficie e flusso di evapotraspirazione. Si può notare che questa differenza corrisponde perfettamente con il cumulative water storage. Questo ancora ci conferma che il principio di conservazione di massa è rispettato e che il modello funziona bene.

Nella Figura 2.19 sono riportati i “water pressure histories” senza (a) e con (b) il termine di immagazzinamento elastico del mezzo. Si nota che, considerando il mezzo poroso elasticamente deformabile, la propagazione delle pressione all’interno del mezzo poroso viene ampiamente influenzato. Altri profili di pressione per due differenti valori di  $S_s$  sono riportati nella Figura 2.20. Come si nota dalla Figura 2.21 possono esistere anche delle condizioni non fisiche. Per esempio quando il valore di evapotraspirazione imposto (costante e indipendente dalle condizioni di

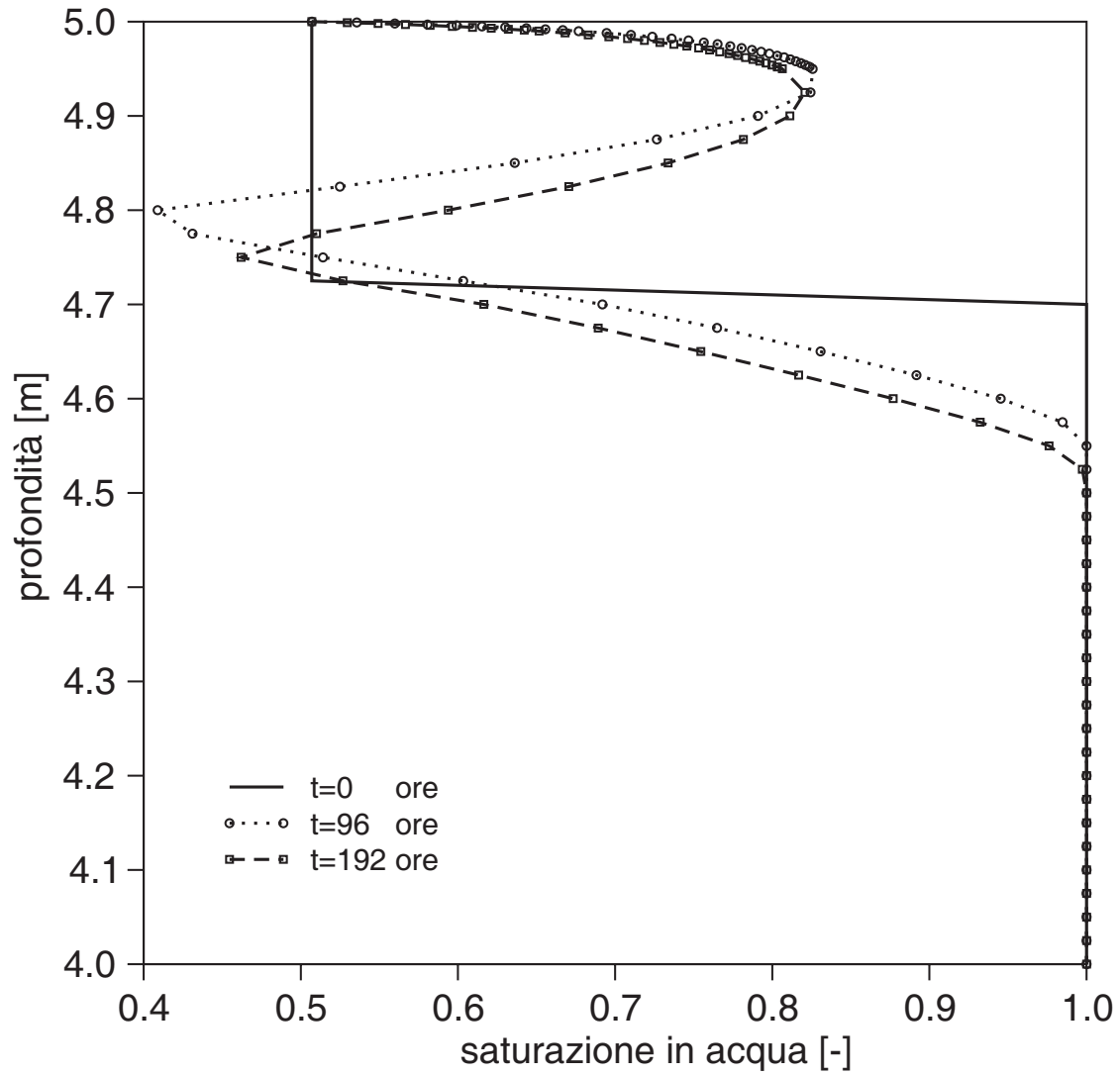


Figura 2.18: *Profilo di saturazione in acqua per  $ET = 8 \text{ mm/gg}$  e  $k_z = 3.25 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$  ( $K_z = 3.20 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ ) a tre differenti livelli temporali [da Tosatto et al. (2007)].*

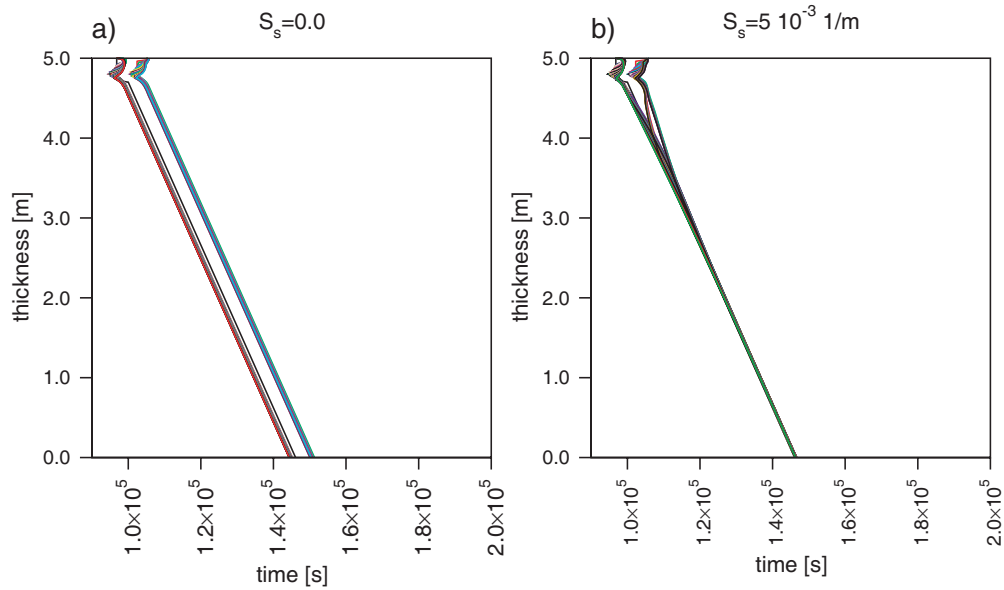


Figura 2.19: *Water pressure history. I differenti profili corrispondono a  $ET = 8 \text{ mm/gg}$  e  $k_z = 3.25 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ , con termine di immagazzinamento elastico nullo (a) e con  $S_s = 5 \cdot 10^{-3} \text{ 1/m}$  (b).*

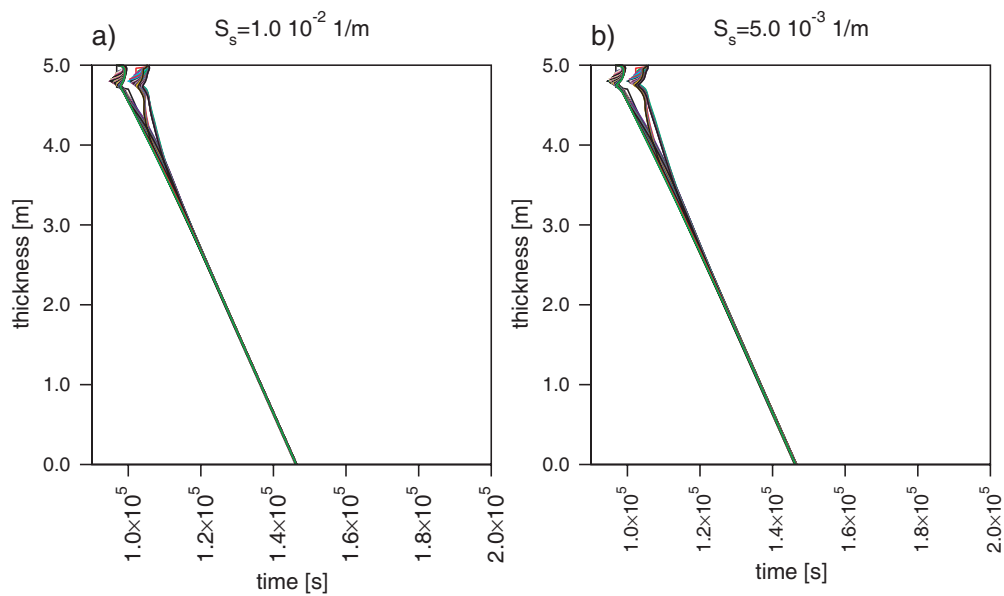


Figura 2.20: *Water pressure history. I differenti profili corrispondono a  $ET = 8 \text{ mm/gg}$  e  $k_z = 3.25 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2$ , con  $S_s = 10^{-2} \text{ 1/m}$  (a) e con  $S_s = 5 \cdot 10^{-3} \text{ 1/m}$  (b).*

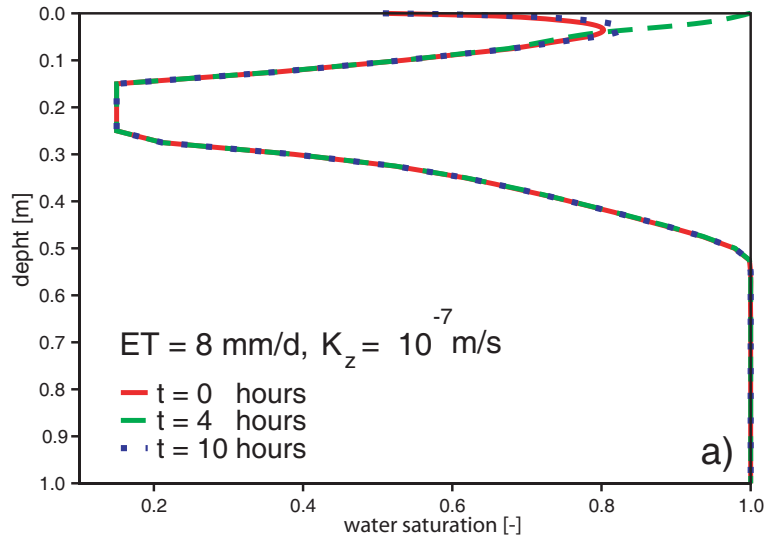


Figura 2.21: *Profilo di saturazione in acqua per  $ET=8$  mm/gg e  $k_z = 1.0 \cdot 10^{-14}$  m<sup>2</sup> ( $K_z = 1.0 \cdot 10^{-7}$  m/s) a tre differenti livelli temporali*

saturazione presenti nel mezzo poroso) è maggiore della quantità di acqua realmente disponibile. Si instaura una condizione non fisica in cui i valori di saturazione in alcuni nodi del dominio sono minori del valore di saturazione in acqua residua ( $S_{wr}$ ) producendo una pressione di suzione troppo elevata per avere riscontro in natura. Per un primo studio dell'effettiva validità del modello prodotto si è imposto, per ovviare in modo semplice a questo problema, un controllo sul valore di saturazione ai nodi ad ogni time step, imponendo il valore di saturazione residua  $S_{wr}$  quando  $S_w < S_{wr}$ . Da questa semplice imposizione si comprende il motivo per cui nella Figura 2.21 i nodi con saturazione minore sono tutti al valore  $S_{wr}$ . Nella realtà numerica del problema tali nodi avrebbero un valore di  $S_{wr}$  minore di  $S_w$ .

Per ovviare in maniera soddisfacente al problema appena evidenziato si è studiata una soluzione da implementare nel modello per cui il valore di ET, che ad ogni time step viene imposto, fosse limitato dalla reale disponibilità di acqua all'interno del dominio. Questa idea segue linearmente la fisica naturale che impone alle piante di adattare la propria richiesta idrica in funzione di vari parametri, tra cui

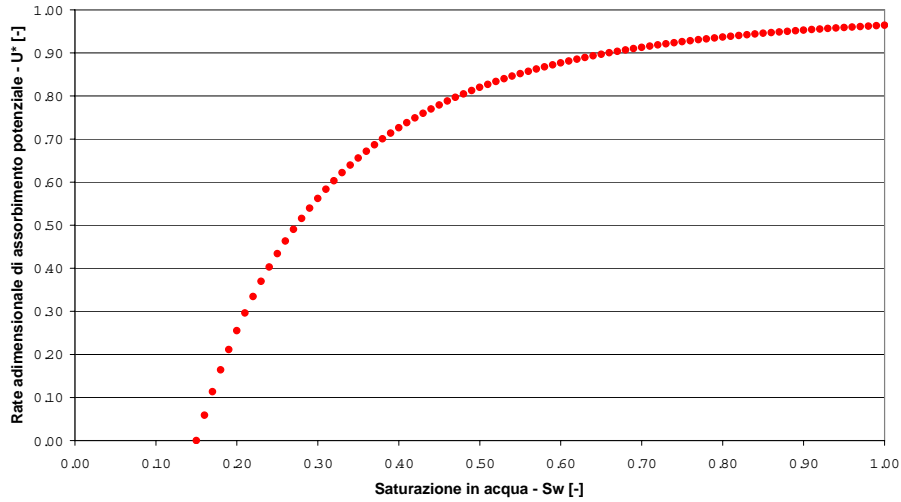


Figura 2.22: Andamento del rate adimensionale di assorbimento potenziale  $U^*$  in funzione della saturazione in acqua  $S_w$  ( $b = 5$ ).

la presenza di acqua nel terreno. Il termine di evapotraspirazione, simulato come ricordiamo attraverso un termine sorgente  $q_w$  imposto come condizione di Neumann costante sui nodi presenti nei primi 30 cm ad eccezione dei nodi superficiali che presentano condizioni al contorno che variano in funzione del livello idrico, verrà fatto dipendere dal valore presente in ogni istante all'interno del dominio. Assumendo che l'evapotraspirazione non sia limitata dalla domanda atmosferica, il valore del flusso  $q_w$  viene espresso come  $q_w = q_{max} \cdot U^*$  dove  $q_{max}$  è il valore di flusso potenziale di evapotraspirazione e  $U^*$  è il rate adimensionale di assorbimento potenziale della vegetazione (Campbell and Norman, 1998):

$$U^* = 1 - (1 + 1.3A_w)^{-b} \quad (2.1)$$

dove  $b = 5$  e  $A_w$  è la frazione di acqua disponibile definita come:

$$A_w = \frac{S_w - S_{wr}}{S_{wfc} - S_{wr}} \quad (2.2)$$

dove  $S_w$  è valore medio di saturazione nella zona radicale,  $S_{wr}$  è il valore di saturazione residua e  $S_{wfc}$  indica la capacità di campo.



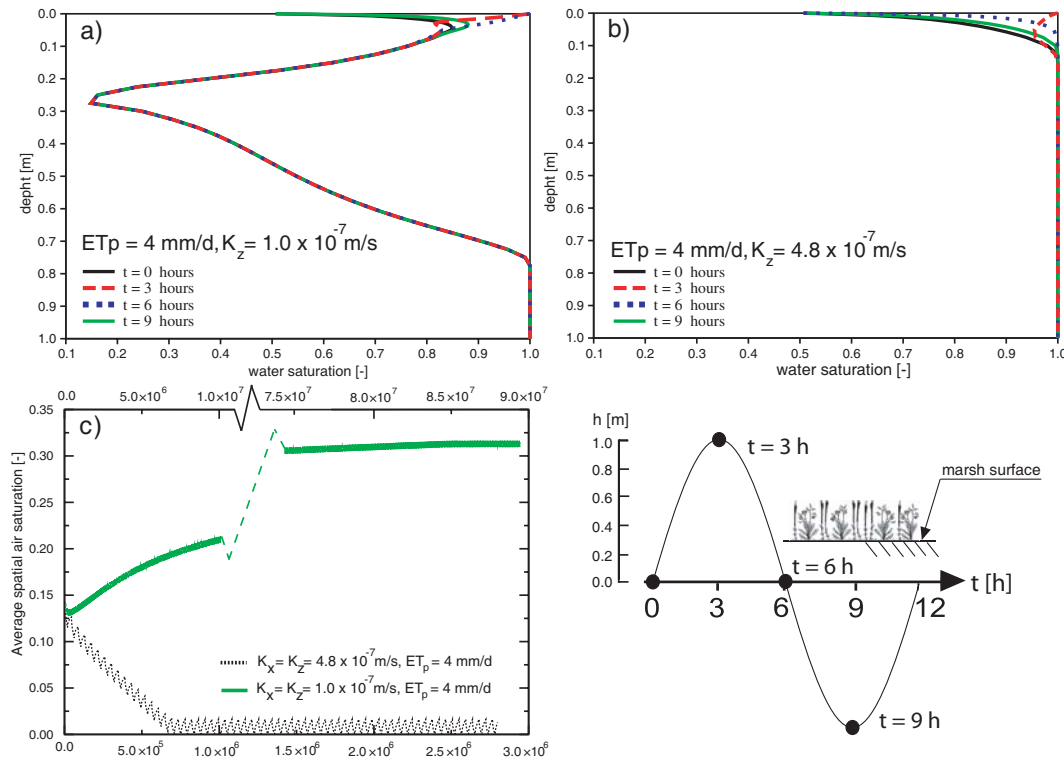


Figura 2.23: Profili di saturazione in acqua per  $ET_p = 4 \text{ mm/gg}$  e permeabilità idraulica satura inferiore (a) e superiore (b) al valore di soglia per lo stabilizzarsi di uno strato aerato al di sotto della superficie. c) mostra il tempo richiesto affinché il sistema raggiunga l'andamento periodico determinato dall'andamento della saturazione media nel spaziale nel dominio [da Tosatto et al. (2009)].

Si deduce quindi che il valore di ET costante imposto diventa un valore potenziale di evapotraspirazione ( $ET_p$ ) e il reale flusso dai nodi di Neumann sarà diminuito di una frazione dipendente dalla reale capacità idrica presente nel terreno.

Ovviato il problema numerico, che affliggeva le simulazioni nel lungo periodo alla ricerca dello stato periodico della soluzione, si può andare alla ricerca dei valori minimi di  $ET_p$  richiesti per sostenere lo strato aerato permanente in funzione della permeabilità verticale imposta. Il valore minimo di evapotraspirazione per man-

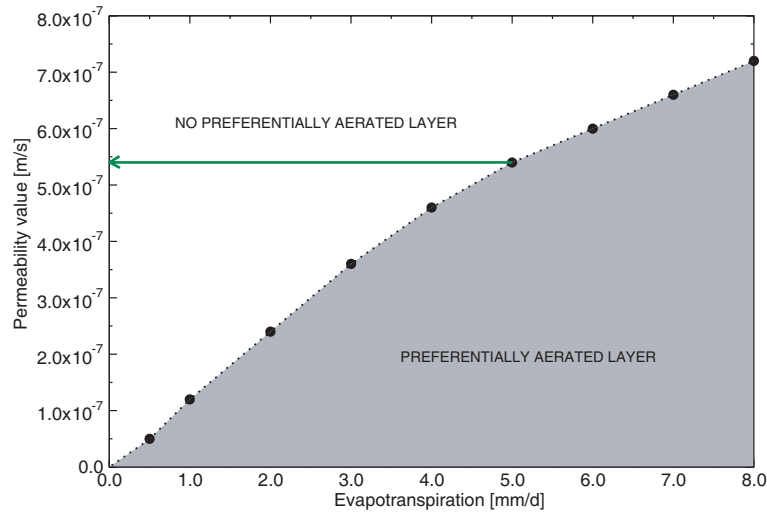


Figura 2.24: Permeabilità idrauliche sature e valori di evapotraspirazione per i quali lo strato aerato, al di sotto della superficie, inizia a formarsi [da Tosatto et al. (2009)].

tenere una condizione permanentemente aerata si ottiene per il valore minimo di  $ET_p$  per il quale il valore di saturazione in aria è maggiore di zero durante un ciclo di marea raggiunte le condizioni periodiche (Figura 2.23). Ripetendo queste analisi per differenti valori della permeabilità idraulica satura è possibile determinare la relazione univoca tra  $K_z = K_z$  e il valore minimo di evapotraspirazione per il quale lo strato aerato persiste all'interno del dominio. I risultati (Figura 2.24) mostrano che esiste un valore di  $ET_p$ , fisicamente determinabile in natura, per un range realistico permeabilità idrauliche sature. Si noti che, per un valore  $ET_p = 5 \text{ mm/gg}$  (valore usato nella analisi riportate nel Capitolo 2.2.1 e quindi riportato anche in Marani *et al.* (2006b)), il valore massimo di permeabilità idraulica satura per il quale esiste uno strato aerato permanente è  $K_s = 5.5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ , cioè maggiore del valore  $K_s = 5.0 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$  indicato dalle analisi svolte con il modello basato sull'equazione di Richards (Capitolo 2.2.1 e in Marani *et al.* (2006b)). Questo dimostra che lo spostamento d'aria necessario affinché avvenga l'infiltrazione di acqua nel suolo favorisce lo sviluppo di uno strato di suolo aerato. Al contrario, per un dato valore di permeabilità idraulica satura, il valore minimo di evapotraspirazione per il

quale si verifica uno strato aerato è molto inferiore al valore ottenuto da un approccio basato sull'equazione di Richards. Questo, in conclusione, evidenzia che uno strato aerato può sussistere al di sotto di una superficie satura anche per valori di evapotraspirazione minori di quelli evidenziati con il modello basato sull'equazione di Richards, rafforzando ancora di più l'idea che in natura una simile dinamica possa esistere.

## 2.4 Conclusioni

In questa sezione si è esaminata l'interazione tra la traspirazione della vegetazione, i flussi d'acqua subsuperficiali e il contenuto d'acqua nel suolo. I modelli matematici dell'idrologia subsuperficiale sviluppati hanno evidenziato come la traspirazione della pianta influenzi decisamente l'aerazione del suolo anche nei terreni sommersi regolarmente dalla marea. Questa influenza si realizza attraverso l'interazione reciproca tra il flusso di infiltrazione verticale nello strato superiore insaturo del suolo e l'assorbimento dalle radici delle piante. Tale interazione è mediata dalle caratteristiche del suolo, che interessano inoltre la distribuzione spaziale delle zone di aerazione preferenziale.

Abbiamo appurato che è necessario considerare l'ulteriore ruolo del flusso d'aria nel suolo. L'equazione di Richards, alla base del primo modello presentato, assume che l'aria sia prontamente rimpiazzata dall'acqua e quindi non considera l'effettivo flusso d'aria. Questa approssimazione conduce ad una sottostima dell'aerazione rispetto a quella effettiva (il movimento dell'acqua è, in realtà, parzialmente ostacolato dalla presenza dell'aria). In pratica, per valutare in modo completo le interazioni nelle aree umide è necessario considerare il bilancio di ossigeno, determinato valutando il consumo dovuto alle radici delle piante, la sua immissione sulla superficie e la sua diffusione attraverso l'apparato radicale. La miglior base di partenza per la modellazione accoppiata di tali fenomeni non può prescindere dall'uso di un set di equazioni bifase dove non si trascuri l'effetto consistente, co-

me abbiamo evidenziato, della presenza dell'aria nel moto dell'acqua negli strati insaturi.

Molti altri fattori risultano essere importanti nelle dinamiche delle zone umide e richiedono pertanto attenzione. Uno di questi, che non è stato qui considerato, è il ruolo della topografia locale nel determinare la superficie stagnante anche quando la marea si è ritirata. Le caratteristiche spaziali della topografia sono importanti nel determinare transizione tra condizioni al contorno di Dirichlet e di Neumann sulla superficie del suolo. Altre fonti di variabilità spaziale sono le eterogeneità del suolo, anche indotte dagli apparati radicali o dalla biturbazione (e.g. la presenza di cunicoli scavati da granchi o da altri organismi macrofitobentonici), che possono creare dei percorsi preferenziali per il flusso, cambiando la natura del suolo e di conseguenza il suo pattern di aerazione.

## Capitolo 3

# La misura del contenuto d'acqua in terreni ipersalini

Il monitoraggio sperimentale della dinamica subsuperficiale e delle caratteristiche del suolo in campo e in laboratorio richiede una continua misura di alcune variabili fondamentali come, ad esempio, la temperatura, le caratteristiche termiche del suolo, il contenuto d'acqua, le pressioni capillari, la quota della falda e le precipitazioni. Alcune di queste misure sono semplici da acquisire con metodologie oramai consolidate e in maniera del tutto automatica senza la presenza di un operatore. Per altre misure di fondamentale importanza nello studio globale del mezzo e delle sue dinamiche, in particolare le caratteristiche termiche del mezzo e il contenuto d'acqua, nascono delle limitazioni importanti alle usuali tecniche di misura per la presenza di elevate e variabili concentrazioni di sali nel suolo. In questo Capitolo si descriveranno i materiali e i metodi utilizzati per le misurazioni in campo e in laboratorio soffermando la nostra attenzione, in particolar modo, alle misure del contenuto d'acqua e alle caratteristiche termiche del suolo.

## 3.1 Strumenti

### 3.1.1 Dataloggers: l'acquisizione automatica continua

Il datalogger è un acquisitore automatico di dati costituito da una o più sonde elettroniche collegate ad una centralina che memorizza le misure di uno o più parametri, effettuate ad intervalli di tempo opportunamente stabiliti.

Il datalogger rappresenta la versione moderna dei registratori tradizionali su carta (es. termografi, termoigrografi, ecc.), infatti registra i dati e ne permette una rappresentazione grafica. Fra i vantaggi del datalogger rispetto ai registratori tradizionali sono certamente da annoverare: la grande capacità di memoria e quindi la grande autonomia, l'ampiezza dei campi di misura, le dimensioni ridotte, la possibilità di gestire soglie di allarme, la precisione delle misure effettuate, la manutenzione ridottissima, la versatilità di utilizzo, il costo di gestione solitamente contenuto. Il limite più comune degli attuali datalogger è dato dall'impossibilità di ottenere un grafico in tempo reale delle grandezze misurate e dalla necessità di interfacciarsi con un computer per analizzare e stampare i dati ottenuti.

Il Datalogger Campbell Scientific utilizzato è uno strumento molto flessibile ed espandibile. È possibile aggiungere al datalogger principale una serie di elementi, quali vari tipi di Multiplexer (che aumentano considerevolmente il numero di canali e quindi di strumenti da collegare), Moduli di memoria esterna (che permettono di aumentare la memoria di salvataggio dei dati raccolti con possibilità di essere installati per lunghi periodi), Trasmettitori GPRS-GSM (che permettono di trasmettere in remoto i dati immagazzinati nella memoria interna e/o nelle schede di memoria e di salvarli in un computer o di avvisare in caso di problemi o manomissioni dell'apparato), etc...



Figura 3.1: Un tipico Datalogger programmabile per l'acquisizione automatica di vari sensori utilizzato in campo ingegneristico, ambientale e industriale [Ditta: Campbell Scientific Ltd. (USA)].

### 3.1.2 Piezometri e trasduttori di livello: misure della quota di falda

La misura del livello di acqua in una falda acquifera, in un pozzo, in un serbatoio o in un lago può essere effettuata attraverso l'uso di un trasduttore di livello. Tipicamente, un trasduttore rileva una grandezza fisica (es. pressione) e genera un proporzionale segnale elettrico. Il segnale d'ingresso e quello d'uscita sono legati da una legge nota. Nel linguaggio comune questi dispositivi vengono chiamati sensori, ma in ambito strettamente metrologico, quest'ultimo termine è riferito solamente all'elemento che fisicamente opera la trasformazione da una grandezza ad un'altra. Molti dispositivi trasduttori, oltre all'elemento sensore, integrano alimentatori per il medesimo, amplificatori di segnale, dispositivi di comunicazione remota, ecc. Il cuore del trasduttore di livello è il trasduttore di pressione caratterizzato da una membrana estensimetra che fa da sensore ed integra un amplificatore per il segnale elettrico d'uscita (generalmente una versione del classico ponte resistivo di







Figura 3.3: Schema e descrizione schematica delle parti che compongono un moderno tensiometro [T4e ditta: UMS (D)]

### 3.1.4 Celle di carico

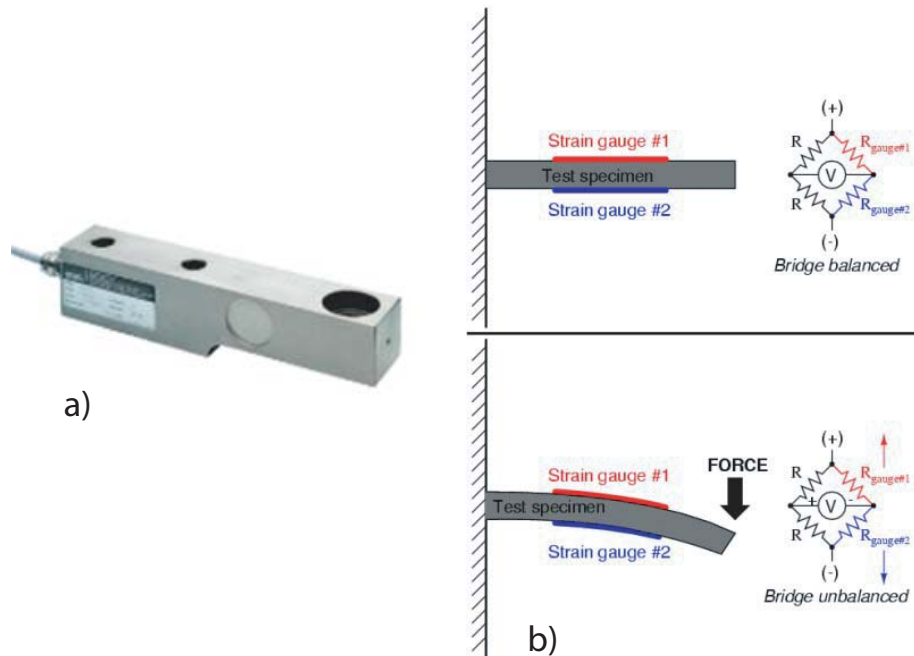


Figura 3.4: Cella di carico a taglio Serie SH (a) e schema di funzionamento di una cella di carico a taglio (b) [Ditta:GEFRAN (I)]

Una cella di carico è un componente elettronico (trasduttore) usato per convertire una forza in un segnale elettrico. L'applicazione più comune è nei sistemi di pesatura elettronici e nella misura di sforzi meccanici di compressione e trazione.

Questo componente è generalmente costituito da un corpo metallico elastico a cui vengono applicati uno o più estensimetri che convertono un allungamento o una compressione in una variazione di resistenza elettrica. Per amplificare l'entità del segnale la scelta più comune è quella di usare quattro estensimetri collegati tra di loro in una configurazione a ponte di Wheatstone (ma si possono usare anche da uno o due soli estensimetri). Il segnale elettrico ottenuto (differenziale) è normalmente dell'ordine di pochi millivolt e richiede un'ulteriore amplificazione con un amplificatore da strumentazione prima di essere utilizzato. Il segnale è poi

elaborato mediante un algoritmo per calcolare la forza applicata al trasduttore. È richiesta la correzione delle non linearità, la calibrazione e la compensazione delle variazioni dovute alla temperatura, ecc.

### 3.1.5 La Time Domain Reflectometry

Come abbiamo visto nel Paragrafo 1.1, dato un volume  $V$  di terreno, il contenuto d'acqua in volume ( $\theta$ ) si può definire come:

$$\phi = \frac{V_v}{V} \quad (3.1)$$

I suoi valori sono compresi tra 0 e al valore della porosità  $\phi$ . Per terreni insaturi il valore del contenuto d'acqua è inferiore rispetto alla porosità, quando  $\theta = \phi$  il terreno è saturo. La quantificazione del contenuto d'acqua  $\theta$  di campioni di terreno in laboratorio risulta abbastanza semplice, non è così ovvia la misura di tale grandezza in situ. Per suoli con forte presenza organica anche la misura in laboratorio presenta alcune incertezze rispetto a suoli minerali che non risentono perdite di massa del campione per effetto della temperatura. Per la determinazione del contenuto d'acqua in campo e in campioni di laboratorio di consistente dimensione ci si può avvalere della tecnologia della Time Domain Reflectometry (TDR) (Topp *et al.*, 1980). Tale tecnologia è diventata molto popolare nel corso degli ultimi anni, diventando un metodo semplice e veloce per la determinazione del contenuto d'acqua. La tecnica TDR dipende dalla misura del tempo impiegato da un impulso elettrico per giungere da un punto di emissione a un punto di ricezione posizionati in un sensore inserito nel suolo. Il tempo di percorrenza dell'impulso è direttamente proporzionale alla costante dielettrica apparente del mezzo che è in relazione al contenuto d'acqua nel suolo. La costante dielettrica apparente del mezzo  $K_a$  è definita come:

$$K_a = \left( \frac{c}{V} \right)^2 \quad (3.2)$$

dove  $c$  è la velocità della luce nel vuoto e  $v$  è la velocità di un impulso elettrico generato dall'apparato TDR attraverso il mezzo poroso. In pratica, un set di 2 o 3 conduttori paralleli ( $\approx 1$  mm di diametro esterno), a distanza nota (6 mm), di lunghezza nota  $L$  (collegati tutti all'apparato con un cavo coassiale) sono inseriti nel suolo e il tempo di propagazione dell'impulso  $t$  è determinato con l'analisi della forma dell'onda di risposta che si ottiene dal TDR. L'onda presenta sempre un primo picco in corrispondenza al passaggio dell'impulso dal cavo ai conduttori e un punto di flesso corrispondente alla riflessione dell'impulso emesso. Topp *et al.* (1980) ed altri autori più di recente, determinano tale tempo adattando manualmente le linee tangenti direttamente all'onda di risposta del TDR. Negli ultimi anni un gran numero di programmi permettono un'acquisizione continua ed un'elaborazione automatica delle onde di risposta del TDR rendendo tale strumento di facile e di interessante impiego. Noto quindi il tempo di propagazione, la velocità  $v$  si può calcolare come:

$$v = \frac{2L}{t} \quad (3.3)$$

da dove è possibile calcolare  $K_a$  come:

$$K_a = \left( \frac{ct}{2L} \right)^2 \quad (3.4)$$

La tecnica TDR si basa sul fatto che la costante dielettrica dell'acqua pura ( $\approx 80$ ) è molto maggiore rispetto a quella della matrice solida del suolo (3-5) ed è quindi possibile definire un'unica relazione tra  $K_a$  e  $\theta$ .

Il primo studio di riferimento, riguardante l'applicazione del TDR per la determinazione del contenuto d'acqua nel terreno in situ, si deve a Topp *et al.* (1980), il quale ha investigato in maniera accurata gli effetti di densità apparente, struttura del suolo, temperatura e concentrazione di sali solubili nella determinazione della relazione  $K_a(\theta)$ , per un intervallo limitato di suoli e un intervallo di frequenza per l'impulso elettrodinamico tra 1.0 MHz - 1.0 GHz. È stata determinata la seguente espressione polinomiale che mette in relazione le due quantità:

$$\theta = -5.3 \times 10^{-2} + 2.92 \times 10^{-2} K_a - 5.5 \times 10^{-4} K_a^2 + 4.3 \times 10^{-6} K_a^3 \quad (3.5)$$

che non è influenzata dalla frequenza dell'impulso e appare indipendente dal tipo di suolo, dalla sua densità, dalla temperatura e debolmente influenzata dai sali disciolti. La curva di calibrazione (3.5) è stata pensata per essere una relazione realistica per tutti i tipi di suolo ma Pepin *et al.* (1991) ha determinato che tale espressione fallisce nel rappresentare terreni organici con densità apparente bassa ( $0.06 - 0.25 t/m^3$ ), facendo risultare un valore di  $\theta$  maggiore di 1 vicino al valore di saturazione e causando una conseguente una sottostima dei più comuni range di contenuto d'acqua (si veda inoltre Kim *et al.* (2001) e Kellner and Lundin (2001)). Gli autori hanno determinato una relazione differente sempre sotto forma di espressione polinomiale calibrata per terreni torbosi:

$$\theta = 0.85 \times 10^{-1} + 1.92 \times 10^{-2} K_a - 0.95 \times 10^{-4} K_a^2 \quad (3.6)$$

ricavando valori di  $\theta$  con una buona accuratezza in campo. Una serie di diverse altre curve di calibrazione per il TDR è stata proposta da numerosi autori per varie tipologie di suoli. Oggi si preferisce determinare una curva di calibrazione adattata in laboratorio su un campione di terreno. In questo modo è possibile definire nel miglior modo possibile la curva di calibrazione del TDR per un'accurata stima del contenuto d'acqua in situ. Purtroppo questa tecnologia, che trova ampio spazio in altre applicazioni, non si presta ad osservazioni in ambienti marini ove la forte concentrazione di sali risulta incompatibile con una accurata acquisizione delle onde di risposta del TDR.

### 3.1.6 Soil Profile Temperature Sensor: STP01

Lo strumento STP01 è tipicamente utilizzato per un'accurata misura delle temperature a profondità differenti (gradiente di temperatura) del suolo [si veda [www.hukseflux.com](http://www.hukseflux.com)]. Nasce come valida alternativa al posizionamento di più sensori di temperatura (termocoppie Cu-CuNi) a varie quote di profondità e grazie alla sua costruzione in unico pezzo permette di conoscere con grande precisione

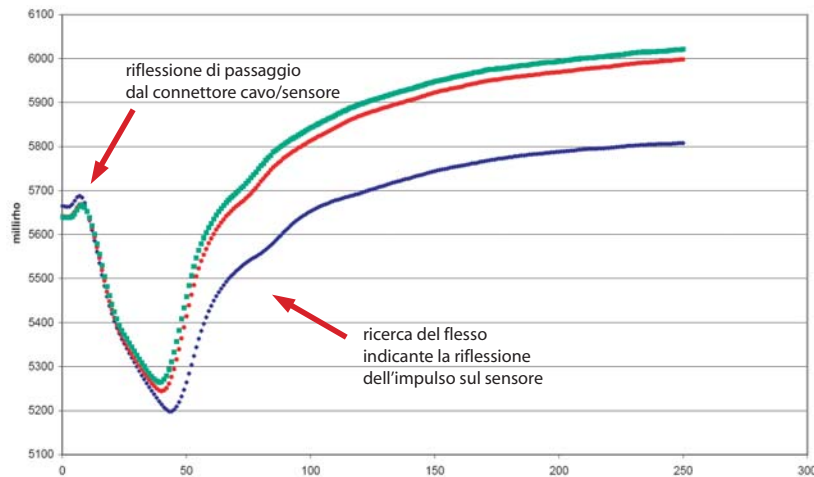


Figura 3.5: Curve di risposta del TDR per la stessa sonda a tempi differenti: si notino indicati il picco dell'impulso e il rispettivo punto di flesso indicante la riflessione dell'impulso

la distanza relativa delle 5 termocoppie ad alta precisione. Il sistema è dotato di una sonda di temperatura Pt-100 ad alta precisione che permette di determinare la temperatura di riferimento nel punto più depresso del sensore e usarla come riferimento per le misure eseguite dalle termocoppie. Per aumentare la precisione delle misure e l'affidabilità, la STP01 è dotata di un riscaldatore ("heater") di 20 cm che permette la possibilità di eseguire un self-testing di completa funzionalità del sistema. La presenza del riscaldatore permette, come optional, di determinare le caratteristiche termiche del suolo (conducibilità termica  $\lambda$  e diffusività termica  $a$ ) con misurazioni della variazione di temperatura indotta dal riscaldatore al variare del tempo. Si vedrà dettagliatamente la procedura e la teoria che sta alla base di queste misurazioni nella sezione 3.2.1.

- 1 superficie del suolo
- 2 foglio materiale plastico  
(spessore 0.6 mm,  
spessore 2.5 su Pt 100)
- 3 cavi (5 m)
- 4 giunzioni in rame
- 5 collegamento in costantana (Cu-Ni)  
per le termocoppie
- 6 collegamento in costantana (Cu-Ni)  
per il riscaldatore
- 7 Pt 100
- da I a II: Lunghezza riscaldatore
- A, B, C, D and E: giunzioni termocoppie

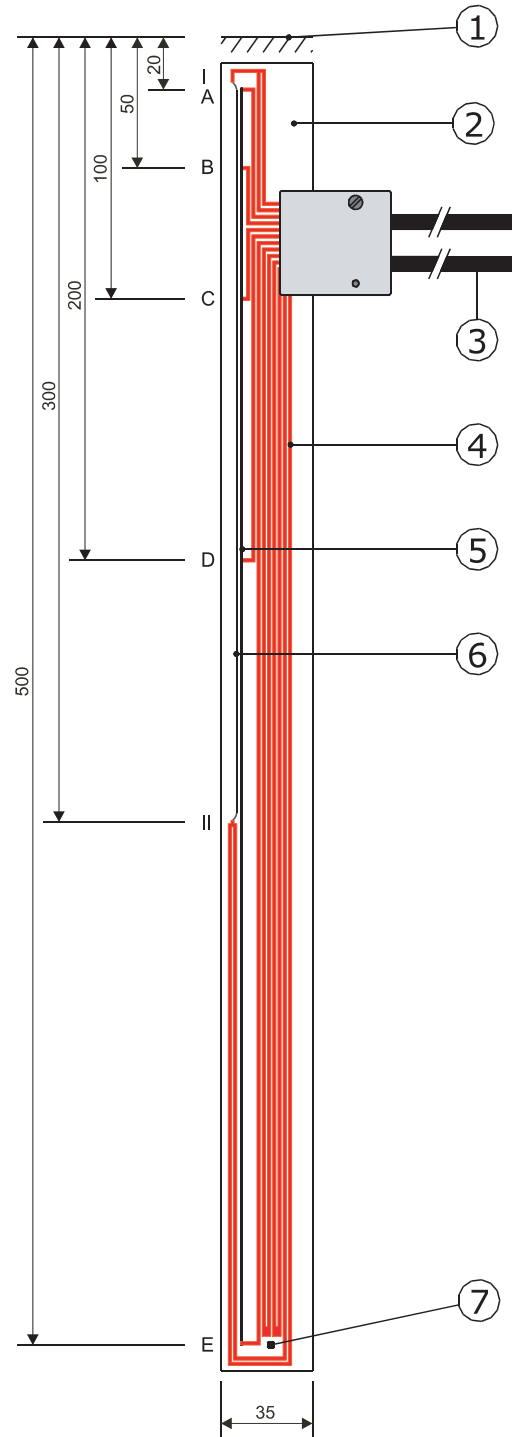


Figura 3.6: Il sensore STP01 utilizzato in campo idrologico, idraulico e agricolo. Schema costruttivo e dimensionale (misure in mm) [Ditta: Hukseflux (NED)]

### 3.1.7 Soil Properties Sensor: strumento TP01

Si è deciso di accoppiare alle misure di contenuto d'acqua effettuate con TDR e con il sensore STP01 anche delle misure con uno strumento basato su misure termiche denominato TP01 (Thermal Properties Sensor). Il sensore TP01 nasce in ambito scientifico per il monitoraggio a lungo termine delle caratteristiche termiche dei suoli (conducibilità termica ( $\lambda$ ), diffusività termica ( $a$ ) e capacità termica del mezzo ( $C$ )). Il sistema è basato su un riscaldatore che emette un impulso termico e da una serie di misure differenziali di temperatura che permettono la determinazione delle caratteristiche termiche del mezzo in cui è installato. Il cuore della sonda TP01 è un sensore differenziale di temperatura costituito da due termopile (Figura 3.7 (1)) che misurano la temperatura differenziale radiale nell'intorno del riscaldatore (Figura 3.7 (2)) con una eccellente sensibilità di misura. Una termopila è ree un sensore di temperatura composto da più termocoppie collegate in serie ed aventi le rispettive giunzioni di riferimento e le giunzioni di misura poste alla stessa temperatura. Una termopila formata da  $n$  termocoppie possiede ai suoi capi una differenza di potenziale  $n$  volte superiore alla singola termocoppia, aumentando dunque la sensibilità. Sia il riscaldatore che il sensore sono incorporate in un sottile foglio di plastica e la piccola "massa termica" del sistema permette una soddisfacente stima della diffusività termica ( $a$ ) e della conducibilità termica  $\lambda$  da cui si ottiene capacità termica volumetrica  $C_v$ . Le applicazioni principali si trovano nel campo della fisica dei suoli, nella meteorologia e nel monitoraggio del bilancio termico dei suoli (si veda 3.2.2).

## 3.2 La stima delle proprietà termiche del suolo

Come si è visto, tradizionalmente il contenuto d'acqua nel suolo può essere stimato velocemente e con ottima precisione con la tecnica del TDR (Topp *et al.*, 1980; Pepin *et al.*, 1991; Kim *et al.*, 2001; Kellner and Lundin, 2001)



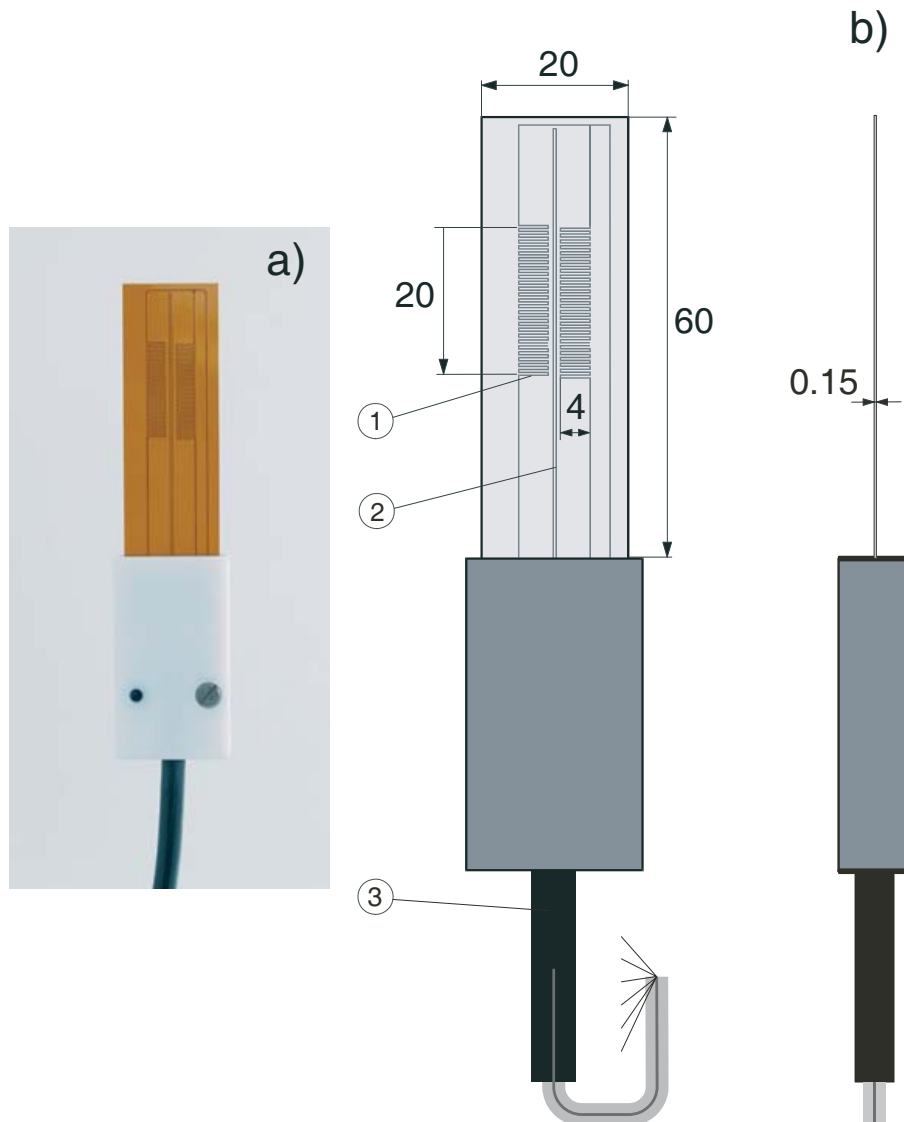


Figura 3.7: *Thermal properties sensor TP01: a) foto dello strumento; b) schema dimensionale dell'apparato (in mm)[Ditta: Hukseflux (NED)]. 1) Termocoppie, 2) Riscaldatore (heating wire). Il principio generale, che sta alla base delle misure, è l'osservazione della risposta del sensore quando il riscaldatore è acceso. Ad un certa potenza di riscaldamento, un ampio segnale indica un suolo con piccola conducibilità  $\lambda$ . Il tempo di risposta del sensore è proporzionale alla diffusività termica  $a$ . Dividendo  $\lambda$  per  $a$  si ottiene la capacità termica volumetrica  $C_v$ .*

Sfortunatamente nel caso sia presente una forte concentrazione di sali disciolti (ad esempio acqua di mare con concentrazione superiori ai 20-30 g/l) il TDR non produce dati attendibili sul contenuto d'acqua nel suolo e addirittura non si ottiene il punto di flesso che indica la riflessione dell'impulso emesso ed è quindi impossibile determinare il tempo di propagazione dell'impulso stesso. Le grandezze termiche che entrano in gioco nelle stime indirette del contenuto d'acqua sono:

**Conducibilità termica - ( $\lambda$ )** è una proprietà dei materiali che rappresenta la quantità di calore che è trasmessa per unità di tempo, per unità di superficie trasversale, per unità di spessore dello strato e per differenza di temperatura  $\Delta T$  unitaria. Essa si misura in watt per metro e per grado [ $W/m^\circ K$ ] e può dipendere dalle condizioni di temperatura e pressione: ma resta una proprietà della sostanza e come tale indipendente dal gradiente della temperatura e dall'entità del flusso termico.

**Diffusività termica - ( $a$ )** che caratterizza la velocità con cui i corpi nel loro interno trasmettono una variazione di temperatura, velocità che è proporzionale alla conducibilità termica  $\lambda$  e inversamente proporzionale al calore specifico per unità di volume. Essa si misura in  $m^2/s$ .

**Calore specifico - ( $c$ )** definito come la quantità di calore necessaria per aumentare di  $1^\circ K$  la temperatura di un'unità di massa. Essa si misura in  $J/Kg^\circ K$ .

Fortunatamente ci può venire in aiuto un'altra tipologia di strumenti precedentemente illustrata [si veda 3.1.6, 3.1.7] basati su stime di  $\theta$  attraverso misurazioni termiche che permettono di ricavare le caratteristiche termiche del mezzo. Le proprietà termiche del suolo si ottengono attraverso un fit lineare degli incrementi di temperatura nel tempo (conducibilità termica  $\lambda$ ) e un fit non lineare della variazione di temperatura nei primissimi secondi di misura (diffusività termica  $a$ ). Noto  $\lambda$  e  $a$  si ottiene immediatamente la capacità termica volumetrica  $C_v$  che varia linearmente con il contenuto d'acqua  $\theta$ .

### 3.2.1 Teoria per il sensore STP01

L'equazione generale della conduzione termica è rappresentato da (Bonacina *et al.*, 1989):

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \nabla^2 T + \frac{H^*}{\rho_m c} \quad (3.7)$$

dove:

$\rho_m$  densità [ $Kg/m^3$ ];

$a$  diffusività termica [ $m^2/s$ ];

$c$  calore specifico [ $J/Kg^\circ K$ ]; .

I 3 termini rappresentano rispettivamente la variazione di temperatura nel tempo ( $\frac{\partial T}{\partial t}$ ), la distribuzione di temperatura all'interno del mezzo ( $a \nabla^2 T$ ) e infine la generazione interna di calore ( $\frac{H^*}{\rho_m c}$ ). L'equazione di Fourier deriva direttamente dall'equazione precedente quando si possa trascurare il termine di generazione interna:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \nabla^2 T \quad (3.8)$$

Ci proponiamo di risolvere l'equazione (3.8) per una regione infinita di materiale in condizioni radiali. Entrambe le soluzioni approssimate per lunghi e brevi tempi son state sviluppate da S. Goldstein (Goldstein, 1932) e J.H. Blackwell (Blackwell, 1954). La validità dell'assunzione di flusso radiale è stata investigata da Blackwell (Blackwell, 1954).

Usando la notazione radiale, l'equazione (3.8) può essere riscritta in termini di coordinate radiali  $\rho$ :

$$\frac{\partial^2 T}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial T}{\partial \rho} = \frac{1}{a} \frac{\partial T}{\partial t}; \quad b < \rho < \infty : \quad t > 0, \quad (3.9)$$

le condizioni iniziali sono:

$$T = T^* = 0 \quad t = 0, \quad (3.10)$$

con le condizioni al contorno imposte:

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial \rho} = H(T^* - T) \quad \rho = b : \quad t > 0, \quad (3.11)$$

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial \rho}(2\pi b) = Q - M_1 c_1 \frac{\partial T}{\partial t} \quad \rho = b : \quad t > 0, \quad (3.12)$$

quindi,

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial \rho} = Q' - \frac{\alpha}{2} \frac{\partial T}{\partial t} \quad \rho = b : \quad t > 0, \quad (3.13)$$

$$T \quad \text{limitata a} \quad \rho \rightarrow \infty \quad (3.14)$$

dove:

$T^*(t)$ ,  $M_1$ ,  $c_1$  = temperatura, massa/unità di lunghezza e calore specifico della sonda;

$T(\rho, t)$ ,  $\lambda$ ,  $a$  = temperatura, conducibilità termica [ $W/m^\circ K$ ] e diffusività termica [ $m^2/s$ ] del mezzo;

$b$  = raggio esterno della sonda;

$t$  = time;

$H$  = “conducibilità esterna” alla superficie  $\rho = b$ ;

$Q$  = calore fornito/unità di lunghezza della sonda/unità di tempo;

$$Q' = Q/2\pi b \text{ e } \alpha = M_1 c_1 / \pi b$$

In accordo con Blackwell risolviamo il sistema precedente [Eq. (3.9), (3.11) e (3.13)] usando la trasformata di Laplace e le soluzioni  $T$  e  $T^*$  vengono espresse in termini di funzioni integrali di Bessel del secondo ordine (zero e primo tipo). Per maggiori dettagli si rimanda a Blackwell (1954).

Si determina una soluzione integrale del problema per piccoli e lunghi tempi. La soluzione integrale per lunghi e piccoli tempi viene espansa rispettivamente in

serie di potenze ascendente di “ $p$ ” (dove  $p$  è la variabile trasformata di Laplace) o in serie di potenze inverse di “ $p$ ”.

Infine l’applicazione dei risultati teorici esposti precedentemente ed esplicitamente sviluppati in Blackwell (1954) permettono di determinare le costanti termiche del suolo nell’intorno della sonda. Il calore  $Q$  emesso dal riscaldatore causa un cambiamento di temperatura  $\Delta T$  misurato dalle termocoppie della sonda che varia come:

$$\Delta T = A \ln(t) + B + \frac{1}{t}[C \ln(t) + D] \quad (3.15)$$

L’equazione (3.15) è valida per tempi lunghi cioè lontani dall’istante di accensione del riscaldatore e per  $t \gg r_p^2/a$ , dove  $r_p$  è il raggio della sonda. Di seguito potremmo trascurare le costanti C e D del problema essendo di un ordine superiore. La conducibilità termica  $\lambda$  è calcolata dalla pendenza A dell’equazione (3.15):

$$\lambda = \frac{1}{A} \frac{Q}{4\pi} \quad (3.16)$$

La diffusività termica  $a$  si calcola dai valori di pendenza A e intercetta B determinati nell’equazione (3.15),

$$a = \frac{r_p^2}{4} \exp \left[ \frac{B}{A} + \gamma - \frac{2\pi\lambda}{H_c} \right] \quad (3.17)$$

dove  $\gamma$  è la costante di Eulero, 0.5772 e  $H_c$  è il parametro che descrive il contatto termico tra la sonda e il mezzo. Per materiali solidi il valore della costante termica di contatto può essere determinata da

$$H_c = Q \frac{Z_2}{Z_1} \quad (3.18)$$

dove  $Z_1$  e  $Z_2$  sono i parametri del fit della relazione, in condizioni transitorie,  $\Delta T$  nel tempo  $t$  negli istanti iniziali [si veda Blackwell (1954)],

$$\Delta T = Z_1 t - Z_1 Z_2 t^2 + Z_1 Z_2 Z_3 t^{2.5} \quad (3.19)$$

Il transitorio di temperatura si verifica per tempi  $t \ll r_p^2/a$ . Tale periodo transitorio può essere dell’ordine di 1 s o meno e dipende dalla dimensione della sonda a dalla

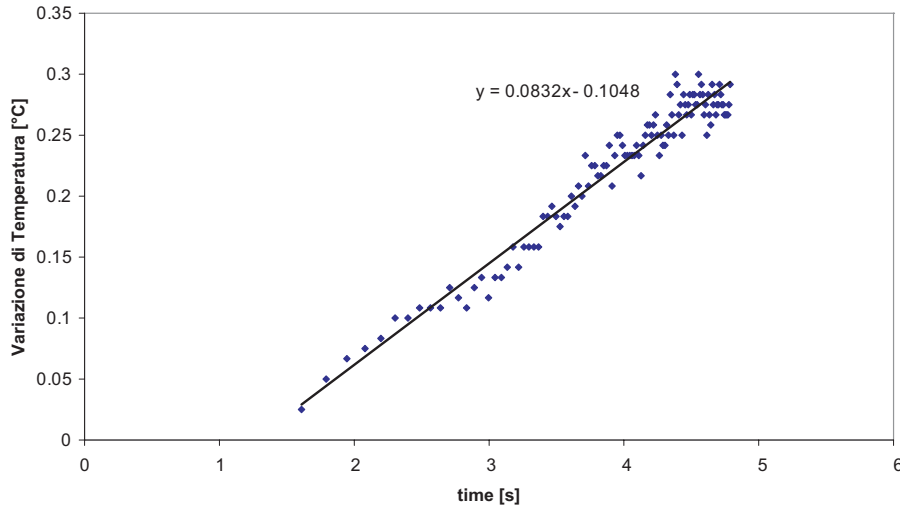


Figura 3.8: Esempio di variazione di temperatura in un suolo di barena. Dal grafico  $\ln(t) - \Delta T$  si calcola la conducibilità termica usando la pendenza  $A$  visibile nell'equazione che interpola linearmente i dati. L'intercetta  $B$  è usata per la determinazione della diffusività termica.

sua costruzione, Calcolati il valore di  $\lambda$  e il valore di  $a$  si può calcolare facilmente, dalla definizione di diffusività termica, il calore specifico (o capacità termica)  $C_v$  o  $C_m$  (rispettivamente in volume [ $J/m^3 \text{ } ^\circ K$ ] o massa [ $J/Kg^\circ K$ ]) (Kittel and Kroemer, 1980):

$$C_v = \frac{\lambda}{a} \quad \text{or} \quad C_m = \frac{\lambda}{\rho_d a} \quad (3.20)$$

dove  $\rho_d$  è la densità del campione secco [ $Kg/m^3$ ]. Inoltre, in accordo con Williams (1973), la capacità termica volumetrica di un sistema multifase è definito come la media aritmetica ponderata di ogni componente individuale che compone il sistema:

$$C_v = \rho_d(C_d + \theta_m C_w) \quad (3.21)$$

dove:

$C_d$  è la capacità termica del suolo secco [ $J/Kg^\circ K$ ];

$\theta_m$  è il contenuto d'acqua (in massa) [-];

$C_w$  è la capacità termica dell'acqua [ $J/Kg^\circ K$ ]

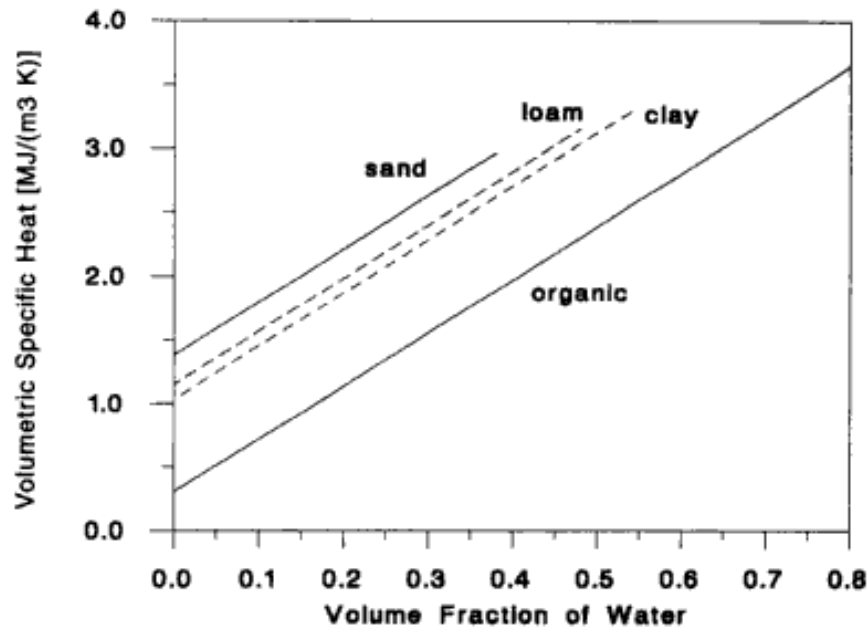


Figura 3.9: Relazione lineare esistente tra il contenuto d'acqua e il calore specifico volumetrico in vari tipologie di suolo.

Dall'equazione (3.21) è facile vedere come ci sia una relazione diretta tra la quantità d'acqua nel suolo e la capacità termica volumetrica del suolo stesso (3.9):

$$\theta_m = \frac{C_v/\rho_d - C_d}{C_w} \quad (3.22)$$

Per la stima del contenuto d'acqua in volume è necessario moltiplicare per  $\rho_d$  e dividere per  $\rho_w$  (densità dell'acqua):

$$\theta_v = \frac{C_v - \rho_d C_d}{\rho_w C_w} \quad (3.23)$$

Se le proprietà termiche dell'acqua e del suolo secco sono conosciute con precisione (attraverso analisi in laboratorio o con stime ottenute attraverso una adeguata taratura tra le misure di  $\theta$  eseguite da strumenti basati sulle caratteristiche termiche

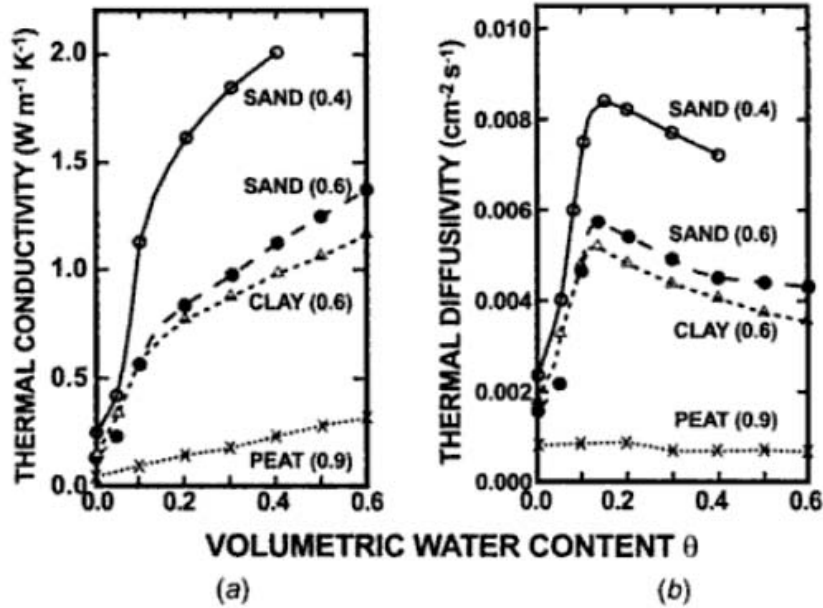


Figura 3.10: *Conducibilità termica  $\lambda$  (a) e diffusività termica  $a$  (b) in funzione con il contenuto d'acqua  $\theta$  in vari suoli. Il valore numerico si riferisce alla porosità [da van Duin (1963)]*

del suolo e le misure dirette), l'errore sulla stima del contenuto d'acqua  $\theta$  deriva dall'errore nella stima di  $C_v$ . In Figura 3.10 si possono osservare gli andamenti della conducibilità termica e della diffusività termica in funzione del contenuto d'acqua e per vari tipi di suolo e porosità. Si noti che i valori di  $\lambda$  e  $a$  per i vari tipi di suolo segue l'ordine sabbia > limo > argilla > torba e che variazioni della porosità producono sostanziali variazioni di  $\lambda$  e  $a$ . Per esempio, una diminuzione del 50 % della porosità nella sabbia causa un raddoppio del valore della conducibilità termica (3.10(a)). Analogamente, un aumento del 50 % della porosità causa una forte diminuzione del valore di diffusività termica in tutto il range del contenuto d'acqua (3.10(a)).

Si riportano, per conoscenza, delle tabelle che riassumono brevemente le caratteristiche termiche di alcuni materiali.



|           | Thermal<br>conductivity<br>@20°C<br>(W/m°K) | Density<br>@20°C<br>(Kg/m³) | Volumetric<br>heat capacity<br>@20°C<br>10 <sup>6</sup> (J/m³ °K) | Thermal<br>diffusivity<br>@20°C<br>10 <sup>-8</sup> (m²/s) |
|-----------|---|-----------------------------|---|--|
| Air       | 0.025                                       | 1.29                        | 0.001   | 1938   |
| Water     | 0.6   | 1000                        | 4.180   | 14   |
| Concrete  | 1.28  | 2200                        | 1.940   | 66   |
| Sand-dry  | 0.35  | 1600                        | 1.270   | 28   |
| Sand-sat. | 2.7   | 2100                        | 2.640   | 102  |

Tabella 3.1: *Tipici valori delle proprietà termiche di alcuni materiali comuni.*

### 3.2.2 Teoria per il sensore TP01

Come già visto nel Paragrafo 3.1.7, il TP01 è una variante del ben noto sensore basato su misure non stazionarie (“non-steady-state probe”). Questa tecnica utilizza misure di temperatura intorno al riscaldatore per analizzare le proprietà del suolo in cui il sensore è inserito. Tutti i sensori non-steady-state si basano sullo stesso fenomeno fisico: determinare le proprietà termiche di un mezzo dalla temperatura di risposta che si ha durante il riscaldamento con l’ater. Dopo un periodo iniziale di transizione, l’aumento della temperatura vicino al riscaldatore dipende solo dal conducibilità termica del mezzo che lo circonda e non più dalla sua capacità termica. Generalmente, questo metodo evita la necessità di raggiungere un vero equilibrio termico con temperature costanti. Solo se la massa termica del sensore è piccola, durante il periodo iniziale di transizione, il tempo di risposta di tale sonda è proporzionale alla diffusività termica del mezzo circostante.

Il TP01 utilizza una nuova tecnica che dipende da un sensore di gradiente di temperatura molto sensibile. Un sensore di temperatura differenziale (2 termopile) misurano la variazione di temperatura radialmente nell’intorno del riscaldatore con una sensibilità molto elevata.

| Soil types                            | $\lambda$ [ $W/m^{\circ}K$ ] |
|---------------------------------------|------------------------------|
| Range of all reported values for soil | 0.15 to 4                    |
| Saturated soil                        | 0.6 to 4                     |
| Sand perfectly dry                    | 0.15 to 0.25                 |
| Sand moist                            | 0.25 to 2                    |
| Sand saturated                        | 2 to 4                       |
| Clay dry to moist                     | 0.15 to 1.8                  |
| Clay saturated                        | 0.6 to 2.5                   |
| Soil with organic matter              | 0.15 to 2                    |
| Solid Rocks                           | 2 to 7                       |
| Tuff (porous volcanic rock)           | 0.5 to 2.5                   |

Tabella 3.2: *Tipici valori di conducibilità termica in tipi di suolo differenti e con diverse umidità.*

Il segnale  $U$  è generato dalle termopile misurando la temperatura differenziale intorno al riscaldatore che genera un campo radiale di temperatura. Dopo alcuni minuti la differenza di temperatura intorno al sensore diventa stabile.

Il principio della misurazione differenziale di temperatura è riportato in figura 3.11.

Il campo di temperatura nell'intorno del riscaldatore al tempo  $t=0$  (accensione) è:

$$T = \frac{Q}{4\pi\lambda} \int_{r^2/4at}^{\infty} \frac{e^{-q}}{q} dq \quad (3.24)$$

dove:  $T$  = Temperature [ $^{\circ}K$ ],  $Q$ = Potenza riscaldatore/metro [ $W/m$ ],  $\lambda$  = conducibilità termica [ $W/m^{\circ}K$ ],  $a$  = diffusività termica [ $m^2/s$ ],

Il sensore TP01 utilizza una temperatura differenziale,  $\Delta T$ , misurata tra  $r_c$  e  $r_h$  espressa da:

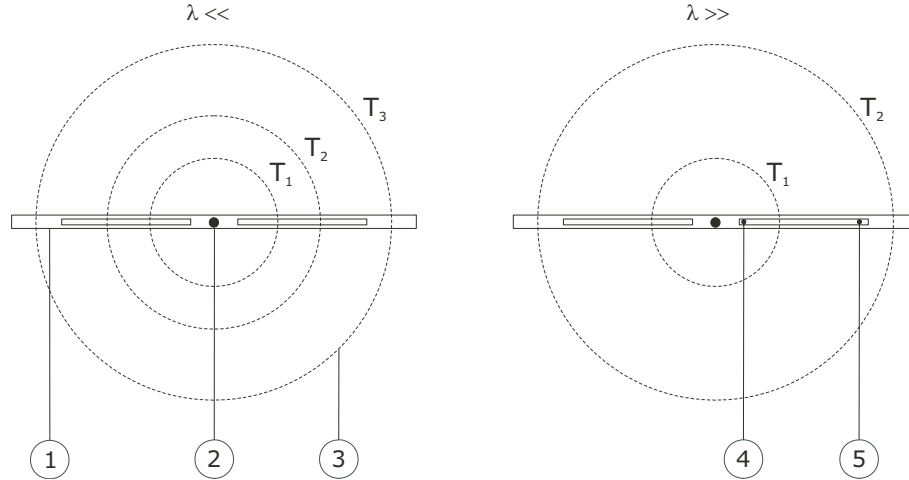


Figura 3.11: Vista dall'alto della distribuzione radiale di temperatura intorno al riscaldatore del Tp01 in due diversi suoli. Le termopile misurano la differenza di temperatura tra  $r_h$  e  $r_c$ .

$$\Delta T = \Delta \frac{Q}{4\pi\lambda} \int_{r_h^2/4at}^{r_c^2/4at} \frac{e^{-q}}{q} dq \quad (3.25)$$

La termopila del sensore è usata appunto per misurare con alta precisione la temperatura differenziale  $\Delta T$ . Il segnale  $U$  generato dalla termopila varia linearmente con  $\Delta T$ :

$$U = E_T \Delta T + U_0 \quad (3.26)$$

dove  $U_0$  è l'output del sensore a  $t=0$  [V],  $E_T$  è la sensibilità della termopila nella misura dei gradienti termici [V/°K].

Sostituendo 3.26 in 3.25 si ottiene:

$$U - U_0 = E_T \frac{Q}{4\pi\lambda} \int_{r_h^2/4at}^{r_c^2/4at} \frac{e^{-q}}{q} dq \quad (3.27)$$

La formula 3.27 richiede che la massa termica e la conducibilità del sensore siano molto piccoli. In tale situazione giocano un ruolo solo i parametri del mezzo in cui la sonda è installata. In conclusione il sensore TP01 può essere usato per la ricerca di  $\lambda$  in un range da 0.3 a 4 W/m°K. Il parametro  $U_0$  dipende da vari

fattori : principalmente dal gradiente termico nel mezzo e dall'offset degli apparati elettronici. Si assume che tale parametro non vari durante il periodo di misura (facilmente ipotizzabile considerando i brevi tempi necessari per le misure). Inoltre si assume che: le caratteristiche termiche del mezzo non cambino nel periodo di misura, il sensore non venga mosso durante la misura e che le dimensioni siano stabili.

Per  $t$  grandi, l'integrale nella formula 3.27 tende ad un valore costante:

$$\int_{r_h^2/4at}^{r_c^2/4at} \frac{e^{-q}}{q} dq = 2 \ln \left( \frac{r_c}{r_h} \right) \quad \text{per} \quad 4at/r_c^2 \gg 1 \quad (3.28)$$

da cui si ottiene:

$$U - U_0 = E_T \frac{Q}{2\pi\lambda} \ln \left( \frac{r_c}{r_h} \right) F(at) \quad (3.29)$$

dove  $F(at)$  è l'integrale che tende al valore 1 per grandi  $t$ :

$$F(at) = \int_{r_h^2/4at}^{r_c^2/4at} \frac{e^{-q}}{q} dq / 2 \ln \left( \frac{r_c}{r_h} \right) \quad (3.30)$$

Conviene notare che, mentre  $\Delta T$  tende ad un valore costante per grandi valori di  $t$ , la temperatura assoluta continua ad aumentare con il  $\ln(4at/r^2)$ .

Dalla Formula 3.29 possiamo definire una nuova costante  $E_\lambda$  che dipende solo dalla geometria del sensore e dalla sensibilità della termopila:

$$E_\lambda = E_T (1/2\pi) \ln \left( \frac{r_c}{r_h} \right) \quad (3.31)$$

Sensibilità e geometria variano da sensore a sensore e quindi  $E_\lambda$  è una proprietà intrinseca del sensore che viene determinata tramite calibrazione.

Il risultato è un sensore che reagisce ad un impulso di riscaldamento nel seguente modo:

$$U - U_0 = (E_\lambda Q / \lambda) F(at) \quad (3.32)$$

dove:  $E_\lambda$  è la costante di calibrazione che esprime la sensibilità del sensore sulla misura della conducibilità termica del mezzo,  $t$  è il tempo,  $F$  è la funzione pari a 1 per grandi  $t$ .

Guardando l'ampiezza del segnale a regime stazionario (che si ottiene tipicamente dopo un ciclo di riscaldamento di 180 secondi) si può essere determinare  $\lambda$  dalla 3.32:

$$\lambda = \frac{E_\lambda Q}{U_{180} - U_0} \quad (3.33)$$

dove  $E_\lambda$  è noto dalla calibratura,  $Q$  è noto,  $U_{180}$  e  $U_0$  sono misurate dalla termopila.

La funzione  $F$  descrive la velocità con cui il processo ha luogo ed scala linearmente con la diffusività termica del mezzo.

Dal fitting della curva  $F$  si può determinare la diffusività termica  $a$ . Uno dei modi più facili per determinare  $a$  è quello di guardare il 63% del tempo di risposta della misurazione. La procedura comune è di determinare prima la conducibilità termica  $\lambda$  e, dopo il ciclo di riscaldamento, determinare quanto è tempo necessario per scendere del 63% di ampiezza verso il valore del segnale originale. In pratica, definita l'ampiezza del segnale come  $U_0 - U_{180}$ , è necessario definire il tempo necessario per tornare al valore di segnale  $U_0 + 0.37(U_0 - U_{180})$  dopo aver spento il riscaldatore (che equivale al 63% del tempo di risposta della misurazione:  $\tau_{63\%}$ ). La diffusività termica di riferimento è definita per l'acqua ( $a_{ref} = 0.14 \cdot 10^{-6}$ ) per cui:

$$a = a_{ref} \cdot \tau_{ref,63\%} / \tau_{63\%} \quad (3.34)$$

La capacità termica  $C_v$  o  $C_m$  (in volume o massa) si determina facilmente dalla 3.20

Ne segue immediatamente che il contenuto d'acqua  $\theta_m$  o  $\theta_v$  si determinano dalla espressioni 3.22 o 3.23.

## 3.3 Raccolta ed analisi dei campioni di terreno

### 3.3.1 Introduzione

In seguito alla realizzazione di un campo sperimentale in un barena artificiale in prossimità di Chioggia si è reso necessaria la raccolta di alcuni campioni di terreno

atti a caratterizzare, con specifiche analisi geotecniche, le caratteristiche geotecniche e idrauliche del sito preso in esame (La descrizione del sito e le caratteristiche geomorfologiche sono riportate ampiamente nel Capitolo 5).

Le indagini sono state svolte ai fini di determinare in particolar modo la composizione granulometrica dei campioni, il contenuto organico e la permeabilità.

Più in dettaglio, si è proceduto a determinare: - contenuto d'acqua (su 2 campioni per ogni rappresentante dei 4 sondaggi)  $w\%$ ; - analisi granulometrica sul campione secco; - analisi aerometrica sul passante al setaccio # 200 nel caso in cui la sua percentuale eccedesse il 15%; - contenuto organico; - Permeabilità a carico variabile

### 3.3.2 Strumenti e prove per la classificazione dei terreni

#### Classificazioni

- **Granulometria** La dimensione granulometrica delle particelle è la base fondamentale per l'indicazione dei terreni minerali, usando le frazioni della particella per distinguere il comportamento meccanico del terreno. I terreni di base sono quelli aventi classificazione uniforme riconducibile a un unico "range" granulometrico. I nuovi termini da usare per ogni frazione di aggregati del terreno e le relative subfrazioni, insieme alla corrispondente dimensione sono mostrati nella tabella seguente:
- **Plasticità** Per i terreni dove la frazione fina è quantitativamente importante, si dovranno verificare i limiti di consistenza, al fine di identificare eventuali caratteristiche plastiche della componente limosa o argillosa. A tal fine si possono classificare terreni altamente plastici e scarsamente plastici.
- **Contenuto organico** La materia organica, anche in piccole quantità, dispersa in un terreno, produce un odore e un colore che può indicarne le proporzioni

|        | SUB-FRAZIONI                  | SIMB. | GRANULOMETRIA<br>(mm) |
|--------|-------------------------------|-------|-----------------------|
| Grossi | Grande masso (Large Boulder)  | LBo   | Oltre 630             |
|        | Masso (Boulder)               | Bo    | Da 200 a 630          |
|        | Sasso (cobble)                | Co    | Da 63 a 200           |
| Medi   | Ghiaia (Gravel)               | Gr    | Da 2 a 63             |
|        | Ghiaia grossa (Coarse Gravel) | CGr   | Da 20 a 63            |
|        | Ghiaia media (Medium Gravel)  | MGr   | Da 20 a 6.3           |
|        | Ghiaia fina (Fine Gravel)     | FGr   | Da 2 a 6.3            |
|        | Sabbia (Sand)                 | Sa    | Da 0.063 a 2          |
|        | Sabbia grossa (Coarse Sand)   | CSa   | Da 0.63 a 2           |
|        | Sabbia media (Medium Sand)    | MSa   | Da 0.2 a 0.63         |
| Fini   | Sabbia fine (Fine Sand)       | FSa   | Da 0.063 a 0.2        |
|        | Limo (Silt)                   | Si    | Da 0.002 a 0.063      |
|        | Limo grosso (Coarse Silt)     | CSi   | Da 0.0. a 0.063       |
|        | Limo medi (Medium Silt)       | MSi   | Da 0.0063 a 0.02      |
|        | Limo fine (Fine Silt)         | FSi   | Da 0.002 a 0.0063     |
|        | Argilla (Clay)                | Cl    | Fino a 0.002          |

Tabella 3.3: *Frazioni granulometriche, nomenclatura e rispettivi range di dimensione*

e descriverne alcune caratteristiche. Un terreno composto principalmente di sostanze organiche è classificabile come torba.

### Analisi granulometrica per setacciatura

- **Scopo:** La norma stabilisce un metodo per la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati mediante stacciatura. Si applica agli aggregati di origine naturale o artificiale fino ad una dimensione nominale di 63 mm (esclusi i filler).

- **Principio:** La prova consiste nel dividere, per mezzo di una serie di stacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti. Il procedimento adottato è il lavaggio seguito da stacciatura a secco. Quando il lavaggio può alterare le proprietà fisiche di un aggregato leggero, deve essere utilizzata la stacciatura per via secca.
- **Apparecchiatura:** Come specificato dalla norma UNI EN 933-2 le aperture degli stacci devono essere omogenee, quadrate e simmetriche. Per le sezioni minori di 4 mm vengono usati stacci di tela metallica intessuta, per quelle maggiori o uguali a 4 mm si utilizzano stacci di lamiera perforata. Le dimensioni in mm definite dalla norma sono le seguenti:

0,063 - 0,125 - 0,250 - 0,500 - 1 - 2 - 4 - 8 - 16 - 31,5 - 63 - (125).

Sono necessarie anche le apparecchiature per il lavaggio, l'essiccazione e la pesatura dei campioni di prova.

- **Procedimento:** Lavaggio: Il campione viene prima ricoperto d'acqua e agitato fino a ottenere una separazione completa e la sospensione delle frazioni fini. Viene quindi filtrato attraverso uno staccio di  $63\mu\text{m}$  fino a che l'acqua di lavaggio risulta limpida. Essiccazione: Si procede all'essiccazione della frazione trattenuta del materiale, in stufa ventilata, fino a massa costante. Stacciatura: Il materiale così ripulito viene versato nella colonna di stacci sovrapposti da  $63\mu\text{m}$  a 63 mm. La colonna viene agitata manualmente o meccanicamente, quindi si procede scuotendo i singoli stacci fino ad ottenere un passaggio di materiale trascurabile in un minuto di stacciatura. Pesatura: Si determina quindi la massa del materiale trattenuto dai vari stacci. Elaborazione dei risultati Il resoconto dell'analisi granulometrica è la percentuale cumulativa della massa della porzione di prova passante attraverso i singoli





Figura 3.12: *Serie di setacci per la prova granulometrica*

stacci. I risultati vengono anche indicati graficamente ponendo sulle ascisse le aperture degli stacci e sulle ordinate la percentuale di materiale passante.

### **Analisi granulometrica per sedimentazione**

- **Scopo:** La seguente prova permette di determinare la distribuzione granulometrica del terreno le cui particelle presentano diametro dei granuli  $\geq 0.075$  mm. L'analisi delle particelle fini per sedimentazione viene effettuata quando la percentuale di passante al setaccio da 0.075 mm, ricavata durante la fase di lavaggio nella granulometria per vagliatura, è superiore al 10% del campione secco.

- **Principio:**

Le dimensioni delle particelle vengono determinate indirettamente, misurandone il tempo di sedimentazione all'interno di un cilindro, contenente una

dispersione formata da 40 gr di particelle di materiale passante al setaccio con apertura 0.075, 5 gr. di esametafosfato di sodio tutto in acqua distillata per un volume totale di 1 litro. Ciò si basa sulla legge di Stokes, secondo la quale si può determinare il diametro di una sfera avente il peso specifico noto, della quale sia nota la velocità di caduta, all'interno di un liquido di peso specifico e viscosità conosciuti. La formula matematica che descrive tale principio è:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta_L}{\gamma_s - \gamma_L}} \nu \quad (3.35)$$

Con:  $D$  = diametro della sfera (mm);  $\eta_L$  = viscosità dinamica del liquido ( $gr \cdot sec/m^2$ );  $\gamma_s$  = peso specifico della particella ( $gr/cm^3$ );  $\gamma_L$  = densità del liquido ( $gr/cm^3$ );  $\nu$  = velocità di caduta (cm/sec).

- **Apparecchiatura:** Per la prova aerometrica sono necessari un agitatore a palette per la preparazione del campione, una soluzione di acqua distillata e esametafosfato di sodio per disaggregare le particelle di terreno, dei densimetri ed un cronometro. Infine una vasca termostatica con cilindri da un litro per la prova di sedimentazione vera a propria



Figura 3.13: a) Agitatore e palette, densimetri, cronometro e esametafosfato di sodio. b) vasca termostatica con cilindri da un litro

- **Procedimento:** La prova consiste nel misurare la velocità di caduta delle particelle, vale a dire il tempo che la singola particella impiega per percorrere

una determinata distanza. Le letture di tale distanza vengono effettuate mediante un densimetro, che viene introdotto nel cilindro contenente le particelle in esame secondo dei tempi prestabiliti distribuiti in serie geometrica.

La distanza a cui si fa riferimento è rappresentata dal percorso compreso tra il pelo libero della soluzione acqua-terreno e il baricentro del densimetro. Nel corso della prova vengono prese le letture di densità (R) e le letture di temperatura relative all'istante di misura della densità (T), da questi dati si ricava il diametro (D) delle particelle che dopo un tempo  $t$  si trovano al di sotto del baricentro del densimetro e la percentuale di terreno (P%) con diametro inferiore di D. Dalla legge di Stokes si ha:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta_L}{\gamma_s - \gamma_L}} \cdot \sqrt{\frac{H_R}{\delta_t \cdot 60}} \quad (3.36)$$

$H_R$  = percorso di sedimentazione delle particelle comprensiva della correzione al menisco del densimetro;  $t$  = tempo (espresso in min.) misurato a partire dall'inizio della prova, corrispondente alla lettura  $H_R$ . La percentuale di terreno avente diametro inferiore al valore D è data dall'espressione:

$$P\% = R \cdot \frac{100}{P_S} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_l} \quad (3.37)$$

con  $P_S = 40$  gr ed R è la lettura di densità comprensiva di tutte le correzioni (menisco, soluzione disperdente e della temperatura). La percentuale calcolata dalla formula precedente dovrà pertanto essere moltiplicata per la frazione che in fase di setacciatura è risultata passante al setaccio da 0.075 mm.

### Umidità di una terra

- **Scopo:** La norma stabilisce un metodo per la determinazione del contenuto percentuale d'acqua in un terreno.

- **Principio:** La prova consiste nel far liberare per essiccamento l'acqua contenuta nel campione di prova al fine di valutarne la differenza di peso tra lo stato umido e quello essiccato.
- **Apparecchiatura:** Sono necessarie le normali attrezzature per il riscaldamento, l'essiccazione e la pesatura dei campioni di prova.
- **Procedimento:** Pesatura: Si determina la massa del campione di prova ancora umido. Essiccazione: Si procede al riscaldamento del campione di prova e alla relativa essiccazione fino ad ottenere una massa costante (differenza di peso tra due cicli consecutivi inferiore a 0,1 %). Pesatura: Si determina la massa del campione di prova essiccato. Elaborazione dei risultati L'umidità percentuale di una terra ( $W$ ) viene calcolato come rapporto tra la quantità d'acqua contenuta nel provino e il peso del campione essiccato con la seguente equazione:

$$W = \frac{M_W - M_D}{M_D} \times 100 \quad (3.38)$$

dove  $M_W$  e  $M_D$  sono rispettivamente il peso della terra umida e della terra essiccata.

### Permeabilità a carico variabile

- **Scopo:** La permeabilità rappresenta la misura della velocità con la quale un fluido attraversa un mezzo poroso. La prova di permeabilità a carico variabile sono effettuate sui materiali a grana fine e su miscele contenenti limo e argilla.
- **Apparecchiatura:** Sono necessari un fustellatore verticale per preparare il provino che sarà confinato in un fustello cilindrico a pareti sottili con scarpa tagliente. Servirà un cella edometrica dove collocare il provino e l'edometro vero e proprio per effettuare la prova.
- **Procedimento:** Le ipotesi e le leggi su cui si basa la prova sono le stesse adottate per quelle a carico costante, la differenza è che il carico idraulico

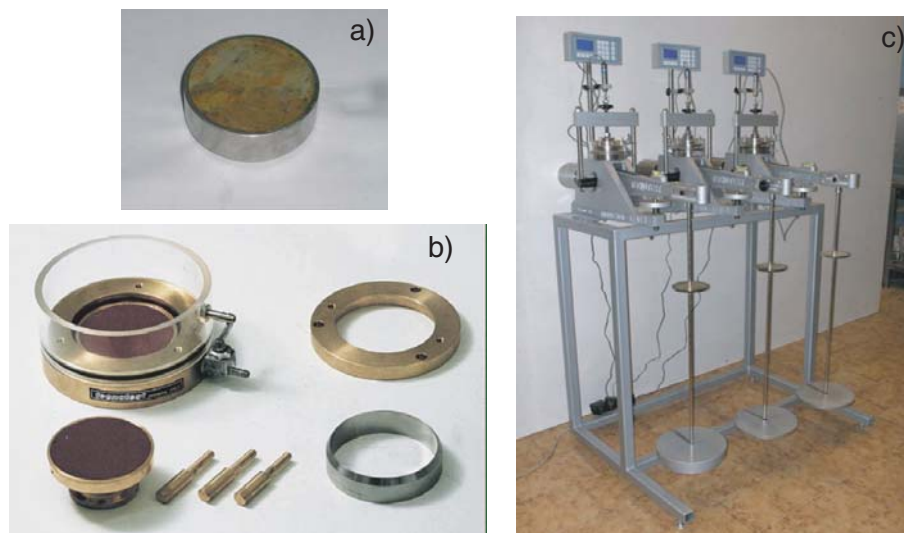


Figura 3.14: *Apparecchiatura per la prova di permeabilità a carico variabile. a) provino confinato in fustello cilindrico. b) cella edometrica. c) edometro*

non rimane costante durante l'esecuzione della prova e va misurato a tempi prestabiliti.

$$K = \frac{a \cdot L}{A \cdot (t_1 - t_0)} \times \ln \frac{H_0}{H_1} \quad (3.39)$$

Dove: L=altezza campione; A=sezione del campione; a= sezione del tubo manometrico utilizzato per la variazione del carico idraulico;  $H_0$ =lettura iniziale del carico idraulico;  $t_0$ = tempo corrispondente all'inizio del flusso;  $H_i$ = altezza i-esima del carico idraulico;  $t_i$ = tempo corrispondente all'altezza i-esimo.

### Curve di risalita capillare: Principio e metodo

La classica via utilizzata per determinare la curva di pressione capillare (relazione tra contenuto d'acqua  $\theta$  e pressione di suzione a cui si determina) implica la costruzione di una serie di condizioni di equilibrio tra l'acqua contenuta nel suolo

e acqua a potenziale noto. L'acqua all'interno del mezzo poroso è in contatto con l'acqua a potenziale noto, generalmente attraverso un piatto ceramico poroso (come nel caso dei tensiometri) o attraverso delle membrane. Ad ogni punto di equilibrio viene determinato il contenuto d'acqua  $\theta$  del suolo e accoppiato al valore del carico piezometrico,  $h_m$ , determinato dalla pressione di equilibrio tra l'acqua nel suolo e quella del sistema. I punti  $(\theta, h_m)$  fanno parte della curva di risalita capillare. Questi punti possono essere determinati in fase di drenaggio o imbibizione. Sfortunatamente le relazioni che si ottengono sono differenti tra di loro, questo perchè la relazione  $\theta$ - $h_m$  è del tipo isteretico e il contenuto d'acqua durante la fase di drenaggio è generalmente superiore rispetto alla fase di imbibizione (Topp, 1969; Haines, 1930; Pavlakis and Barden, 1972). La tecnica più semplice, utilizzata per la costruzione delle curve di risalita capillare dei campioni prelevati in Barena Chioggia B1, è la tecnica Hanging Water Column.

La tecnica Hanging Water Column per la determinazione delle curve di risalita capillare si esegue con l'apparato detto filtro di Buchneer (anche chiamato apparato di Haines). In questo apparato (Haines, 1930) viene riposto il campione saturo il quale è in contatto idraulico attraverso un piatto poroso 3.15 con l'acqua del sistema. Il campione di terreno è in condizioni di pressione atmosferica ( $P_{atm}P_a$ ) mentre la pressione dell'acqua nel sistema viene ridotta a valori inferiori della pressione atmosferica riducendo il livello  $z_1$  o diminuendo il valore controllato di pressione  $P_g(Pa)$ . La seguente riduzione del carico idraulico causa un flusso di acqua che fuoriesce del campione. In condizioni di equilibrio statico il valore del carico  $h_m$  decresce linearmente con l'elevazione in accordo con:

$$h(z) = -z + z_1 + (P_g - P_{atm})/\rho g \quad (3.40)$$

dove  $z(m)$  è l'elevazione (positiva se sopra  $z = 0$  o negativa se sotto  $z = 0$ ),  $z_1(m)$  è la distanza del livello dell'acqua dal livello di riferimento per il carico gravitazionale (si prende  $z = 0$  nel punto di contatto tra il campione e il piatto poroso),  $\rho_w$  ( $Kgm^{-3}$ ) è la densità dell'acqua e  $g$  ( $NKg^{-1}$ ) è l'accelerazione di

gravità. La distanza  $z_1$  è negativa se sotto a  $z = 0$ , positiva se sopra.  $P_g$  può variare da valori poco superiori a  $P_{atm}$  fino a valori molto inferiori. La via più semplice è di partire con  $z_1 = 0$  e ridurre nel primo step  $h$  di un valore  $z_1$  a cui segue una riduzione di  $P_g$ . Si ottiene una fuoriuscita d'acqua dal campione fino a che non si raggiunge un equilibrio statico. Il volume d'acqua fuoriuscito e la pressione imposta a cui si è determinato l'equilibrio vengono misurati ad ogni step per ottenere il valore di  $\theta$  e il corrispondente valore di  $h_m$ . Se la pressione dell'aria nel provino è mantenuta in condizioni di pressione atmosferica si ha  $h_m = h$ . In conseguenza  $h_m$  varia linearmente con l'elevazione nello stesso modo con cui varia  $h$ . Se l'altezza del provino è limitata a pochi centimetri (1-2 cm) allora la variazione di  $h_m$  lungo l'altezza può essere trascurata. La pressione assoluta che si può raggiungere non può essere inferiore alla pressione di vapore ( $P_{vap} = 2.34 \text{ kPa a } 20^\circ\text{C}$ ) a temperatura ambiente e di conseguenza la pressione più bassa che teoricamente si può raggiungere,  $h_{min}$ , all'interno dell'apparato di suzione è data da:

$$h_{min} = (P_{vap} - P_{atm}) / (\rho_w g) \quad (3.41)$$

In pratica la suzione nell'apparato è limitata a  $h_{min}$  pari a circa  $-8.5$  m sul livello del mare. Nella Figura 3.15 si riporta una distribuzione in equilibrio.

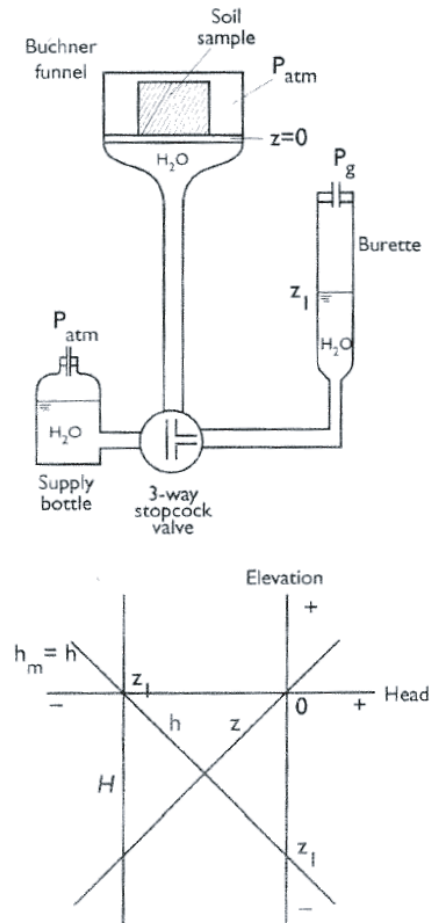


Figura 3.15: *Diagramma del metodo hanging water column*



# Capitolo 4

## Prove in Laboratorio

La ricerca sperimentale in laboratorio è un punto imprescindibile di unione tra la modellazione matematica (e numerica) e le esperienze di campo. In genere la valutazione dei parametri in laboratorio, la calibrazione degli strumenti e delle metodologie da utilizzare permettono un migliore accordo tra il lavoro prettamente modellistico e la raccolta ed analisi di dati consistenti ottenuti da spedizioni in campo. Una comprensione dettagliata e una validazione delle misure ottenute in varie condizioni dagli strumenti permette, infine, di ottenere una corretta e attendibile serie di dati da analizzare.

## 4.1 Apparato sperimentale di misura in laboratorio

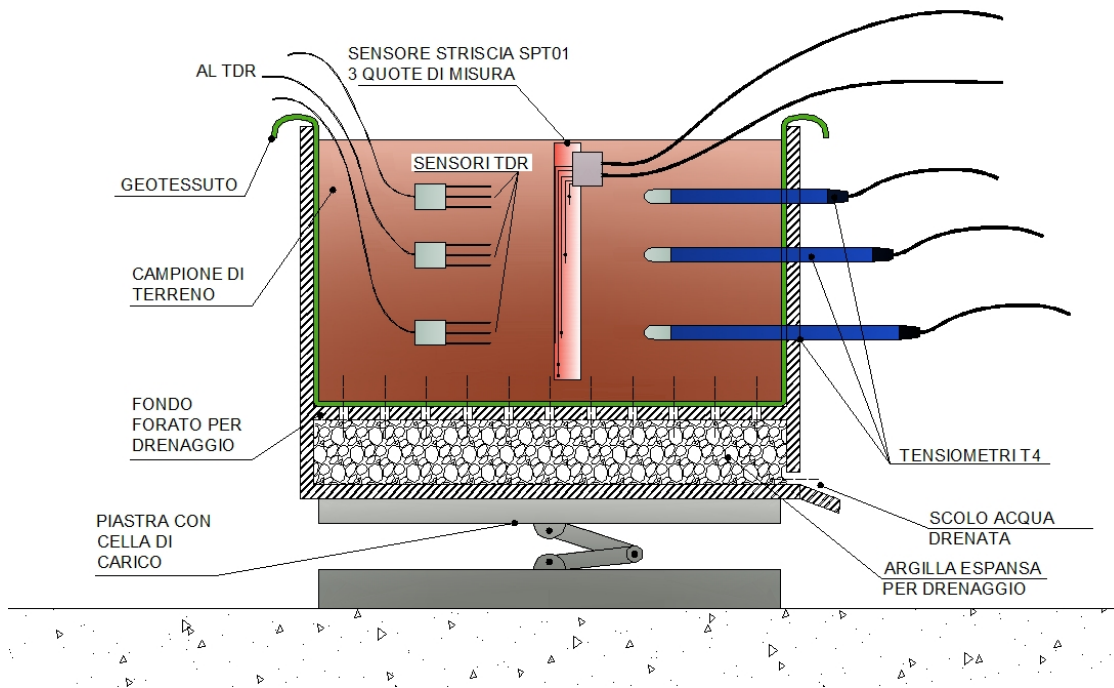


Figura 4.1: *Schema esemplificativo della cassa sperimentale per le prove di calibrazione e di confronto tra le misure dei vari strumenti. Si noti come la realizzazione pratica della cassa abbia portato delle modifiche sostanziali allo schema indicato pur conservando l'idea originale per la disposizione degli strumenti.*

Per la prova e la corretta calibrazione degli strumenti è stata costruita una cassa in plexiglas di dimensione  $0.5 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times h. 0.6 \text{ m}$ . La cassa è stata dotata sul fondo di una serie di fori disposti a maglia regolare in modo tale da poter drenare l'acqua dal terreno, nelle sessioni di drenaggio, in modo omogeneo da tutto il campione. È inoltre dotata di un foro posto a quota tale da funzionare come sfioratore di superficie per mantenere il livello dell'acqua costante nei periodi in cui si vuole che il campione sia completamente saturo bilanciando la portata fuoriuscita

dal fondo e dallo sfioro con un apporto costante di acqua da un rubinetto. La cassa è stata rivestita di geotessuto per evitare la perdita di frazioni fini durante il drenaggio del campione. All'interno della cassa sono stati installati i seguenti strumenti:

- un piezometro costituito con un tubo in alluminio fenestrato di 1.5 m di lunghezza, dal diametro interno di 3 cm, al cui interno è stato posizionato un trasduttore di pressione compensato atmosfericamente caratterizzato da un range di misura di 0-300 mbar e precisione di  $\pm 1.5$  mbar (Paragrafo 3.1.2);
- tre tensiometri atti a misurare la pressione capillare, installati orizzontalmente alle profondità di **5**, **10** e **20** cm. Il range di misurazione del trasduttore di pressione va da -1000 a 850 hPa con una accuratezza dichiarata di  $\pm 0.2$  hPa (Paragrafo 3.1.3);
- Il sensore di temperatura STP01 per la misura delle temperature alle profondità di 7, 10, **15**, **25** e **55** cm (Paragrafo 3.1.6). Il range di misura delle termocoppie va da - 30 a + 70 gradi °C. Il sensore permette in via sperimentale la stima della quantità d'acqua presente alle profondità **5**, **10** e **20** cm (Paragrafo 3.2.1).
- Il sensore TP01 (Figura 3.1.6) per la misura delle proprietà termiche del mezzo ( $\lambda$ ,  $a$ ) (Paragrafo 3.2.2).
- 5 sonde (a tre contatti) Time Domain Reflectometry (TDR) per la misurazione del contenuto d'acqua (accuratezza  $\pm 0.02 m^3/m^3$ ), di lunghezza 15 cm, inserite orizzontalmente nel campione di terra nella cassa alle profondità 2, 5, 10 e 20 cm collegate tutte ad un datalogger indipendente dagli altri strumenti (Paragrafo 3.1.5). Ad alcune profondità sono state inserite 2 sonde per un controllo sulle misure effettuate.

- una cella di carico Gefran SH-K5C, portata 500 kg, a sensibilità nominale 2 mV/V, compensata nel campo di temperature tra -10 e +40 °C.

Tutti gli strumenti, ad eccezione del TDR, sono collegati a due Datalogger Campbell CR1000 completi di memoria esterna e multiplexer che acquisiscono i dati misurati simultaneamente ogni 5 minuti, eccetto per i dati di temperatura necessari per le stime del contenuto d'acqua che vengono acquisiti ogni 10 minuti e il TDR, che ha un proprio datalogger indipendente dagli altri strumenti, che viene acquisito in concomitanza con le misure di temperatura utilizzate per le stime termiche.

## 4.2 Procedure e dati acquisiti

Abbiamo visto nel Capitolo 3 che le tecniche di misura del contenuto d'acqua basate sul metodo Time Domain Reflectometry presentano forti complicazioni in ambienti caratterizzati da acque contenenti forti percentuali di sale quelle che caratterizzano gli ambienti lagunari e salmastri in genere. Le tecniche termiche studiate hanno il pregio di non risentire della presenza di soluti nel terreno da monitorare ma presentano l'inconveniente di una minore precisione e di una calibrazione ad hoc di alcuni parametri (Paragrafo 3.2.1) per ottenere una stima veritiera della quantità d'acqua presente nel suolo. Per ovviare a tale inconvenienti ed avere, quindi, delle stime consistenti si è auspicato la costruzione in laboratorio di un apparato sperimentale controllato che permettesse, in primo luogo, una prova di tutta la strumentazione di monitoraggio e, in un secondo momento, un confronto diretto tra le stime di contenuto d'acqua ottenute dal TDR e dalla teoria termica. La strumentazione è stata posizionata con la massima precisione, effettuando cicli di imbibizione e drenaggio ad ogni quota scelta per l'installazione per evitare, in fasi successive, compattazioni che potessero variare la quota scelta per le misure. Il campione di terreno prescelto (circa  $0.15 m^3$ ) è simile al materiale presente in

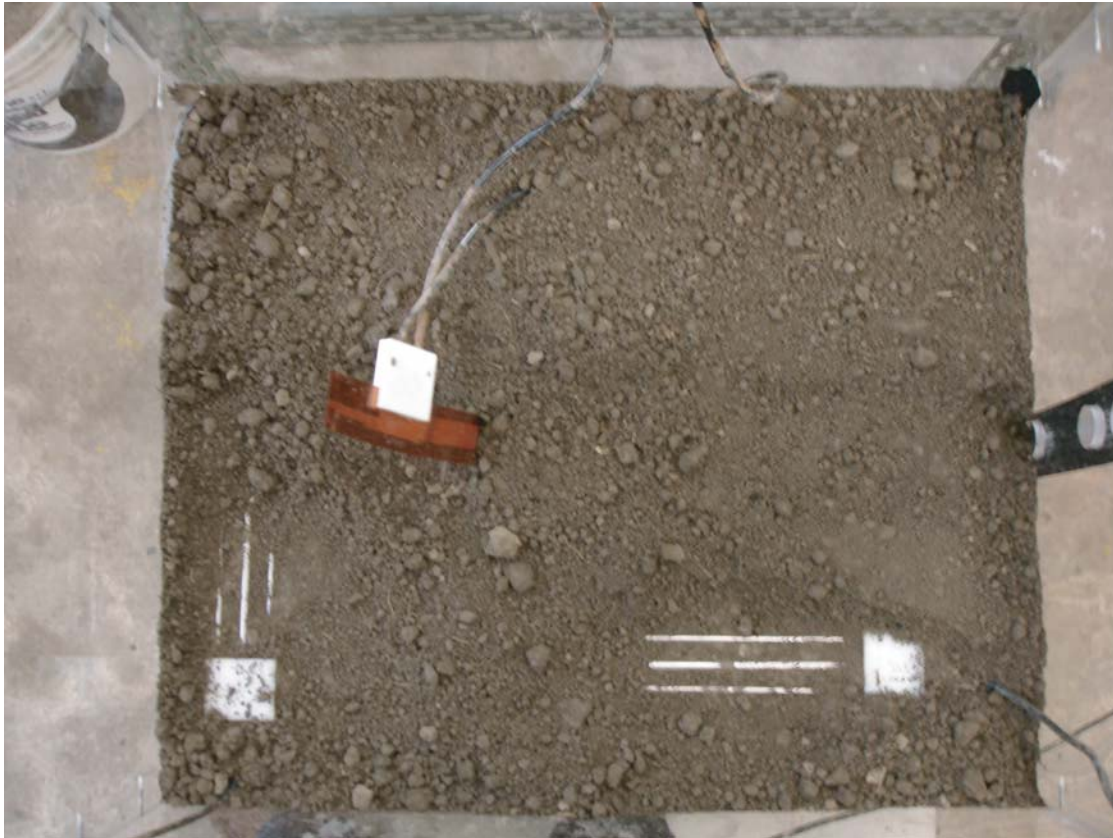


Figura 4.2: Fase di costruzione del campione. Strumenti installati nella cassa alla profondità di 20 cm. Si noti la coppia di sonde TDR, la striscia STP01 e, sulla destra, i fori a quote definite per l'installazione orizzontale dei tensiometri.

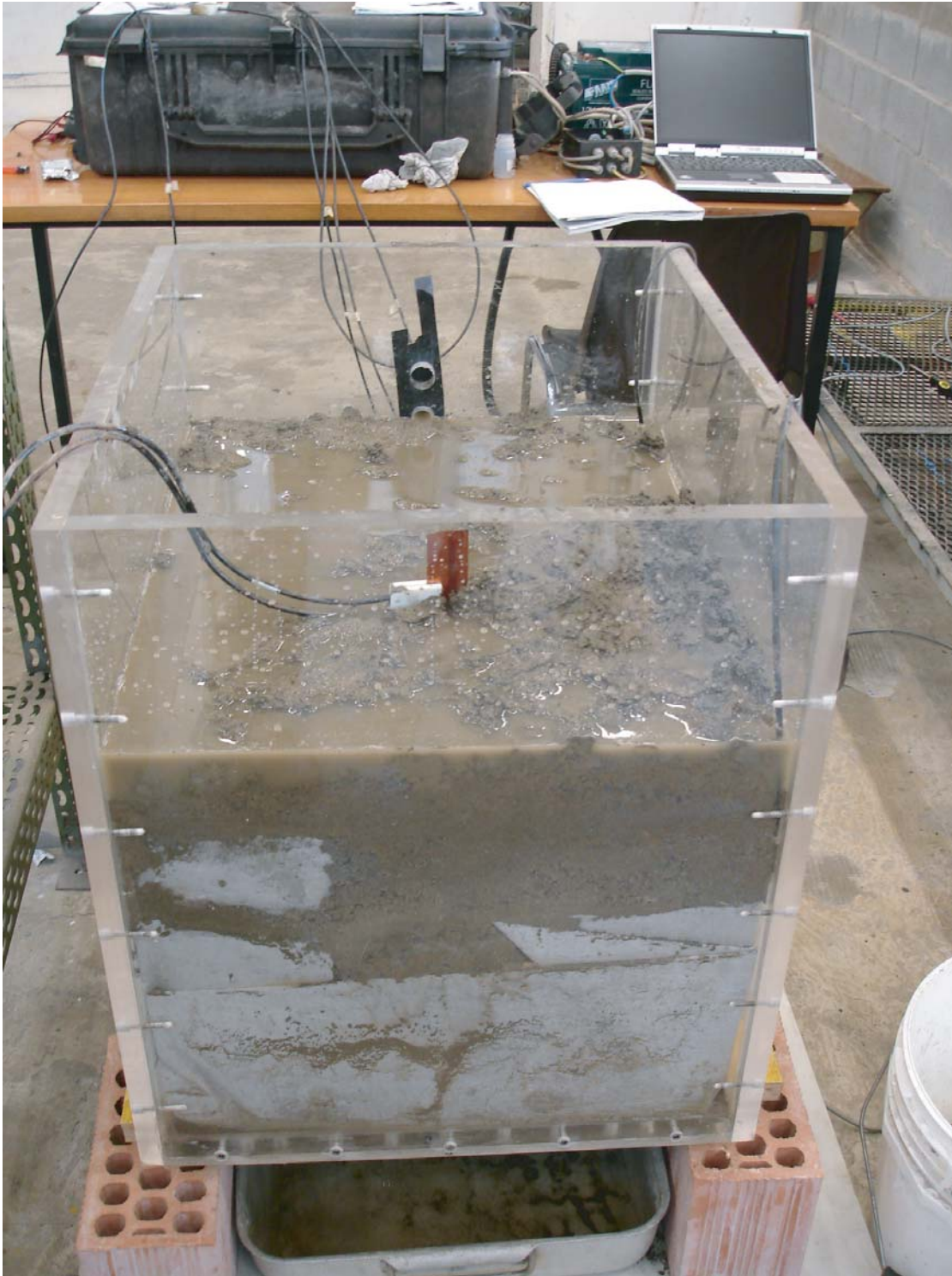


Figura 4.3: *Fase di costruzione del campione. Fase di drenaggio e imbibizione per consolidare il terreno tra la profondità di 10 e 20 cm. Dopo alcuni cicli si procederà all'installazione della sonde TDR. Alla base si noti il sistema di raccolta dell'acqua drenata dal campione e la cella di carico su cui è appoggiata la cassa sperimentale.*



Figura 4.4: *Apparato sperimentale completo.*

barena, ovvero un limo argilloso prelevato nelle campagne di Conetta di Cona (VE) che non presenta concentrazioni di sale rilevanti. Sono state effettuate, inoltre, diverse prove su un campione sabbioso che permetteva di avere tempi di drenaggio ed imbibizione molto minori, quindi maggiormente compatibile con il gran numero di esperimenti effettuati. Su quest'ultimo campione vengono esplicitate le considerazioni riportate in questo Capitolo. Sono state eseguite diverse prove sperimentali che hanno permesso una taratura della strumentazione e lo studio di un gran numero di acquisizioni. Per ovvie ragioni di spazio e per la notevole mole di dati acquisiti verrà riportato un esempio caratteristico che rappresenta la serie di prove effettuate.

#### 4.2.1 Elaborazione ed interpretazione dei dati

Ai fini di una globale rappresentazione delle condizioni idrologiche del campione nel tempo vengono acquisite, in contemporanea, le grandezze che caratterizzano la quantità d'acqua e la sua distribuzione all'interno del terreno. Le prime analisi effettuate riguardano una stima della porosità del campione effettuata attraverso delle considerazioni sulla variazione di peso del campione stesso in fase di drenaggio e imbibizione. Da tali considerazioni si è ricavato una porosità media del campione ( $\phi$ ) pari a circa 0.32, compatibile con le misure di contenuto d'acqua in condizioni sature effettuate in un secondo momento con l'ausilio del TDR. Questo dato permette di determinare qualitativamente la bontà delle misure di contenuto d'acqua acquisite direttamente con il TDR. Infatti, per valori prossimi alla saturazione del terreno, ci attendiamo dei valori di contenuto d'acqua molto simili alla porosità del campione considerando che in tali condizioni, dopo un periodo di tempo necessario per scalzare completamente dai pori l'aria intrappolata, il valore di  $\theta$  coincide con  $\phi$ . Si riporta, in Figura 4.5, l'andamento della misura del piezometro che indica il livello idrico presente nel campione, la variazione di peso tra la condizione satura e drenata che permette un bilancio sulla quantità di acqua che presenta il campione



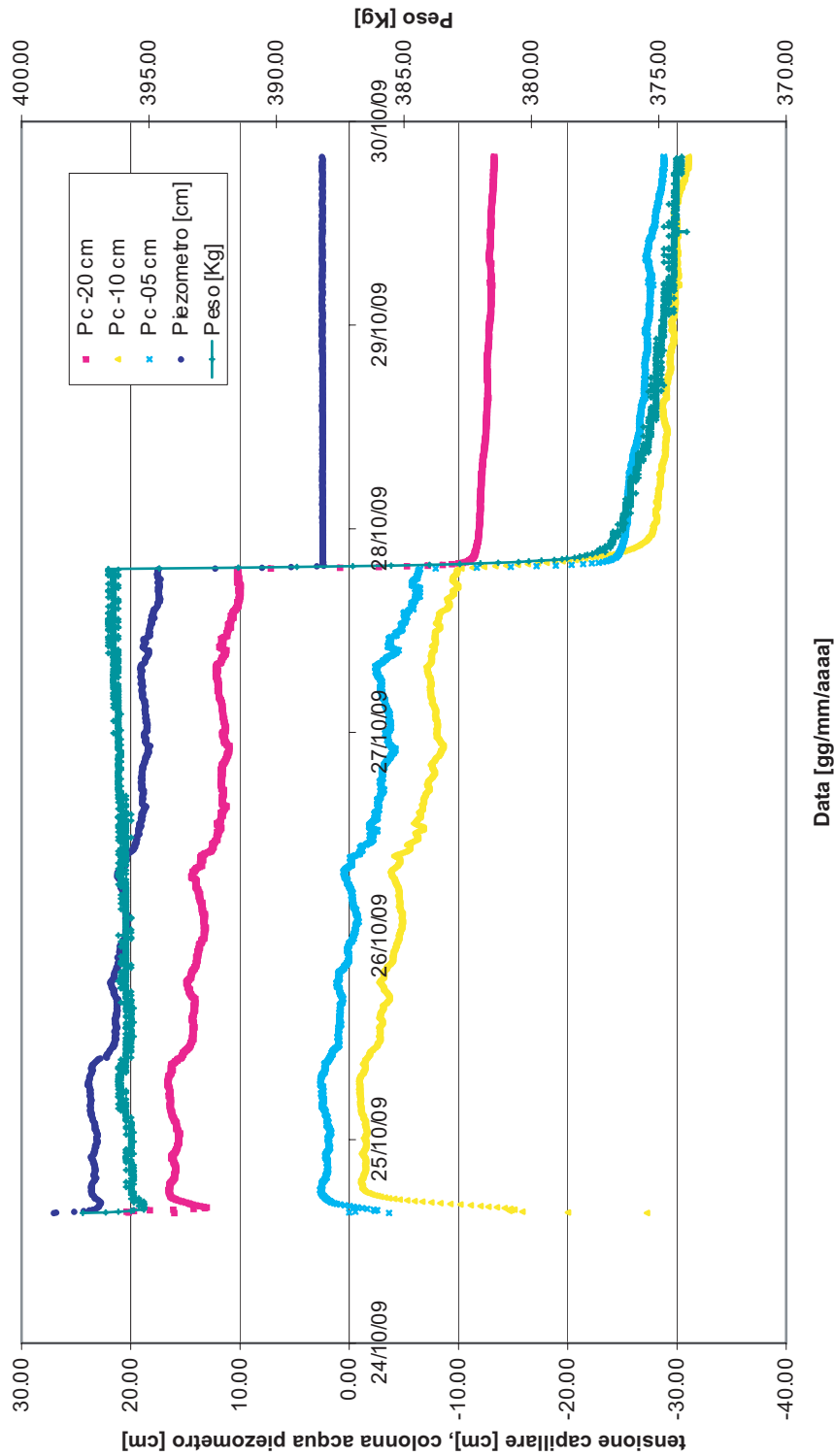


Figura 4.5: Esempio di grafico riassuntivo delle acquisizioni effettuate in fase di drenaggio nel campione di sabbia preparato in laboratorio. Vengono riportati contemporaneamente i valori dei 3 tensiometri, della variazione di peso del campione e la quota dell'acqua all'interno del campione.

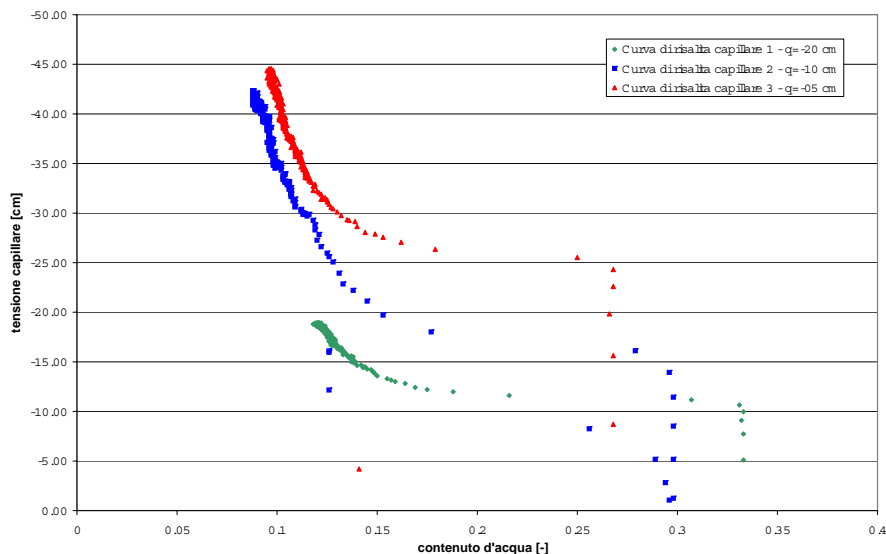


Figura 4.6: *Costruzione sperimentale delle curve di risalita capillari a diverse quote per il campione di terreno utilizzato per gli esperimenti in laboratorio. La misura di  $\theta$  è ottenuta con il TDR e le pressioni capillari con l'uso dei tensiometri.*

nelle varie fasi dell'esperimento e, infine, le misure dei 3 tensiometri che determinano, rispettivamente, il valore di pressione capillare (negativo) quando il campione non è saturo e il carico idrostatico, espresso in termini di colonna d'acqua, quando quest'ultimi vengono sommersi. Si noti che i tensiometri superficiali risentono più velocemente alla condizione insatura che si instaura durante le fasi di drenaggio e, per lunghi periodi in condizioni drenate, risentono anche di un marcato effetto di evaporazione superficiale dovuto alla richiesta atmosferica. La contemporanea acquisizione dei dati di pressione capillare e di  $\theta$  (con il TDR) permettono la costruzione approssimata di curve di risalita capillare per il campione in esame. Si riporta in Figura 4.6 l'andamento di 3 curve di risalita capillare sperimentali ottenute combinando le misure dei tensiometri e delle sonde TDR poste alla stessa quota. Si noti come sia facilmente evidenziabile il valore di pressione di suzione critica (*"threshold pressure"*) per cui l'aria possa entrare nel campione e crearsi una sostanziale riduzione del contenuto d'acqua (si veda il Paragrafo 1.3). Le cur-

ve sperimentali sono il primo passo per una migliore implementazione dei modelli matematici riguardanti i flussi subsuperficiali.

Si ricordi che per le formulazioni matematiche dei problemi di flusso insaturo nei mezzi porosi generalmente si utilizzano come variabili indipendenti i valori di pressione e da questi, attraverso l'uso delle curve di risalita capillare, si ottengono i valori di contenuto d'acqua (si veda il Capitolo 1). È quindi di indubbio valore disporre di curve di risalita capillare reali, determinate ad hoc in laboratorio, per i terreni che intendiamo utilizzare nelle simulazioni numeriche.

In contemporanea si acquisiscono le rampe di temperatura con lo strumento STP01 che permettono, come ampiamente descritto nel Capitolo 3, di ottenere in via sperimentale le proprietà termiche del mezzo e quindi il contenuto d'acqua del campione dopo una prima fase di taratura dello strumento. All'inizio dell'acquisizione il programma compilato nel Datalogger, sviluppato per gestire le misure dello strumento STP01, fa accendere il riscaldatore presente nello strumento ed inizia la serie di misure della temperatura che si instaura nell'intorno dello strumento. La fase di acquisizione si protrae per 180 secondi, con scansione della temperatura ogni secondo eccetto per i primi 3 secondi di riscaldamento forzato dall' "heater", dove si è settato un rate di 10 scansioni al secondo. Le scansioni molto ravvicinate nel tempo, eseguite nei primi tre secondi, servono per determinare in via sperimentale il parametro di contatto termico ( $H_c$ ) e quindi una stima della diffusività termica  $a$  (si veda il Paragrafo 3.2.1). Analogamente, le misure effettuate con scansione di 1 secondo, permettono la determinazione della conducibilità termica  $\lambda$  fittando i dati ottenuti, debitamente riportati in grafico  $\Delta T - \ln t$ ). In Figura 4.7 si riporta un esempio delle rampe di temperatura ( $\Delta T - t$ ) acquisite con passo temporale di un secondo. Per eseguire il fit lineare e i calcoli necessari ad ottenere, per ogni acquisizione, i parametri termici del suolo e la successiva stima di  $\theta$ , si è implementato un programma in Fortran che esegue automaticamente l'elaborazione dei dati raccolti nell'esperimento. Infine, oltre al TDR (misura diretta di  $\theta$  che chiameremo

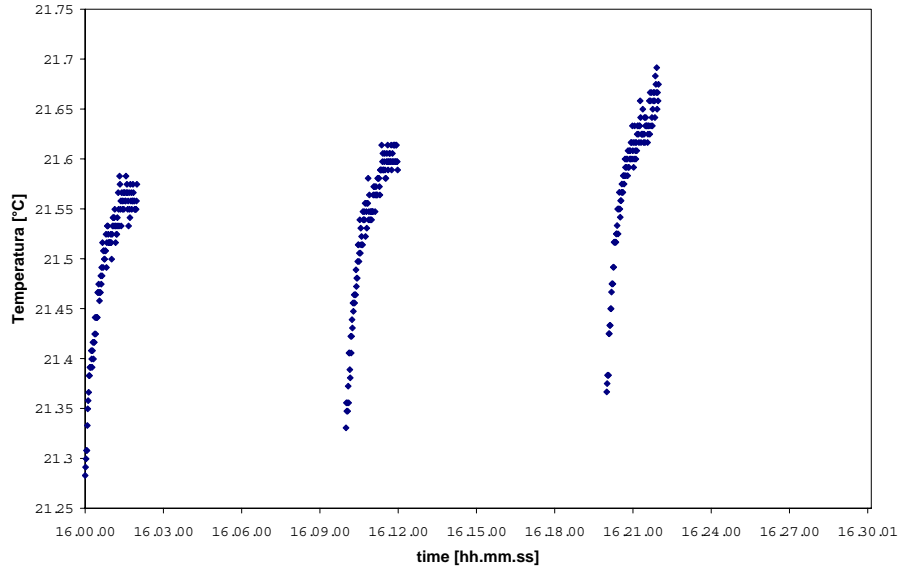


Figura 4.7: Esempio di 3 curve  $\Delta T-t$  acquisite dalla sonda STP01.

d'ora in poi  $\theta_{TDR}$ ) e allo strumento STP01, si è voluto sperimentare il sensore TP01 studiato appositamente per ottenere la stima del contenuto d'acqua sempre attraverso la misura delle grandezze termiche del suolo (Paragrafo 3.2.2).

#### 4.2.2 Stima di $\theta$ con lo strumento STP01: Parametri termici

Definita sommariamente la tipologia delle acquisizioni eseguite e le caratteristiche dei dati raccolti in laboratorio, si passa all'analisi dei risultati ottenuti per quanto riguarda la stima del contenuto d'acqua attraverso le tecniche basate sulla misura delle grandezze termiche. Dopo una prima fase di attenta taratura su alcune prove, ottenuta cercando di minimizzare l'errore medio e lo scarto quadratico medio tra i valori di  $\theta_{TDR}$  misurati dal TDR e i valori calcolati attraverso l'uso della sonda STP01 (che chiameremo  $\theta_{STP01}$ ), si è proceduto all'analisi di sensibilità delle stime effettuate. La fase di taratura si è resa necessaria per determinare le grandezze

non note che rientrano nelle relazioni 3.22 e 3.23. Per definire la bontà e il grado di accuratezza delle stime effettuate dopo la fase di taratura, si sono analizzati gli errori medi ( $\bar{\epsilon}$ ) e gli scarti quadratici medi ( $\sigma$  detta anche deviazione standard)<sup>1</sup> su varie prove effettuate in laboratorio prendendo come misura “vera” la migliore stima possibile, cioè quella ottenuta dal TDR. Le complicazioni maggiori si hanno nella stima del valore di diffusività termica  $a$  che, come visto, dipende dal parametro di contatto termico derivante dall’interpolazione dei dati raccolti negli istanti iniziali di accensione dell’heater. L’incertezza nella stima di  $a$  si deve, in primo luogo, alla precisione nella misura delle variazioni di temperatura che avvengono nei primi secondi con rate di acquisizione molto alti. La precisione delle termocoppie, usualmente utilizzate per stimare le temperature, non permettono, come osservato da diverse prove, di ottenere una stima robusta del parametro di contatto termico e quindi della diffusività termica. Per ovviare a questo problema, osservando che il range di variazione di  $a$  al variare di  $\theta$  risulta alquanto limitato o con valori pressochè costanti su grandi intervalli di  $\theta$  tale da essere approssimato da uno o più distinti valori costanti (che sono funzione del tipo di suolo e del range di variazione di  $\theta$  che ci aspettiamo di osservare come evidenziato in Figura 3.10(a)), si è stimato il valore di  $a$  ad una sola quota utilizzando il “Thermal Properties sensor” TP01. Tale strumento permette la stima di  $a$  in maniera più accurata partendo da considerazioni sul tempo di decadimento dell’ampiezza del segnale termico, acquisito nella fase di stima della grandezza  $\lambda$ , ad un certo valore di soglia rispetto al riferimento definito dall’acqua (si veda per i dettagli il Capitolo 3.2.2). Assumendo il valore di  $a$  misurato dalla TP01 e i valori di  $\lambda$  a 3 quote con lo strumento

---

<sup>1</sup>Si ricordi che:

**errore i-esimo**  $\epsilon_i = x_i - x_v$  dove  $x_i$  = misura i-esima e  $x_v$  = valore vero;

**errore medio**  $\bar{\epsilon} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \epsilon_i$  dove  $\bar{\epsilon} \xrightarrow{N \rightarrow \infty} 0$

**scarto quadratico medio**  $\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\epsilon_i)^2}{N}}$ .

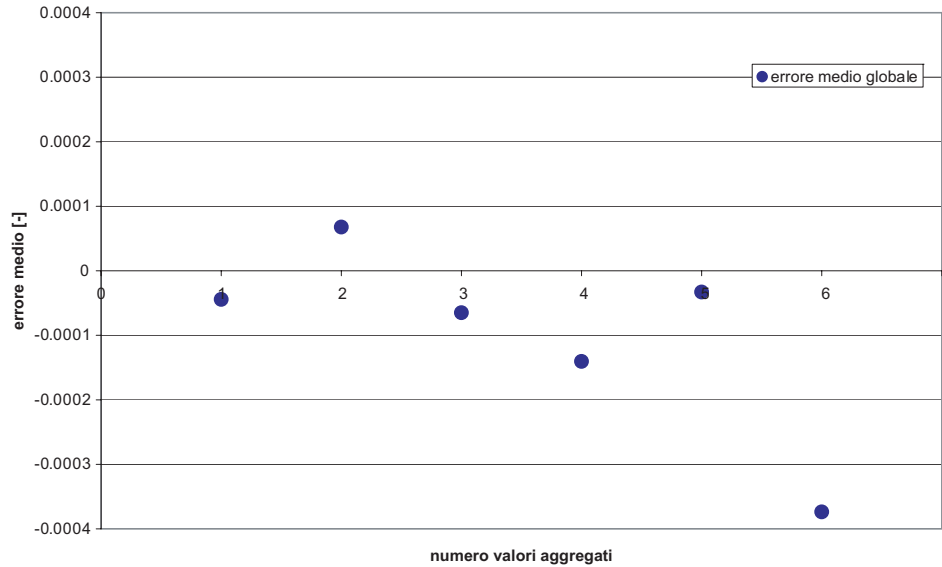


Figura 4.8: *Andamento dell'errore medio in funzione del numero di dati indipendenti aggregati.*

STP01 si sono ottenute le stime di  $\theta$  alle 3 quote. Appoggiandoci alle nozioni base della teoria degli errori sono state eseguite le valutazioni degli errori e degli scarti indicate in precedenza, anche per successioni di valori indipendenti aggregati nel tempo (2,3,4,5,6 valori aggregati), valutando l'errore medio e lo scarto quadratico medio per ogni ordine di aggregazione temporale analizzato. Al crescere del numero di dati aggregati nel tempo ci attendiamo che l'errore medio rimanga limitato e comunque sempre tendente a 0. Questo ci indica che la taratura eseguita risulta corretta e le misure eseguite non sono soggette ad errori di tipo sistematico. In Figura 4.8 è riportato l'andamento dell'errore medio in funzione dell'ordine temporale di aggregazione <sup>2</sup> dell'esempio sperimentale che stiamo descrivendo. Si noti come l'errore medio sia sempre tendente a 0 al crescere del numero di misure aggregate, confermando che la taratura eseguita è ottimale e che i valori misurati sono realmente una buona stima del valore atteso.

<sup>2</sup>Si noti che ogni dato è stimato con cadenza temporale di 10 minuti.

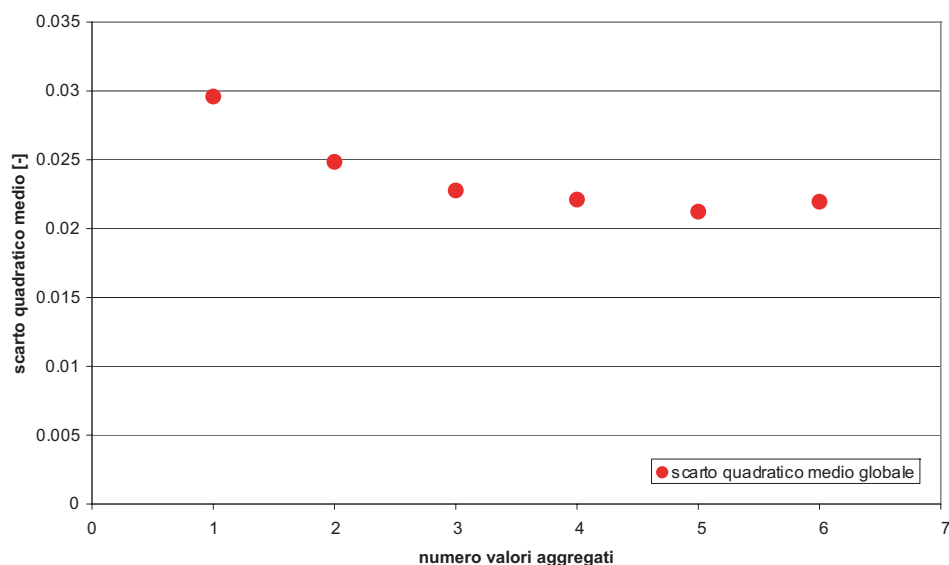


Figura 4.9: Andamento dello scarto quadratico medio in funzione del numero di dati indipendenti aggregati.

Una valutazione simile viene eseguita sullo scarto quadratico medio che ci indica in pratica la dispersione dei valori misurati intorno ai valori “veri”. Un valore minore di  $\sigma$  indica una migliore stima dei dati cioè che i contenuti d’acqua definiti con l’uso dei parametri termici sono realmente una buona stima dei valori “veri”. Ci attendiamo inoltre che, al crescere dell’ordine di aggregazione temporale, il valore di  $\sigma$  diminuisca e quindi, aumentando il numero di dati mediati nel tempo, si ottiene una stima migliore del contenuto d’acqua. Questo ci permette di definire un tempo caratteristico di misura di  $\theta$  ovvero un valore temporale per cui, aggregando tra di loro più misure, si ottiene una migliore stima del contenuto d’acqua. In Figura 4.9 è riportato l’andamento dello scarto quadratico medio in funzione dell’ordine di aggregazione temporale dell’esempio che stiamo riportando in questo Capitolo. Anche in questo caso ci accorgiamo che il valore di  $\sigma$  risulta essere molto limitato ed inoltre, all’aumentare del numero di aggregazione temporale, tende al valore 0 raggiungendo il valore minimo per il caso con 3 valori aggregati. L’aggre-

gazione temporale dei dati stimati ci permette di valutare al meglio il contenuto d'acqua soprattutto nei casi in cui la variazione di  $\theta$  nel tempo sia limitata (come in effetti avviene in aree soggette a fluttuazioni di marea). Ci aspettiamo ovviamente che la procedura di aggregazione temporale perda di significato quando la finestra temporale presa in considerazione sia troppo grande e quindi non compatibile con la dinamicità e la velocità del fenomeno che sta avvenendo in natura. Generalmente, maggiore è la variazioni della grandezza che stiamo analizzando nel tempo, maggiore è l'errore che si commette nella stima all'aumentare dell'ordine di aggregazione temporale.

Oltre alla stima degli errori medi e degli scarti quadratici medi si è analizzata la distribuzione delle grandezze misurate confrontate con le misure “vere” ottenute con il TDR. Per fare ciò mettiamo in relazione le stime di  $\theta_{STP01}$  con le misure di  $\theta_{TDR}$  servendoci dei diagrammi di scatter plot <sup>3</sup> a 2 variabili.

In questo caso specifico le 2 variabili numeriche prese in considerazione per costruire i diagrammi di dispersione sono i contenuti d'acqua  $\theta_{STP01}$  e  $\theta_{TDR}$ . La linea di tendenza (o di best fit) è ovviamente la retta  $x = y$  ovvero ci aspettiamo che la stima sia migliore quanto più i valori nel diagramma di dispersione si attestino nell'intorno di questa retta. Una dispersione eccessiva dei punti nell'intorno di questa retta ci indica, in maniera chiara ed evidente, che i valori di  $\theta_{STP01}$  non sono delle buone stime del contenuto d'acqua. Sono state effettuate analisi con la tecnica dello scatter plot per le stime di  $\theta$  alle tre quote definite nel campione e per diversi ordini di aggregazione temporale crescente. Tali diagrammi sono riportati per ordine di aggregazione 0 (dati non aggregati), 2, 3, 4 nelle Figure 4.10 e 4.11.

---

<sup>3</sup>Il diagramma di dispersione (scatter plot) è uno strumento basilare per lo studio delle distribuzioni numeriche bivariate (o multivariate). Siano  $(x_1, y_1), \dots, (x_n, y_n)$  le coppie di dati ottenute dalla rilevazione delle variabili numeriche X, Y. Il diagramma di dispersione è un grafico cartesiano formato dai punti  $P_1 = (x_1, y_1), \dots, P_n = (x_n, y_n)$ . Le proprietà statistiche della distribuzione (posizione, dispersione, correlazione, dati anomali) si deducono da caratteristiche della nuvola di punti quali posizione, coesione interna, orientamento, presenza di punti isolati.



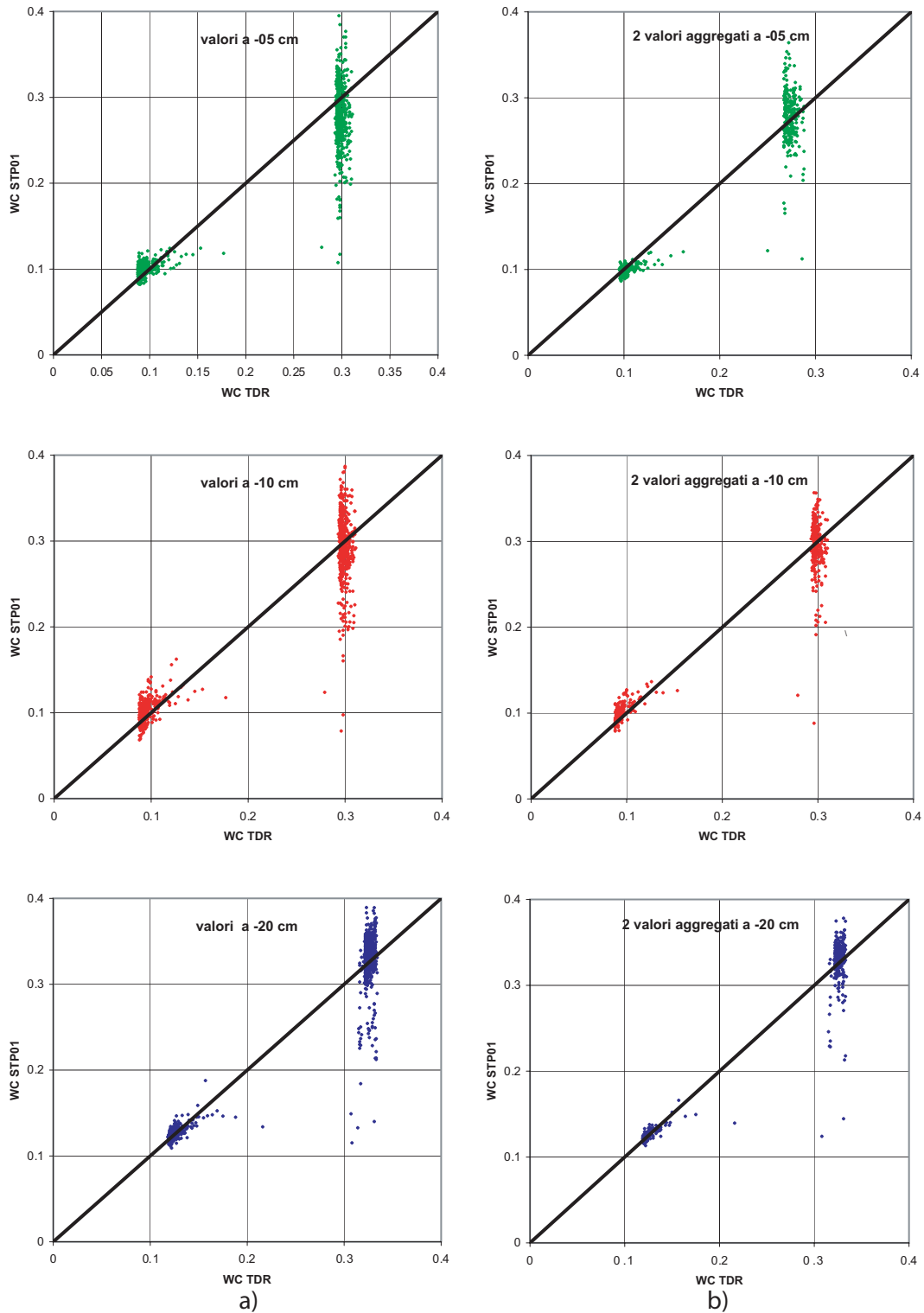


Figura 4.10: Diagrammi di scatter plot tra  $\theta_{STP01}$  e  $\theta_{TDR}$  alle 3 quote predefinite di misura per valori non aggregati (a) e con ordine 2 di aggregazione temporale (b).

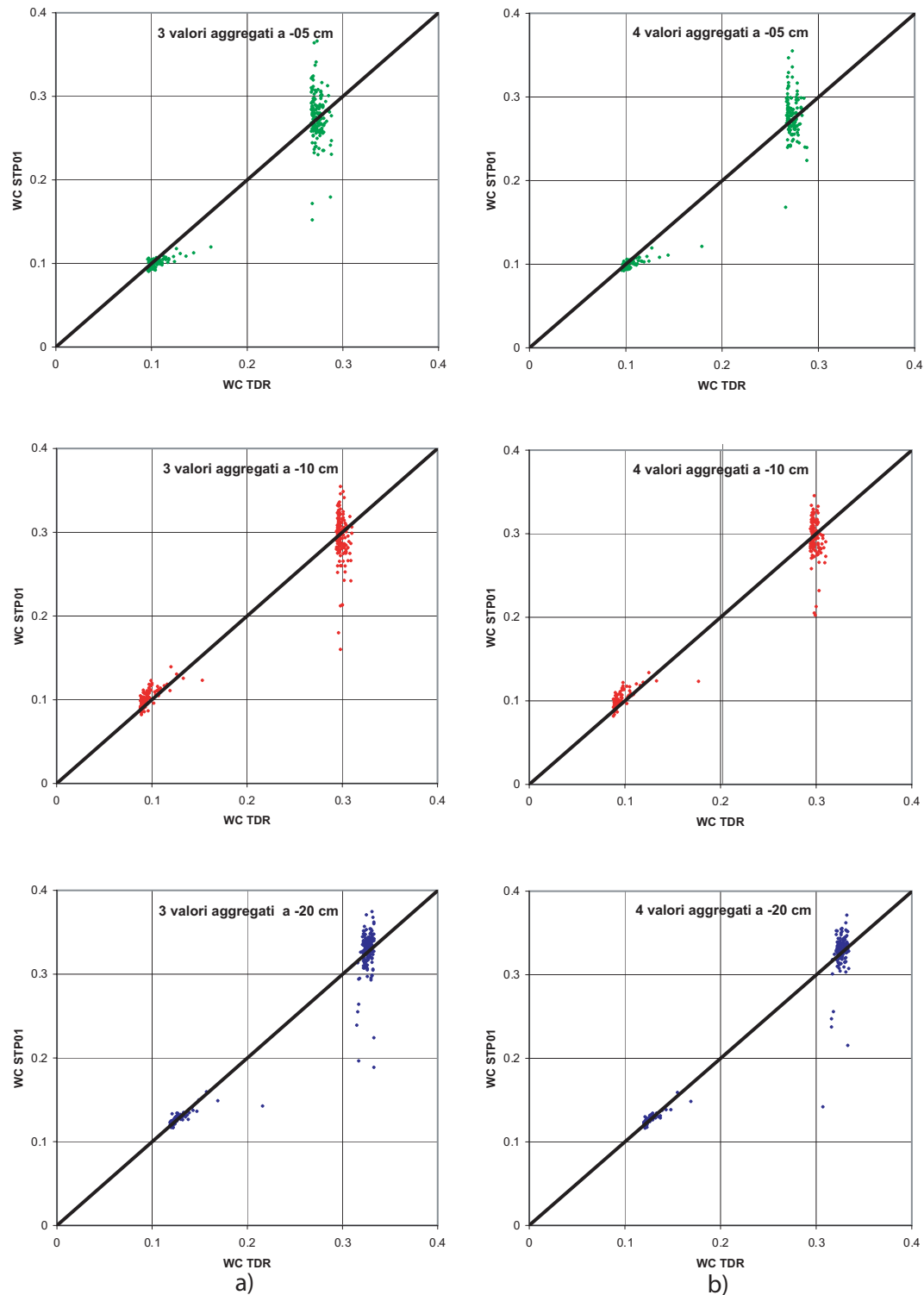


Figura 4.11: Diagrammi di scatter plot tra  $\theta_{STP01}$  e  $\theta_{TDR}$  alle 3 quote predefinite di misura per valori con ordine 3 (a) e 4 (b) di aggregazione temporale.

Anche da queste analisi risulta evidente una buona correlazione tra i dati stimati e i dati “veri” e che questa tende ad aumentare al crescere dell’ordine di aggregazione. Si nota una maggiore dispersione per i valori di contenuto d’acqua maggiore, cioè tendenti al limite di saturazione, e una buona sovrapposizione per valore di contenuto d’acqua bassi. Fisicamente questo è spiegabile, in prima approssimazione, con fenomeni legati alla convezione termica del fluido presente in grande quantità in condizioni sature e caratterizzato, in questo apparato sperimentale, da forti fenomeni di mescolamento dovuti al sistema di drenaggio continuo, anche in fase di saturazione. I fenomeni di convezione <sup>4</sup>, a differenza della classica conduzione, determinano una incertezza sperimentale nella stima di  $\theta$  per gradi di saturazione prossimi a 1. In ambienti lagunari, dove la circolazione del fluido è comandata dalle fluttuazioni di marea, si instaurano gradienti di velocità molto minori rispetto alla cassa sperimentale costruita e quindi ci aspetteremo delle stime affette da minore dispersione nei confronti delle misure del TDR. Si deduce che tutte le misure atte alla stima di parametri termici caratteristici dei materiali presentano forti difficoltà nei fluidi e in solidi molto porosi che presentano forti gradienti di velocità per la componente fluida che risiede all’interno dei pori stessi. Altri parametri di incertezza non trascurabili sono eventuali moti preferenziali del fluido nella matrice porosa del terreno. Essendo la capacità termica del fluido acqua molto maggiore della matrice solida minerale del suolo secco, si possono instaurare scambi termici elevati tra il riscaldatore e il fluido quando quest’ultimo si sostituisce velocemente con altro fluido “fresco” a contatto con lo strumento generando una sorte di convezione forzata con coefficienti di scambio termico amplificati (anche di un ordine di grandezza superiore alla convezione naturale). Questo fenomeno risulta in genere limitato in natura dove le variazioni della falda o della marea sono lente nel tempo se paragonate allo scambio continuo del fluido che si instaura nella cassa sperimen-

---

<sup>4</sup>Tipico fenomeno di trasporto termico causato da un gradiente di pressione e dalla forza di gravità, assente nei solidi e trascurabile per i fluidi molto viscosi, caratterizzato da moti di circolazione interni al fluido.

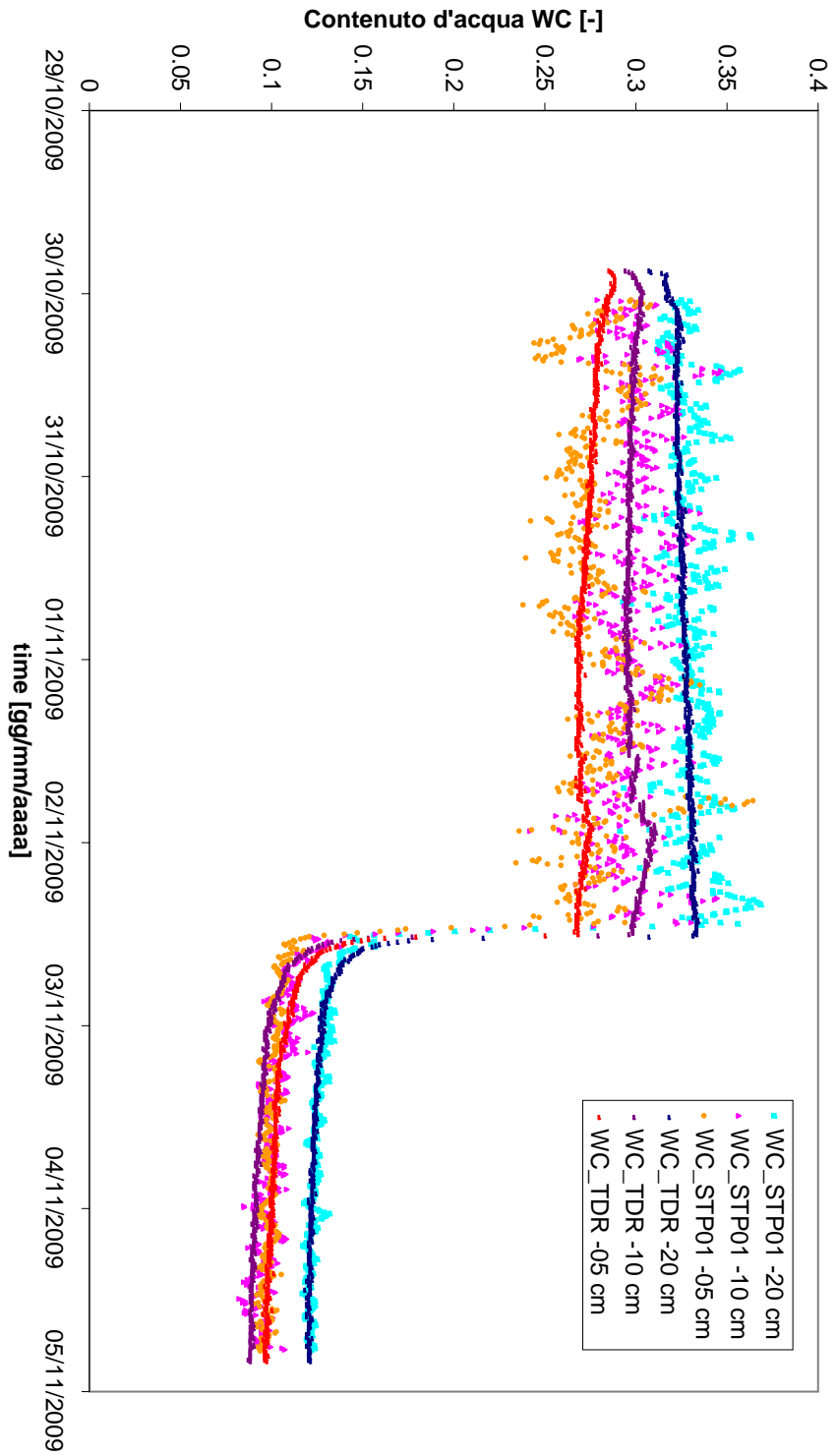


Figura 4.12: Andamento dei contenuti d'acqua determinati direttamente con il TDR ( $\theta_{TDR}$ ) e stimati attraverso la misura delle proprietà termiche del campione ( $\theta_{STP01}$ ). Si noti una buona sovrapposizione dei dati per valori di  $\theta$  vicini al contenuto d'acqua residuo che via via risentono di una certa dispersione al crescere di  $\theta$ .

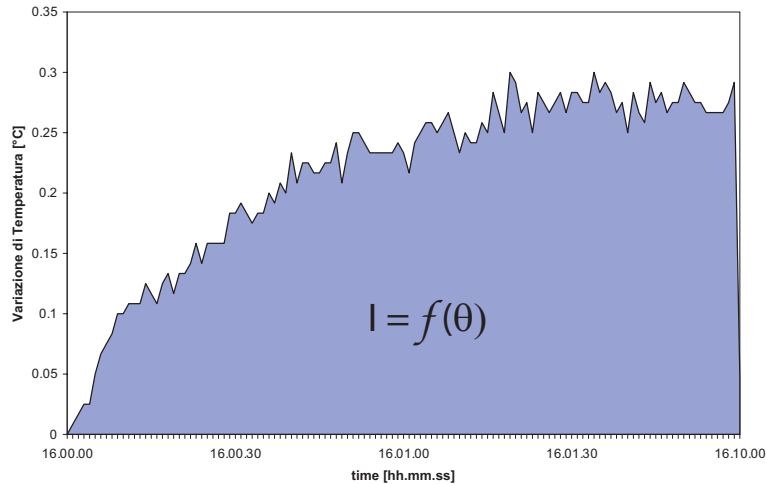


Figura 4.13: Una tipica curva di acquisizione  $\Delta T - t$ . Esiste una relazione che lega il valore integrale dell'area sottesa dalla curva con il valore di  $\theta$ .

tale così costruita. Una migliore stima si potrebbe ottenere, quindi, limitando al minimo lo scambio di fluido a contatto del sensore nella fase di acquisizione delle variazioni di temperatura. D'altro canto, dall'ottima correlazione ottenuta per valori di  $\theta$  bassi in fase di drenaggio, possiamo considerare di notevole interesse questa procedura di stima del contenuto d'acqua utilizzando i parametri termici del miscuglio solido-acqua.

Riportiamo, infine, nella Figura 4.12 l'andamento di  $\theta_{TDR}$  e di  $\theta_{STP01}$  in funzione del tempo. Anche in questo caso si nota facilmente quanto riportato nell'analisi con i diagrammi di dispersione, ovvero un'ottima stima per bassi valori di contenuto d'acqua che degrada via via all'aumentare di  $\theta$ .

### 4.2.3 Stima di $\theta$ con la sonda STP01: Tecniche integrali

Una ulteriore metodologia per la stima del contenuto d'acqua è stata ideata ed implementata osservando l'andamento delle rampe di temperatura acquisite ad ogni step temporale (Figura 4.13). Si nota, con una certa immediatezza, che la rampa  $\Delta T - t$  sottende un'area che risulta una funzione legata al valore del conte-

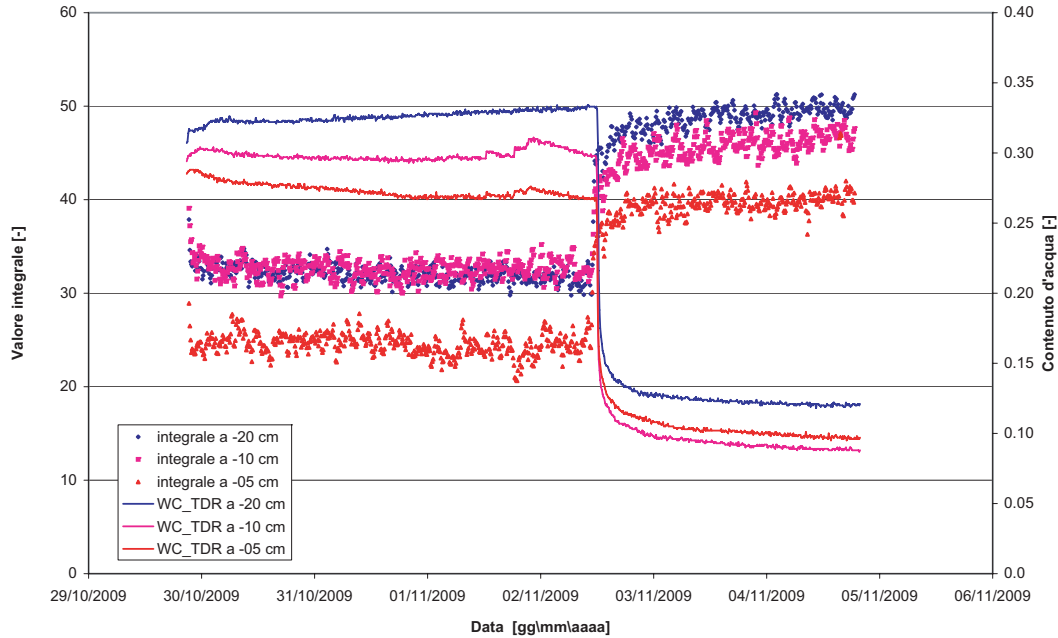


Figura 4.14: Andamento nel tempo del valore integrale calcolato e del contenuto d'acqua acquisito con il TDR. Si noti che esiste una relazione che lega le due grandezze.

nuto d'acqua presente nel terreno. Come già ricordato in precedenza, la maggior capacità termica dell'acqua rispetto alla matrice solida produce, nelle condizioni maggiormente sature, rampe che presentano differenze di temperatura nel tempo più contenute. Ne deriva che l'area sottesa dalla curva di acquisizione risulta minore per valori di  $\theta$  maggiori. La semplicità di eseguire delle stime integrali ci ha condotto ad esplorare una ulteriore procedura per la stima del contenuto d'acqua ricercando una semplice relazione empirica (univoca per ogni suolo analizzato) che mettesse in relazione il valore  $I = \int_t T dt = f(\theta)$ . Un primo riscontro si è ottenuto riportando in un unico grafico l'andamento nel tempo del contenuto d'acqua, determinato con il TDR, e il valore integrale, calcolato numericamente con la regola dei trapezi, da cui si osserva facilmente la relazione che lega  $I$  e  $\theta_{TDR}$  (Figura 4.14). La prima fase consiste nel determinare una relazione semplice per legare le due grandezze adimensionali in esame. La via più semplice consiste nell'approssimare

con la tecnica di regressione ai minimi quadrati i punti  $I - \theta_{TDR}$  e quindi ottenere una relazione lineare tra il contenuto d'acqua e il valore Integrale. Utilizzando la procedura di Binning<sup>5</sup> dei dati in esame è possibile costruire la migliore regressione lineare da cui ricavare la relazione che lega le grandezze che vogliamo relazionare tra di loro. In Figura 4.15 è possibile vedere applicata la tecnica di Binning, eseguita su tre esperimenti condotti con i medesimi accorgimenti sperimentali, a 2 quote differenti. In questa rappresentazione grafica i valori di Binning sono indicati con i pallini grandi, che rappresentano cluster di  $15 \times 15$  dati, e i dati "puntuali" sono indicati con simboli piccoli. Dalla relazione analitica determinata è possibile calcolare singolarmente il valore di  $\theta$  per ogni valore di  $I$  calcolato dalle rampe  $\Delta T - t$ .

Le analisi statistiche prodotte per la tecnica descritta nel Paragrafo 4.2.2, per determinare la bontà della stima del contenuto d'acqua, sono state estese alla formulazione teorica appena citata dopo una prima fase di taratura. Le analisi sullo scarto quadratico medio di un esempio sono riportati in Figura 4.16 in funzione dell'ordine di aggregazione temporale. Anche in questo caso all'aumentare dell'ordine di aggregazione temporale si nota una riduzione dello scarto quadratico medio globale commesso dalle stime nei confronti del valore "vero" ( $\theta_{TDR}$ ). Una ulteriore indagine sulla bontà delle stime effettuate si ottiene dalla dispersione analizzata dai diagrammi di scatter plot. In Figura 4.17 sono riportati i digrammi di scatter plot tra i valori di  $\theta_{TDR}$  e i valori di  $\theta$  calcolati con il valore integrale e la relazione lineare di taratura ( $\theta_I$ ). Le prime stime di  $\theta$ , ottenute con questa tecnica, sono incoraggianti ed hanno il pregio di essere delle stime che non richiedono la conoscenza, spesso difficile, dei parametri che caratterizzano termicamente o geologicamente il mezzo. D'altro canto, l'uso di una tecnica non legata alle caratteristiche fisiche del suolo che si vuole esaminare presenta delle limitazioni nell'uso pratico, vista la ov-

---

<sup>5</sup>Il Binning é una tecnica che consiste nel mediare i dati in esame lungo l'asse delle ascisse e delle ordinate per ottenere un unico dato medio del cluster di dati in esame. Il Binning su un cluster  $2 \times 2$  indica la media di 2 dati lungo l'ascissa e lungo l'ordinata, etc...

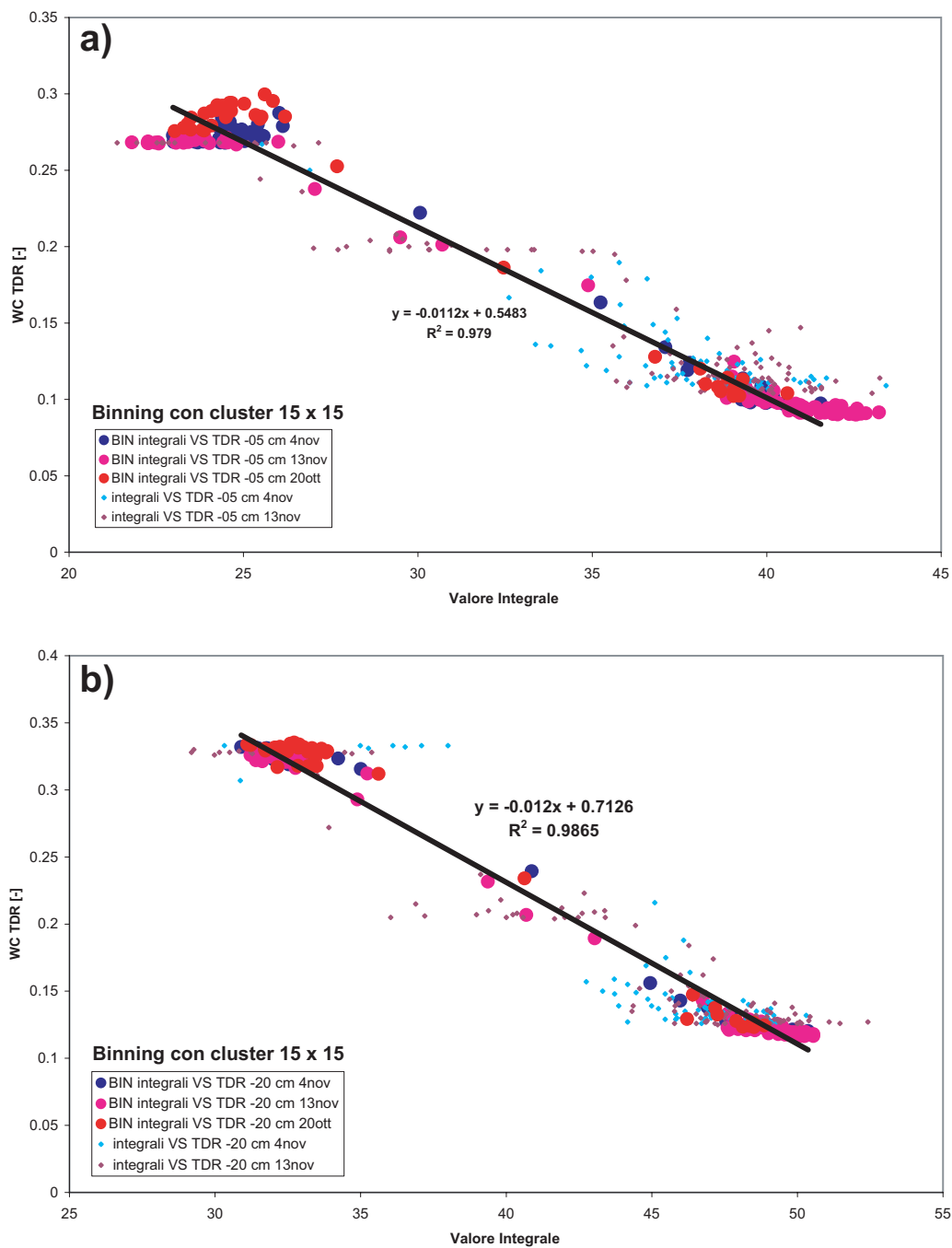


Figura 4.15: Stima della relazione globale  $I(\theta) - \theta$  a quota -5 cm (a) e -20 cm (b) con la tecnica di Binning sulle misure puntuali acquisite in 3 diversi esperimenti.



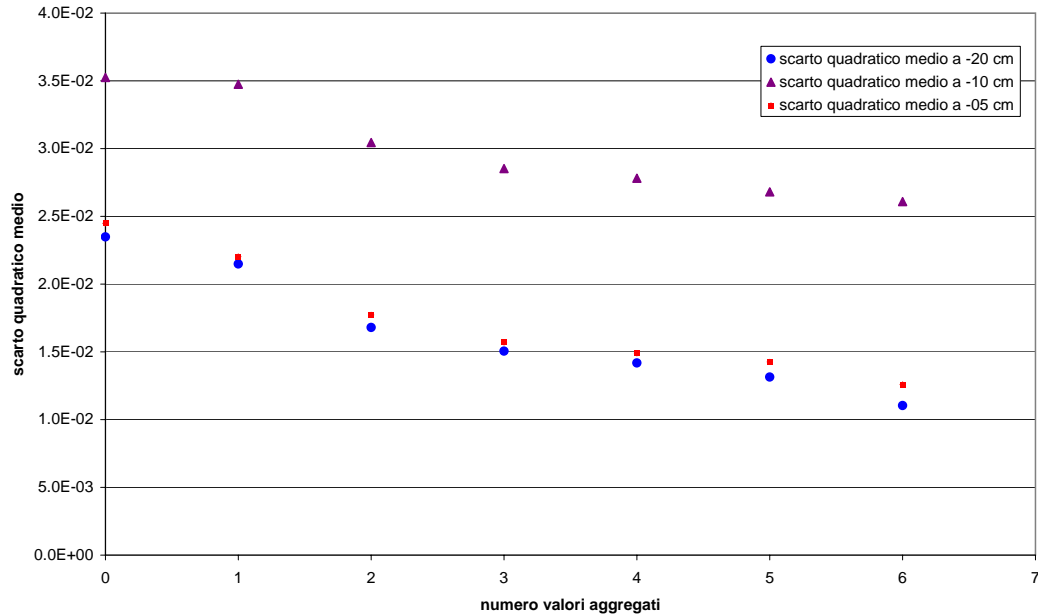


Figura 4.16: *Andamento dello scarto quadratico medio in funzione del numero di dati indipendenti aggregati.*

via necessità di determinare ad hoc le relazioni sperimentali che legano contenuto d'acqua e valore integrale per ogni tipologia di terreno che si vuole monitorare.

#### 4.2.4 Stima di $\theta$ con la sonda TP01

La sonda TP01 è stata utilizzata con successo come supporto alle misure di  $\theta$ , effettuate con lo strumento STP01, nella stima del parametro di diffusività termica. Un ulteriore stima del contenuto d'acqua alla quota di -10 cm e il confronto con le misure dirette eseguite con il TDR alla stessa quota, sono state eseguite con l'ausilio dello strumento TP01.

Anche lo strumento TP01, pur utilizzando una tecnica diversa, è basato sulla stima delle proprietà termiche del suolo da cui ricavare, attraverso le relazioni (3.22), (3.23) e la conoscenza dei parametri termici del suolo secco e dell'acqua (noti in letteratura per l'acqua dolce), la stima del contenuto d'acqua. I parametri

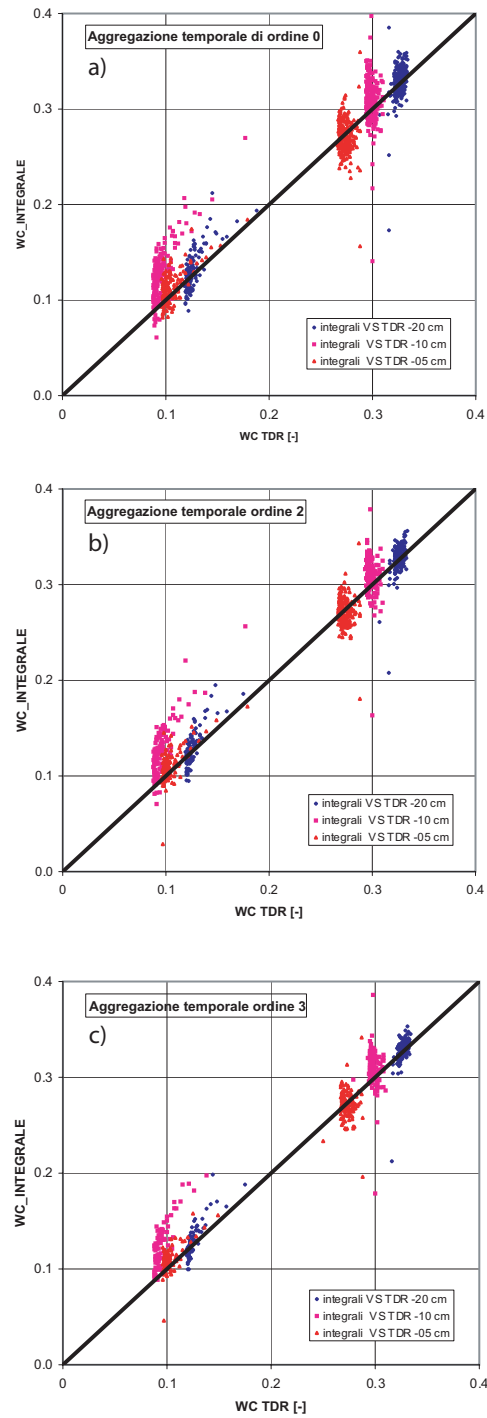


Figura 4.17: Diagrammi di scatter plot tra  $\theta_I$  e  $\theta_{TDR}$  alle 3 quote predefinite di misura per valori con ordine 0 (a), 2 (b) e 3 (c) di aggregazione temporale.

ausiliari presi in considerazione coincidono con quelli stimati ed utilizzati per lo strumento STP01. La sovrapposizione tra le due serie di misure sono riportate nella Figura 4.18 dove si nota un andamento simile dei valori del contenuto d'acqua ma con sovrastime nel range di  $\theta$  vicini alla saturazione e leggere sottostime per i valori inferiori. Considerando sempre come “veri” i valori misurati dal TDR, si hanno variazioni stimabili all'incirca del 9% per i valori vicini alla saturazione e di circa 7% per i valori prossimi alla saturazione residua.

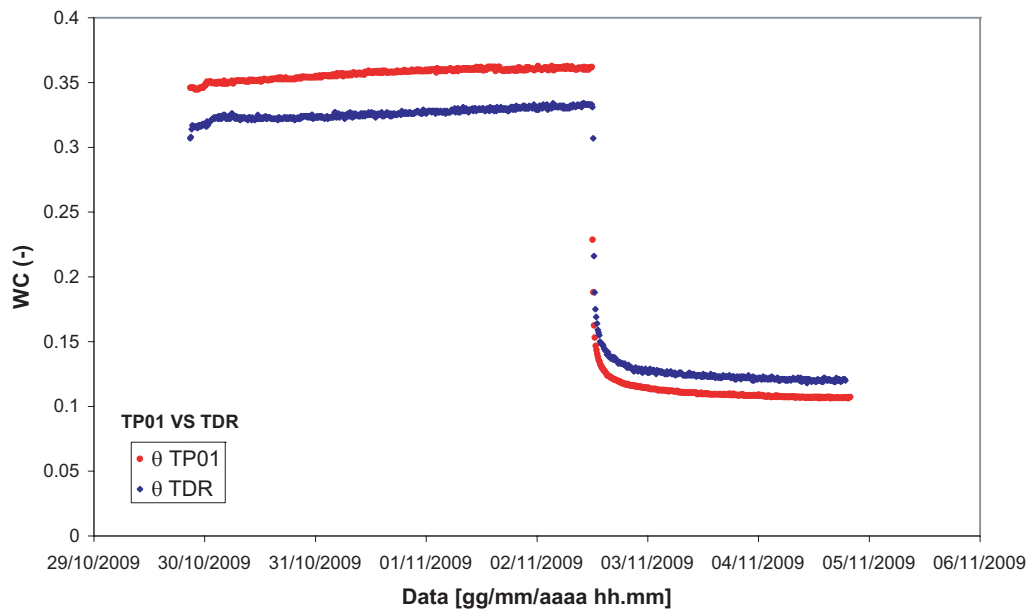


Figura 4.18: Confronto tra le stime di  $\theta$  determinate con l'ausilio dello strumento TP01 e del TDR alla profondità di 10 cm nel campione di terreno

Queste variazioni possono dipendere da molteplici aspetti come, ad esempio, la stima non precisa dei parametri ausiliari che rientrano nella determinazione di  $\theta$  (che assoggetta anche le misure effettuate con l'STP01 e richiederebbe valutazioni ad hoc effettuate in laboratorio con l'ausilio di una cella adiabatica) o la scelta della relazione polinomiale usata per l'elaborazione dei dati acquisiti con il TDR che è comunque assunta dalla letteratura e valida per un ampio range di terreni (Topp

*et al.* (1980)). Proprio l'estesa validità della legge polinomiale, che lega le misure della costante dielettrica del terreno con i contenuti d'acqua, produce una certa incertezza che non sempre si può trascurare a priori e che induce, in certe situazioni, ad approfondire le analisi di sensibilità anche arrivando a produrre delle curve di calibrazione per il suolo in esame. Queste considerazioni non pregiudicano le analisi effettuate ritenendo che, un'incertezza media dell'  $8 \div 10\%$  nella stima di  $\theta$ , sia un buon risultato da cui partire per ulteriori validazioni dello strumento e comunque accettabili per l'ordine di precisione che ci attendiamo in lunghi monitoraggi in campo di grandezze affette da grandi incertezze.

### 4.3 Conclusioni

Le analisi riportate in questo capitolo ci evidenziano come sia complicato determinare il contenuto d'acqua in campo, soprattutto nei casi in cui non sia possibile usare uno strumento testato e validato come il TDR (pur presentando sempre un certo margine di incertezza dovuto alle relazioni polinomiali standard che si utilizzano in genere). Una metodologia sperimentale ci può aiutare dando uno strumento valido di stima, pur presentando alcune incertezze ampiamente discusse nel presente Capitolo. Una efficace procedura teorica caratterizzata da stime indirette, basata su parametri fisici misurabili più o meno facilmente, non può prescindere da una validazione sperimentale in laboratorio. I diversi aspetti legati alla tipologia e alla sensibilità degli strumenti, all'accuratezza nell'acquisizione dei dati o alle procedure di elaborazione degli stessi possono determinare errori consistenti, tanto maggiori al crescere della difficoltà della grandezza di cui si vuole conoscere la misura. Esempi tipici sono le grandezze termiche che abbiamo descritto (Capitolo 3.2) ed utilizzato per le nostre stime indirette di  $\theta$ . Le definizioni stesse di conducibilità e diffusività termica ci fanno intuire come sia difficile avere stime precise in condizioni non statiche (a differenza delle condizioni controllate in laboratorio) tipiche degli ambienti naturali. Nonostante questo, si sono esplicitate teorie e pra-

tiche sperimentali da applicare al monitoraggio ambientale dei contenuti d'acqua nel sottosuolo allo scopo di sopperire ad alcune mancanze pratiche che oggi riscontriamo. I risultati ottenuti sono un primo esempio, non certo esaustivo, delle valide alternative che possiamo trovare alle tecniche consolidate e normalmente utilizzate.

È auspicabile con il tempo che le tecniche esposte, confidando nell'evoluzione tecnologica degli strumenti di acquisizione e dei sensori di misura, possano ritagliarsi uno spazio nel panorama delle strategie di monitoraggio del contenuto d'acqua in ambienti salini e non ed essere, quindi, un valido strumento in vari settori della ricerca scientifica.



# Capitolo 5

## Prove in Campo

In questo Capitolo descriveremo brevemente il setup del sito scelto per la costruzione di un piccolo campo sperimentale di monitoraggio idrologico e raccolta dati. La barena Chioggia B1 è una barena artificiale facilmente raggiungibile dalla terra ferma e quindi un sito ottimale per l'installazione di un campo sperimentale strumentato di raccolta dati. Discuteremo la genesi e le caratteristiche geografiche di tale barena artificiale soffermando brevemente la nostra attenzione sugli aspetti geomorfologici e idrologici di un ambiente in lenta ma continua evoluzione (anche per le opere di rinaturalizzazione compiute dall'uomo). Si descriverà, quindi, il layout della strumentazione installata nel sito sperimentale. Infine si procederà con l'analisi e la discussione dei dati e dei risultati ottenuti dall'elaborazione degli stessi.

## 5.1 Genesi e posizionamento geografico

La laguna di Venezia (Figura 5.1) è la più vasta laguna italiana, con una superficie di circa  $550 \text{ km}^2$  ed un bacino scolante di  $1870 \text{ km}^2$ . È collegata al mare Adriatico tramite tre bocche di porto: Lido, Malamocco e Chioggia. Ha una larghezza media di 10 km ed una lunghezza di circa 50 km per una superficie di circa  $550 \text{ km}^2$ . La profondità è fortemente variabile: nei canali di porto varia nell'intervallo 15-20 metri; negli specchi acquei 1-3 metri; nelle zone di barena da poche decine di centimetri di tirante d'acqua a zone completamente (o temporaneamente) emerse, coperte da vegetazione. Il regime idrodinamico, di tipo mareale, è fortemente influenzato dalla configurazione dei canali, dalla profondità dei fondali e dalla presenza delle barene, che riducono la velocità di propagazione e le ampiezze di marea. Nella Laguna di Venezia è stata costruita artificialmente, nell'ambito di un piano di salvaguardia e rinaturalizzazione, la barena Chioggia B1 (  $45^{\circ}11' \text{ N}$ ,  $12^{\circ}15' \text{ E}$ ) posta lungo il Canale Lombardo, nei pressi di Chioggia.

Nella prima parte degli anni '90 sono state realizzate numerose colmate, qualificate come opere di ricostruzione morfologica lagunare.

Tra queste colmate vi sono le barene artificiali di Chioggia, realizzate nel 1992 mediante accumulo di sedimenti dragati nei canali prossimi alla bocca di porto, collocate in sequenza lungo il margine del Canale Lombardo. Un carattere peculiare delle barene di Chioggia è dato dalla natura prevalentemente sabbiosa dei sedimenti, per evidente effetto della vicinanza al mare dei canali dragati. Analisi granulometriche puntuali condotte in numerose stazioni della barena B1 indicano una presenza di sabbia sempre superiore al 87%, con limi dal 3 al 13%, mentre l'argilla appare sempre totalmente assente (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999). Questa condizione ha determinato alcuni processi evolutivi atipici non solo rispetto alle barene naturali, ma anche rispetto ad altre le barene artificiali. In primo luogo, è noto che l'elevata componente sabbiosa porta ad assestamenti delle quote più rapidi rispetto a quanto avviene per i sedimenti limo-argillosi, e soprattutto che la



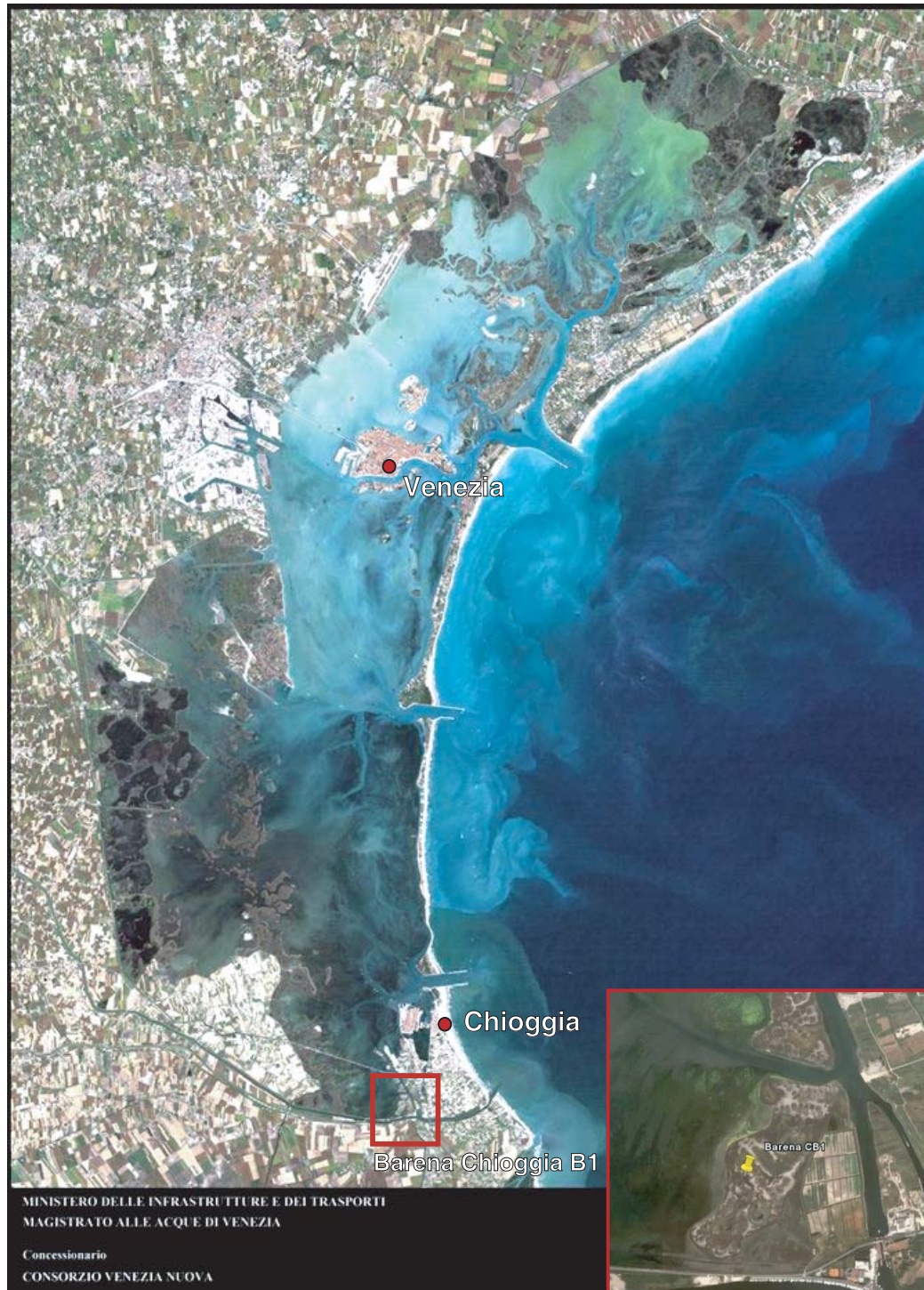


Figura 5.1: La laguna di Venezia con la localizzazione della barena Chioggia B1 (Sinistra in basso).

riduzione delle quote rispetto a quelle di rifluimento risulta molto meno accentuata, per assenza di fenomeni di consolidamento. Anche i popolamenti vegetali hanno

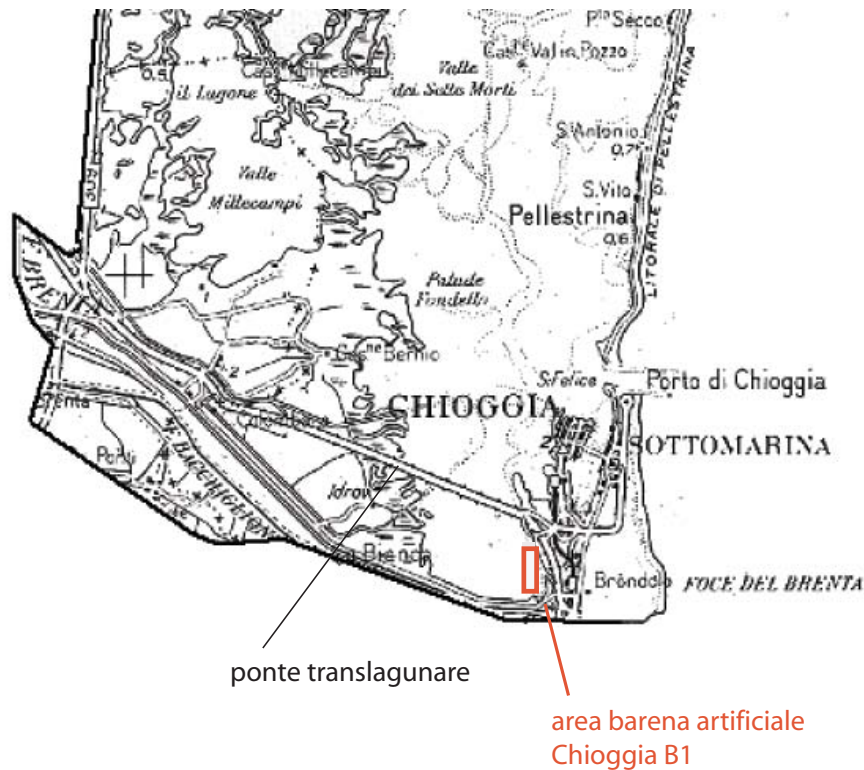


Figura 5.2: Area interessata dalla realizzazione, nel 1992, della barena artificiale Chioggia B1

risentito nelle fasi iniziali di questa prevalenza di suolo sabbioso, tanto che era stata segnalata anche la presenza delle componenti psammofile (cioè tipiche di substrati sabbiosi) giunte per disseminazione spontanea dai vicini ambienti litoranei (Ministero per l'Ambiente, ICRAM, 2003); una peculiarità questa che, a distanza di anni e dopo gli ulteriori interventi di rimodellamento, non appare riconoscibile, almeno nelle superfici esaminate.

A sei anni dalla realizzazione la copertura vegetale interessava il 50% della superficie con popolamenti disomogenei di specie alofile, alonitrofile e ruderali (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999). Attualmente si riconosce, alle quote che ancora

interferiscono con la salinità, la dominanza pressochè totale di specie alofile tipiche dei margini barenali (*Sarcocornia*), sostituita in estese superfici, a quote ancora più elevate, da una vegetazione di argine (con estesi popolamenti anche monospecifici di graminacee ruderali), da nuclei di cannuccia palustre e da presenze arboree (essenzialmente tamerici) che evidenziano un carattere insulare anzichè barenale.

La barena Chioggia B1, nella quale è contenuto il sito scelto per la costruzione di un piccolo campo strumentato di raccolta dati (sito che rappresenta una piccola porzione della barena), è situata all'estremo angolo Sud della laguna, in prossimità dell'argine del Brenta. Presenta un'estensione di circa 30 ettari, con perimetro di 2.8 km. La quota media, stante i valori reperibili nelle relazioni tecniche, è di circa 1 m (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999). Tale quota risulta eccessiva rispetto al carattere di piane tidali che definisce le barene naturali, le loro proprietà e la loro funzionalità. Realizzata nel 1992 questa colmata, a distanza di sei anni (primavera del 1998) è stata oggetto di nuovi interventi costituiti da un taglio parziale della palificate di margine (per circa 700 m) e dallo scavo di quattro chiari (per circa 20.000  $m^2$  complessivi) e sei ghebi (per uno sviluppo lineare di 1600 m) (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999). Il materiale di riporto conseguente a questi scavi ha causato delle notevoli discontinuità altimetriche. del tutto estranee alle barene naturali.

Dalla Figura 5.3 si notano molto bene delle sequenze rettilinee o appena curvilinee di forme circolari scure che ne seguono i margini o attraversano le estensioni centrali. Tali forme, riconoscibili anche nelle immagini più recenti e successive agli scavi e riporti avvenuti nel 1998, sono il risultato delle tecniche di rifluimento, attuate con versamenti di acque e sedimenti mediante un getto a ricaduta mantenuto a lungo nello stesso punto (una tecnica che origina conoidi di sedimentazione).



Figura 5.3: Foto aerea della barena Chioggia B1 nel 1996. Sono molto evidenti le zone in cui si sono formati i conoidi di rifluimento. (Foto: Magistrato alle Acque di Venezia (1999))

## 5.2 Geomorfologia e Idrologia

Recenti monitoraggi indicano che le migliori caratteristiche ambientali si rinven-  
gono nei siti in cui si è instaurato un processo di evoluzione morfologica. Si indica  
con questa termine l'instaurarsi nel sito artificiale, una volta ultimati i lavori, di  
una certa diversità ambientale, rappresentata dalla spontanea formazione di una  
rete di ghebi e chiari che favoriscono l'afflusso ed il deflusso della marea.

Il continuo ricambio idrico e la formazione di ulteriori spazi idrici, sempre più  
ampi, provoca un aumento della quantità e qualità dei popolamenti animali e ve-  
getali. Oltre alla fauna acquatica, la presenza dei chiari attira anche l'avifauna,  
contemporaneamente si assiste ad una sempre più marcata presenza della vegetazio-  
ne, prima limitata a specie algali e successivamente a fanerogame, sia di ambiente  
acquatico che terrestre.

A partire dalla realizzazione della colmata, e dagli scavi avvenuto nel 1998, si so-  
no avviati processi evolutivi molto lenti e limitati, per effetto delle quote dominanti,  
che, impedendo le regolari sommersioni (se non in rari casi di marea eccezionale,  
e non su tutte le superfici), hanno fatto venir meno gli effetti morfodinamici di  
queste, decisivi nella formazione, evoluzione e funzionalità della barena. A questo  
si è aggiunto lo scarso abbassamento di quota per costipazione o sedimentazione  
dei suoli, data la loro natura sabbiosa, determinando quindi una stabilità delle  
forme e delle quote superficiali, con assenza quasi totale di formazione in queste  
di reticoli idrografici. Al riguardo è interessante quanto riportato nelle relazioni  
tecniche (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999, 2002, 2004). Vi si legge che, a  
sei mesi dalla realizzazione degli scavi, le sponde dei chiari non avevano evidenzia-  
to cedimenti o erosioni, mentre lungo i ghebi si era innescata, in alcuni punti, la  
formazione di canalicoli laterali, indicatori dell'instaurarsi di un autonomo reticolo  
idrografico, con lievi modifiche nella sagoma dei ghebi, positive nell'ottica di una  
maggior naturalità (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999, 2002, 2004).

Lo sviluppo di un reticolo idrografico, allora segnalato come incipiente, non

trova però riscontro nelle relazioni successive, al punto che nell'ultima relazione si legge che il suolo appare non inciso da un reticolo idrografico naturale, nonostante i ghebi fossero stati scavati per consentire l'instaurarsi di un reticolo superficiale legato all'alternarsi delle maree. Si è sostanzialmente mantenuta la morfologia imposta con le operazioni di scavo, tanto che, con eccezione dei chiari, non si è instaurato un reticolo idrografico secondario, ovvero l'acqua presente in barena non viene convogliata nei ghebi principali da una serie di incisioni minori (Magistrato alle Acque di Venezia, 2004).

Questo quadro si riconosce anche nel presente; i soli dinamismi morfogenetici tendenti alla formazione di un reticolo, a parte quanto avviene nei chiari, si esauriscono infatti in brevi solchi in corrispondenza delle sponde dei ghebi artificiali raggiunti da pochi centimetri di acqua in occasione delle punte di marea. Si può anzi ritenere che proprio l'esistenza di queste formazioni, ancora minime a distanza di otto anni, confermi l'estrema lentezza, esiguità e localizzazione della loro evoluzione. Addirittura, se ci si attiene a quanto si legge nella relazione del 1999, che parlava di un repentino innesco di canalicoli laterali, si deve concludere che il processo, se effettivamente iniziato, non ha avuto sviluppi apprezzabili.

In questo assetto stabile i ghebi artificiali, a parte i tratti nei chiari, presentano sezioni per lo più caratterizzate da netta incisione rispetto al piano della barena, come già ravvisato nella citata relazione del 2004, con un livello dell'acqua regolato dalla marea. Non sono avvenute deviazioni significative rispetto ai tracciati di progetto, se non alcuni smussamenti delle anse, variazioni della pendenza delle sponde e allargamenti in prossimità degli sbocchi in laguna (i ghebi da progetto avevano larghezza di 2 m, con quota in asse di -0,1 m e pendenza delle sponde 1:1) (Magistrato alle Acque di Venezia, 2002). I normali dinamismi di assestamento, unitamente a quelli propri anche dei meandri naturali, hanno portato ad evoluzioni apprezzabili limitatamente al corso interno dei ghebi stessi, con aumento delle profondità sui lati concavi delle anse e sedimentazione sui lati opposti, con

parziale interrimento dei brevi tratti rettilinei (l'origine artificiale spiega gli andamenti dati da alternanza di curve e rettilinei, anzichè da sinuosità costanti con anse raccordate dai punti di flesso).

### 5.3 Campo sperimentale e raccolta dati

Nel mese di Aprile 2007 è stato realizzato un piccolo campo sperimentale di raccolta dati nelle vicinanze di un chiaro ben formato e reticolato.

Il sito scelto si trova nella parte mediana della barena artificiale (Figura 5.4), abbastanza vicino al margine lato laguna. Il sito si è rivelato particolarmente adatto alla costruzione del campo di raccolta dati; la quota prevalente, infatti, corrisponde verosimilmente a quella delle superfici più basse riscontrabili nelle barene naturali, a differenza degli altri chiari artificiali presenti nella barena che sembrano essere quasi perennemente sommersi (Figura 5.5). Questa quota, approssimativamente di 15 cm sul medio mare, equivale ai valori desumibili dalla citata relazione tecnica del 1999 (Magistrato alle Acque di Venezia, 1999), che dichiara per tutti i chiari scavi fino a una quota di 10 cm sul medio mare, il che è pienamente coerente con le quote desumibili dalla vegetazione del chiaro in esame, dominato da *Salicornia veneta*. Il sito non si presenta come un chiaro, bensì come una piana titale analoga alle superfici barenali basse, regolarmente soggetta a sommersioni con le quotidiane escursioni di marea (tranne che nei giorni di quadratura) e quindi con evoluzione morfologica analoga a tali ambienti. Ciò che contraddistingue il sito, differenziandolo dalla quasi totalità delle barene lagunari, è il fatto di essere totalmente circondato da superfici elevate, in cui le preesistenti quote, già elevate rispetto a quelle barenali, sono state ulteriormente accresciute dai riporti dei materiali rimossi con lo scavo dei chiari. La propagazione della marea all'interno del chiaro avviene solo attraverso un breve ghebo artificiale, che collega il chiaro stesso alla laguna (Figura 5.6). Proprio lungo questo ghebo si è deciso di installare una serie di strumenti per la raccolta di dati (Figura 5.7) confortati anche dalla



Figura 5.4: Foto aerea della barena Chioggia B1 di come si presenta oggi (2008). È stato evidenziata il chiaro artificiale su cui si è installato il campo di misura sperimentale. (Foto: Google Earth (2008))



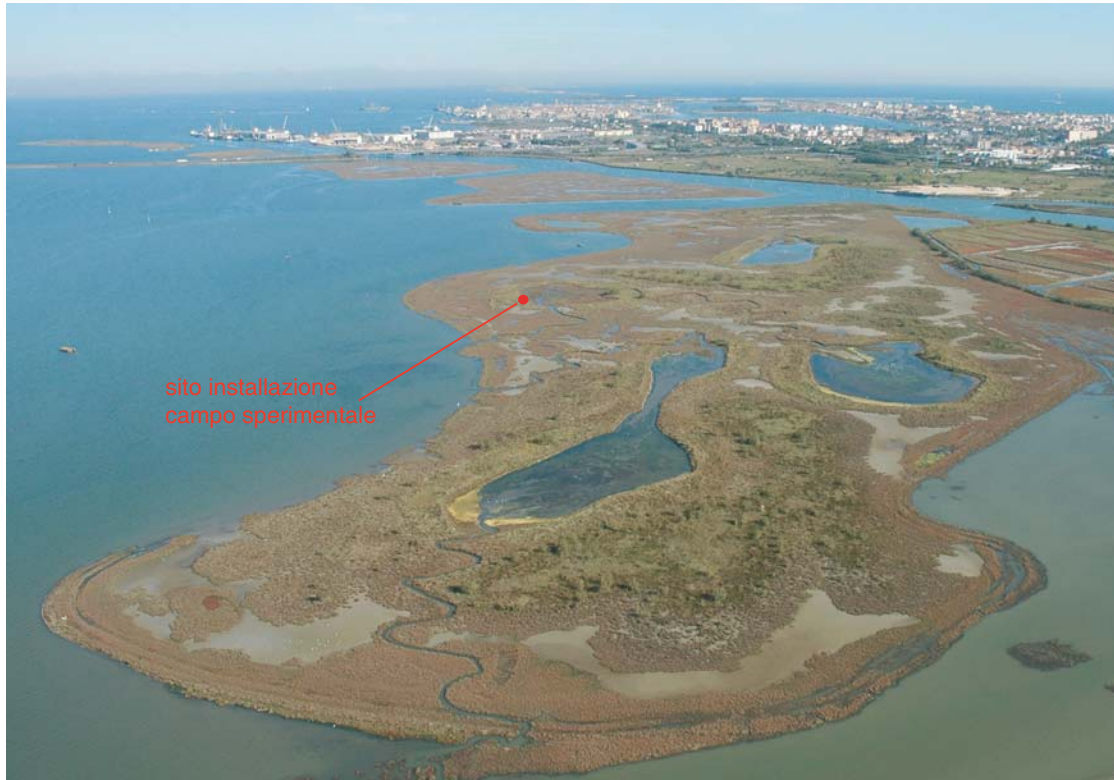


Figura 5.5: Foto aerea in prospettiva della barena Chioggia B1. Si noti come il chiaro dove è posizionato il campo sperimentale sia l'unico emerso, trovandosi a quote analoghe quelle barenali inferiori. (Foto: Dott. P. Nascimbeni).

presenza di superfici nell'intorno più elevate che hanno permesso una facile e sicura collocazione della cassa con i datalogger, che non sono mai stati sommersi dalla marea, e da facile accesso anche in condizione di alta marea per lo scarico dei dati.

I ghebi artificiali (emissario e immissario) che interessano questo sito, sono individuati nelle relazioni citate come due ghebi diversi, realizzati, come gli altri, con larghezza di 2 metri e quota in asse di 0.1 m (Magistrato alle Acque di Venezia, 2002): si tratta in realtà di un unico ghebo, che ha come estremo un chiaro interno, a partire dal quale percorre un lungo tratto della barena artificiale, attraversa il sito di studio e raggiunge, dopo un breve tratto, le acque lagunari libere.



Figura 5.6: Foto del sito di applicazione del modello. Si noti il perimetro arginato e il ghebo artificiale che lo connette idraulicamente alla laguna. (Immagine fornita dal Dott. P. Nascimbeni).

Sono stati installati gli strumenti necessari per il monitoraggio delle seguenti grandezze: livello della falda (marea), temperatura del suolo in 5 punti lungo la verticale, pressione capillare e, attraverso cicli di misure con i sensori di temperatura, una stima del contenuto d'acqua a tre profondità differenti (pari alle profondità a cui sono state misurate le pressioni capillari). Il campo di misura è equipaggiato con i seguenti strumenti (Figura 5.8):

- un piezometro posizionato lungo il ghebo costruito con un tubo in alluminio finestrato di 1.5 m di lunghezza dal diametro interno di 3 cm al cui interno è stato posizionato un trasduttore di pressione compensato atmosfericamente caratterizzato da un range di misura di 0-300 mbar e precisione di  $\pm 1.5$  mbar (Paragrafo 3.1.2);
- sei tensiometri per la misura della pressione capillare, posizionati in 2 punti (3 tensiometri per punto), installati a  $45^\circ$  gradi in modo tale che le coppe porose in materiale ceramico siano posizionate sulla stessa verticale alle profondità di



(a) *Installazione tensiometri*



(b) *Prelievo campioni terreno per analisi in laboratorio*



(c) *Installazione sensore di temperatura  
STP01*

Figura 5.7: *Le varie operazioni effettuate per la costruzione del campo sperimentale*

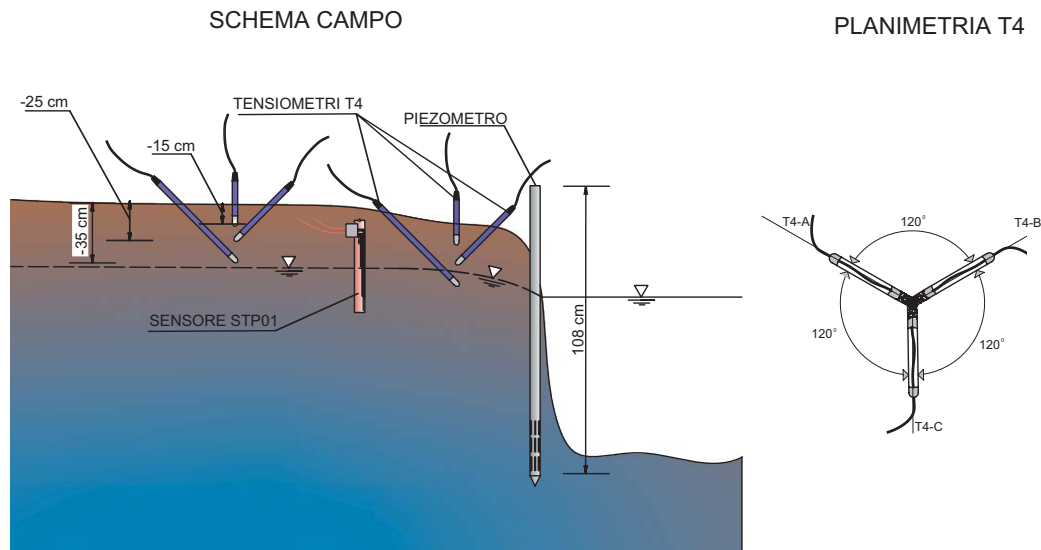


Figura 5.8: *Schema riassuntivo degli strumenti installati nel campo barena Chioggia B1. Si noti l'installazione dei Tensiometri T4 posizionati inclinati e disposti a 180°*

10, 25 e 35 cm; Il range di misurazione del trasduttore di pressione va da -1000 a 850 hPa con una accuratezza dichiarata di  $\pm 0.2$  hPa (Paragrafo 3.1.3);

- Il sensore di temperatura STP01 per la misura delle temperature alle profondità di 7, 10, 15, 25 e 55 cm 3.1.6; il range di misura delle termocoppie va da - 30 a + 70 gradi °C.

Tutti gli strumenti sono collegati ad un Datalogger Campbell CR1000 completo di memoria esterna e multiplexer che acquisisce i dati misurati ogni 5 minuti, eccetto per i dati di temperatura necessari per le stime del contenuto d'acqua che vengono acquisiti a cadenza oraria (rampe di riscaldamento e acquisizione orarie). Durante la costruzione del campo sperimentale si è inoltre provveduto alla raccolta di alcuni campioni di terreno differenti profondità (10, 20, 30 e 40 cm) che hanno permesso la determinazione delle curva granulometriche, del contenuto organico, della quantità d'acqua e del coefficiente di permeabilità  $K$  (si veda il Paragrafo 3.3).



Figura 5.9: Il campo di misura sperimentale installato in Barena Chioggia B1

Le prove sui campioni indisturbati raccolti sono state effettuate, tra l'11 maggio e l'8 giugno 2007, presso il laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica dell'Università di Padova.

## 5.4 Discussione delle analisi e dei risultati

In questa sezione di discutono e si analizzano i dati raccolti e i risultati ottenuti dalle osservazioni di campo e dai provini raccolti nel sito sperimentale.

### 5.4.1 Analisi dei risultati geotecnici

I campioni raccolti sono stati prelevati in sito a 4 profondità diverse. Per ogni punto di raccolta sono stati prelevati 2 campioni che sono stati mediati per alla fine per determinare le caratteristiche del suolo. Per identificare i punti di raccolta abbiamo indicato con S-1 il punto alla profondità di 10 cm, S-2 alla profondità di 20 cm, etc..

Il contenuto d'acqua, calcolato per tutti i 4 campioni, ha un valore medio di circa 64%.

L'analisi granulometrica, è stata effettuata coi setacci per la parte non passante al setaccio #200; per il passante al #200 si è proceduto con l'analisi mediante aerometro. Sono riportate di seguito le curve granulometriche completate con le aerometrie per le 4 differenti profondità prese in esame. Si deduce dalle curve granulometriche che la barena è costituita da sabbie limose con una presenza media di materiale organico pari a circa l'8 %.

Le misure della permeabilità effettuate in condizioni di carico variabile (si veda il Paragrafo 3.3.2) hanno permesso di ottenere delle stime del coefficiente di permeabilità  $K_s$ . I valori ottenuti presentano variazioni di non trascurabili rilievo probabilmente dovuto alla presenza di materiali diversi alle diverse profondità. I valori ottenuti sono riassunti nella tabella 5.4.1.

| CAMPIONE | W% | err. %<br>su W% | Ks<br>(m/s)          | Sabbia<br>% | Limo + Argilla<br>% | Oc<br>% |
|----------|----|-----------------|----------------------|-------------|---------------------|---------|
| S-1      | 61 | 7.60            | $6.8 \times 10^{-7}$ | 15.77       | 50.43               | 6.7     |
| S-2      | 54 | 3.60            | $2.1 \times 10^{-8}$ | 25.89       | 69.81               | 5.6     |
| S-3      | 77 | 0.30            | $1.7 \times 10^{-7}$ | 34.79       | 91.26               | 10.2    |
| S-4      | 65 | 5.15            | $3.9 \times 10^{-8}$ | 25.22       | 89.45               | 8.2     |

Tabella 5.1: Tabella riassuntiva dei valori riferiti ai campioni analizzati

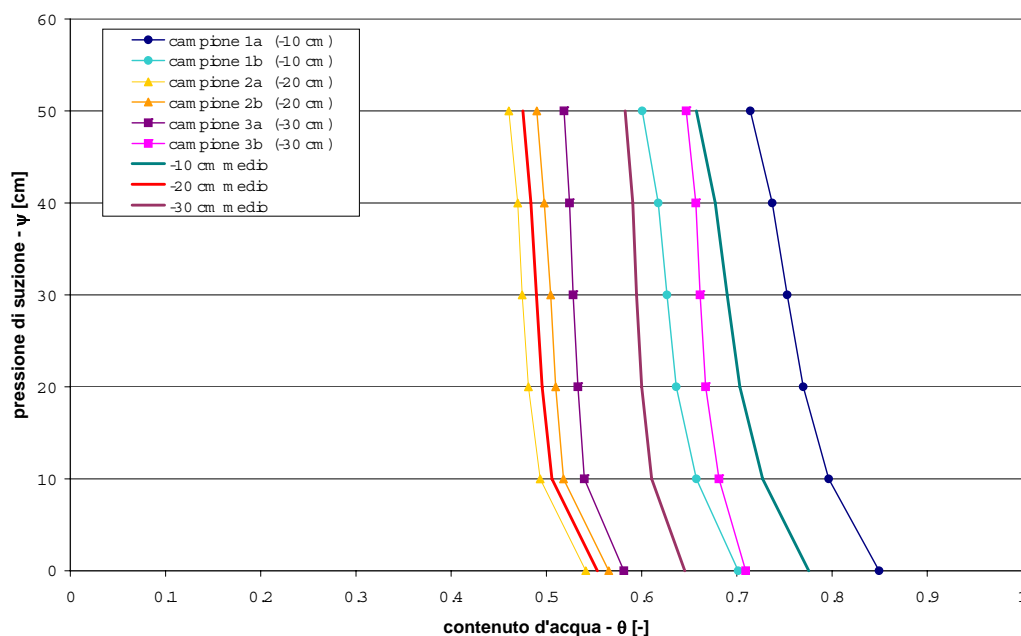


Figura 5.10: Curve di risalita capillare dei campioni raccolti in barena Chioggia B1; curve di risalita capillare media dei campioni alle varie profondità.

Sono state costruite, inoltre, le curve granulometriche alle varie quote complete delle frazioni fini ottenute tramite aerometria. Le curve granulometriche sono riportate nell'Appendice B.

I dati di maggior interesse sono i valori di conducibilità verticale satura e la frazione di materiale organico presente in barena. Dai valori di conducibilità satura ottenuti è evidente che la permeabilità oscilla tra valori di  $1 \cdot 10^{-7} m/s$  e  $1 \cdot 10^{-8} m/s$  che risultano compatibili con il range di valori esplorati nelle modellazioni numeriche ( $1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-9} m/s$ ). La forte presenza di materiale organico, osservabile anche a prima vista dopo aver effettuato lo scotico superficiale per la presenza di materiale scuro, è confermato dai valori di Oc (Organic content) elevati (dal 6% al 10% circa). Il materiale organico deriva dalla decomposizione anossica del materiale vegetale, da parte di micro-organismi anaerobi, in presenza di acqua che permane a causa della difficoltà del drenaggio o per le continue sommersioni che si susseguono ciclicamente. Le barene sono un tipico esempio di zone con forti processi anaerobici che possono portare alla formazione di strati torbosi, anche consistenti, a causa di un bilancio positivo tra la biomassa prodotta e la biomassa decomposta (Stephens *et al.*, 1984). La presenza di una forte componente organica può determinare una ritenzione idrica del terreno che persiste anche in condizioni di drenaggio.

Nell'ambito di una conoscenza dettagliata del sito scelto per l'installazione del campo sperimentale si è deciso di raccogliere una serie di campioni indisturbati per ricavare delle curve di risalita capillare caratteristiche da poter poi confrontare, in un secondo momento, con le curve analitiche standard utilizzate nei modelli matematici e numerici sviluppati nel Capitolo 1. Le curve di risalita capillare descrivono, come visto in dettaglio nel Paragrafo 1.5, il rapporto tra contenuto d'acqua  $\theta$  e pressione capillare necessaria,  $\psi_c$ , ad ogni step per ottenere tale valore di  $\theta$ . Tali curve sono di grande importanza nella descrizione degli strati di terreno insaturi e, generalmente, quando non sono conosciute tramite prove in laboratorio



vengono descritte con modelli presenti in letteratura (van Genuchten, 1980; Brooks and Corey, 1964a).

Si riportano le curve di risalita capillare per gli otto campioni indisturbati, presi a 4 profondità diverse, ottenuti con la tecnica dell' Hanging Water Column 3.3.2. Si noti come i valori di contenuto d'acqua determinati in laboratorio siano abbastanza elevati e all'aumentare del grado di suzione vi siano limitati drenaggi di acqua dal campione. Questo potrebbe indicare (come anche evidenziato dalle prove geotecniche) una componente argillosa-limosa con forte presenza di materiale organico che trattiene l'acqua nel campione.

### 5.4.2 Analisi dati di campo

La grande mole di dati raccolti nei mesi tra Marzo e Novembre 2007 sono stati elaborati analizzando l'andamento delle temperature all'interno della barena a 5 quote diverse, i livelli della marea e le misure di pressione capillare.

#### Precipitazioni

Durante il periodo di monitoraggio idrologico in barena si sono raccolti i dati ARPAV di precipitazione giornaliera misurati alla stazione meteorologica di S. Anna di Chioggia che dista circa 4 Km dal sito scelto per l'installazione del campo. Le precipitazioni risultano utili per lo studio dei bilanci idrologici nel sito in esame soprattutto per quanto riguarda la valutazione qualitativa dei giorni di pioggia e di sereno. In questo modo risulta più facile individuare i periodi che presentano la massima evapotraspirazione (ovvero i giorni sereni nelle ore più calde) ai fini di una valutazione delle condizioni ideali per l'instaurarsi delle condizioni insature.

Per definire in modo esaustivo almeno parte dei molteplici aspetti legati ai bilanci idrologici in questi ambienti sarebbe necessario investigare, con l'ausilio di strumentazioni, altri parametri che entrano in gioco nelle dinamiche complesse che ivi si instaurano. Ad esempio possiamo citare: il radiometro per la misura della

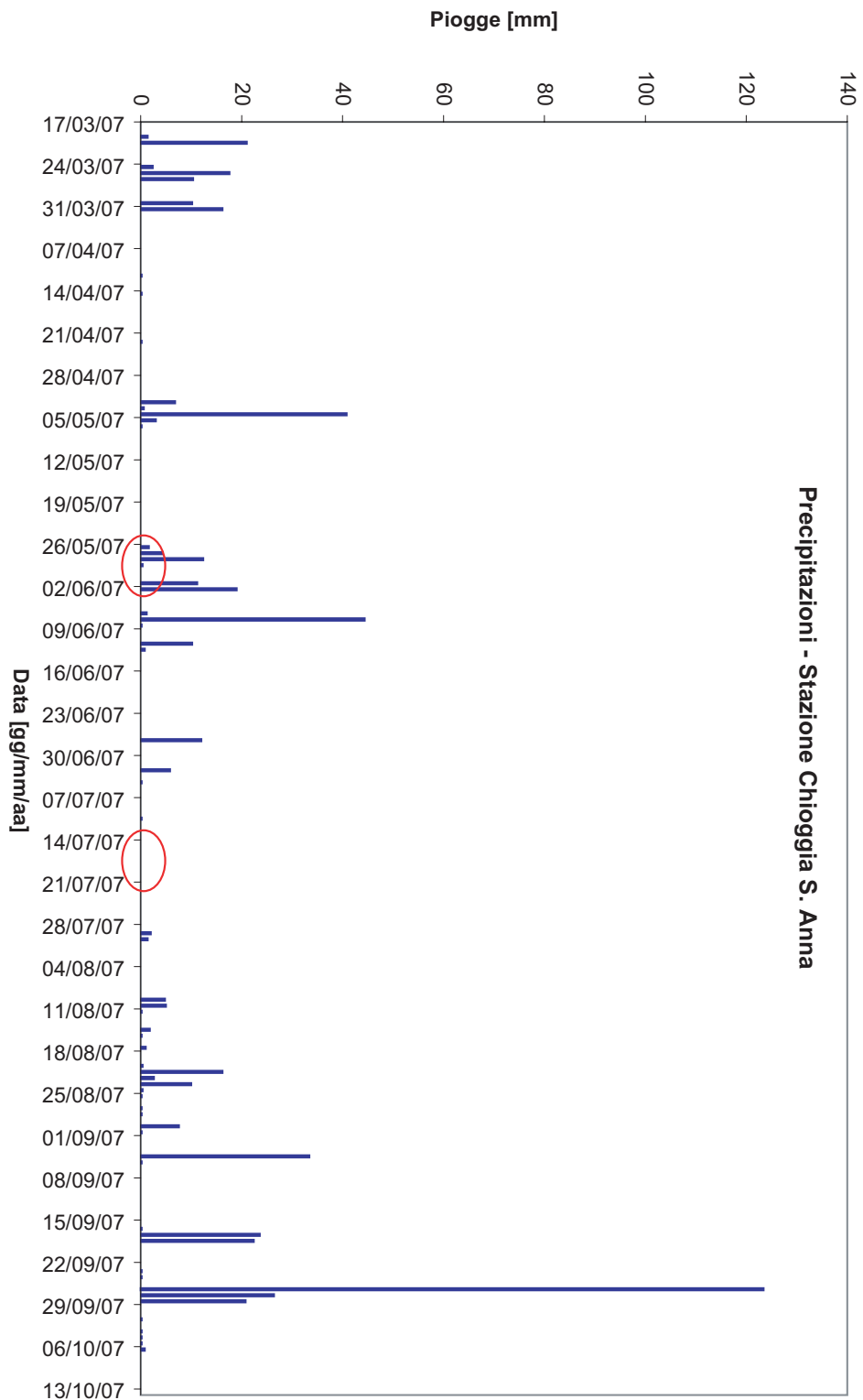


Figura 5.11: Andamento delle precipitazioni giornaliere misurate alla Stazione di S. Anna di Chioggia (VE) dal 17/03/2007 al 13/10/2007.

radiazione termica incidente (fondamentale per definire il flusso di evapotraspirazione), l'anemometro per determinare la velocità del vento, il pluviometro per definire con precisione la quantità di precipitazione sull'area e quindi il contributo atmosferico al bilancio idrologico, ecc.. Quanto detto non inibisce le considerazioni che ci apprestiamo a formulare in via qualitativa ma certamente potrebbero essere di grande aiuto per definire quantitativamente le grandezze in gioco e il peso che queste hanno nelle dinamiche subsuperficiali che ci siamo proposti di esaminare.

Per ovvie ragioni verranno indicati e commentati solo alcuni periodi, scelti nei mesi di monitoraggio, che riassumono le dinamiche osservate in barena. Nella Figura 5.11 sono indicate le precipitazioni in millimetri di pioggia caduta per il periodo in cui è rimasto installato il campo sperimentale. Sono inoltre indicati i due piccoli periodi di tempo che vengono considerati nel seguito di questo capitolo e di cui riportiamo le elaborazioni prodotte. Il primo periodo (Periodo 1)), dal 26/05/2007 al 02/06/2007, caratterizzato da precipitazioni che hanno investito il campo di misura sperimentale. Il secondo periodo (Periodo 2), dal 12/07/2007 al 30/07/2007, presenta condizioni meteorologiche ottime e prive di precipitazioni.

### **Andamento delle temperature nello strato subsuperficiale**

In questo Paragrafo si riportano gli andamenti del gradiente di temperatura che si instaura nel sottosuolo, a 5 diverse profondità, nei due periodi presi in considerazione nel precedente Paragrafo. La Figura 5.12 mostra come l'andamento delle temperature risenta degli effetti dovuto alle precipitazioni in maniera diretta (flusso di acqua che si infila durante la precipitazione e in condizioni di bassa marea) e indiretta (condizioni di precipitazioni indicano una giornata in genere nuvolosa, più fredda e con flussi di traspirazione in atmosfera molto contenuti. Si ha in questo caso un livellamento delle temperature nel sottosuolo tanto più marcato tanto più ci si avvicina alla superficie. In altre parole, oltre alle variazioni dovute ai flussi mareali che fanno variare sinusoidalmente le temperature in funzione dei periodi

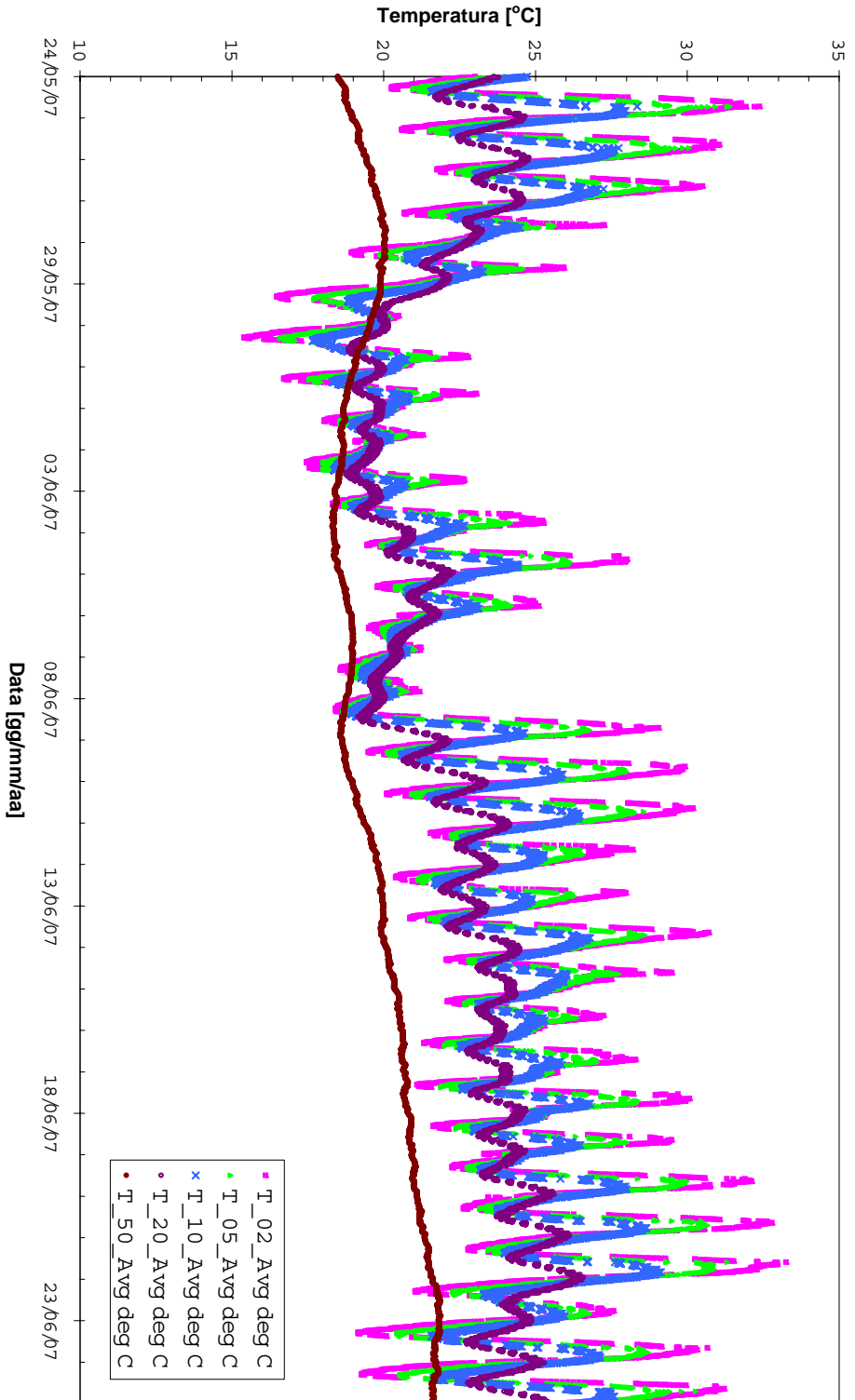


Figura 5.12: Periodo 1: Andamento del gradiente di temperatura nel sottosuolo, a 5 diverse profondità, acquisite con l'ausilio dello strumento STP01 in presenza di precipitazioni meteorologiche (minima evaporazione). Si noti l'appiattimento dell'andamento sinusoidale dovuto alle precipitazioni che si sommano alla componente dell'idroperiodo mareale.

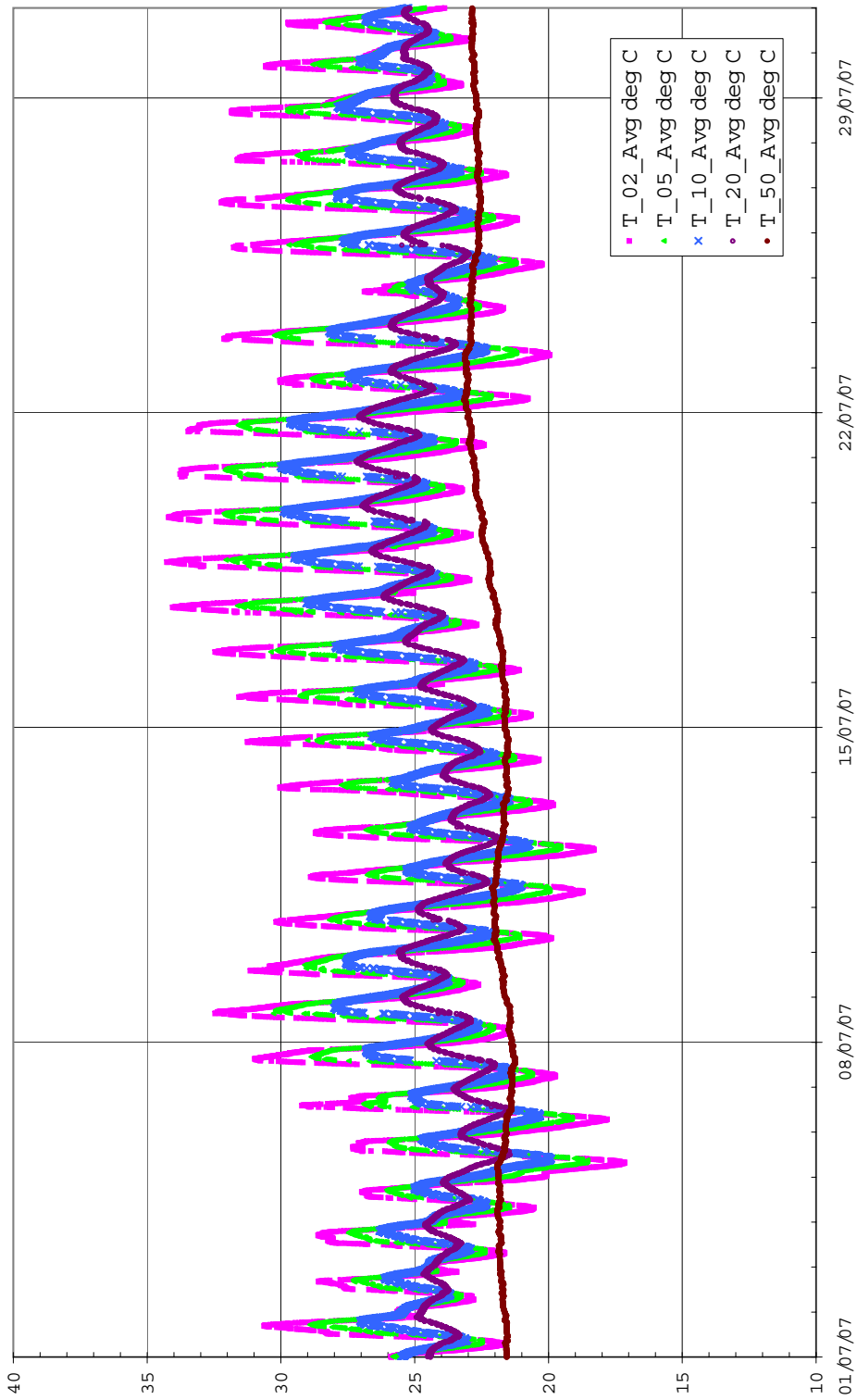


Figura 5.13: Periodo 2: Andamento del gradiente di temperatura nel sottosuolo, a 5 diverse profondità, acquisite con l'ausilio dello strumento STP01 in assenza di precipitazioni meteorologiche (massima evaporazione). Si noti l'andamento puramente sinusoidale dipendente dall'idroperiodo mareale.

di sommersione e drenaggio, abbiamo una ulteriore componente di precipitazione che ancor maggiormente tende a ridurre le temperature con apporto di acqua dall'atmosfera.

Nella Figura 5.13 si riporta un periodo caratterizzato da bel tempo e in assenza di precipitazioni. In questo caso le variazioni di temperatura sono marcatamente sinusoidali che dipendono solo dall'idroperiodo mareale. In queste condizioni, il flusso di evapotraspirazione rimane elevato e comandato dalla richiesta atmosferica. Ci attendiamo, in questo periodo, le condizioni insature più marcate ed evidenti poichè la vegetazione ha le condizioni ideali per la traspirazione ed inoltre, dalla superficie del suolo, può instaurarsi un forte flusso evaporativo. Quanto appena accennato sarà ancor meglio evidenziato nel successivo Paragrafo riguardante le misure effettuate con i tensiometri.

### **Livelli di marea e misure tensiometriche**

L'uso dei tensiometri permette di rilevare le condizioni insature nei terreni attraverso la misura delle pressioni capillari  $\psi$  che si instaurano nel punto di misura definito dalla profondità a cui è posta la coppa porosa al cui interno è presente il sensore di pressione. I tensiometri misurano quindi una pressione negativa (in centimetri di colonna d'acqua) quando il terreno è in condizioni non sature e una pressione positiva, pari alla colonna d'acqua in condizioni sature, che sovrasta la coppa porosa di misura.

Nelle Figure che seguono vengono riportati in contemporanea gli andamenti delle pressioni capillari e della marea. Vale la pena precisare che in ogni diversa Figura il valore dello 0 di riferimento è posto alla profondità della coppa porosa del tensiometro. Questo indica che, per esempio, un tensiometro posto alla profondità di -10 cm rispetto al piano campagna, misurerà l'andamento della marea quando è sommerso (condizioni sature con carico idrostatico pari all'altezza della mare che lo sommerge) e un valore negativo (condizione insatura) quando il terreno intorno

al punto di misura sta drenando o sussiste un flusso di evapotraspirazione tale da creare una condizione insatura. Accade che i 10 cm di terreno che ricoprono la coppa porosa rimangano saturi per un certo periodo di tempo anche quando la marea si è abbassata dando valori ovviamente positivi. In questo caso si noterà un appiattimento nell'andamento della pressione capillare (positiva pari a 10 cm circa per l'esempio citato) che indica la condizione per cui il livello della marea è sceso sotto la quota della superficie del terreno (o anche del tensiometro dopo poco) ma che sussiste ancora una condizione di saturazione con carico pari al valore positivo in centimetri che misuriamo. Solo i valori negativi, in ogni esempio che riporteremo, indicano valori di non saturazione tanto maggiori quanto diminuisce il valore di  $\psi$ . Si noti che la profondità del piezometro (misuratore di livello) risulta superiore, in genere, al livello di bassa marea e quindi i cavi mareali e l'escursione completa della marea non sono acquisiti correttamente.

Dopo questa indispensabile premessa, passiamo a discutere le acquisizioni degli esempi riportati, indicati come Periodo 1 (minima evapotraspirazione e precipitazioni meteorologiche) e Periodo 2 (massima evapotraspirazione in assenza di precipitazioni).

Come già evidenziato nel Paragrafo 5.3, i tensiometri sono posti a gruppi di tre (a profondità differenti) in due punti: il primo punto in prossimità del bordo del ghebo (definiti tensiometri "vicini") e il secondo a circa 3 metri all'interno (tensiometri "lontani").

In Figura 5.14 sono riportati gli andamenti della pressione capillare  $\psi$ , alle quote di -10 cm (a) e -25 cm (b), vicino al bordo del ghebo durante il Periodo 1. Si osserva che il Periodo 1 giunge dopo un periodo di bel tempo (visibile dalla Figura 5.11), caratterizzato dall'instaurarsi di condizioni insature nel sottosuolo dovute al drenaggio o all'evapotraspirazione, che subito dopo lascia lo spazio a un periodo piovoso che si protrae per tutto il Periodo 1. Si nota come non si formino più delle zone insature ( $\psi < 0$ ) a causa dei limitati flussi di evapotraspirazione

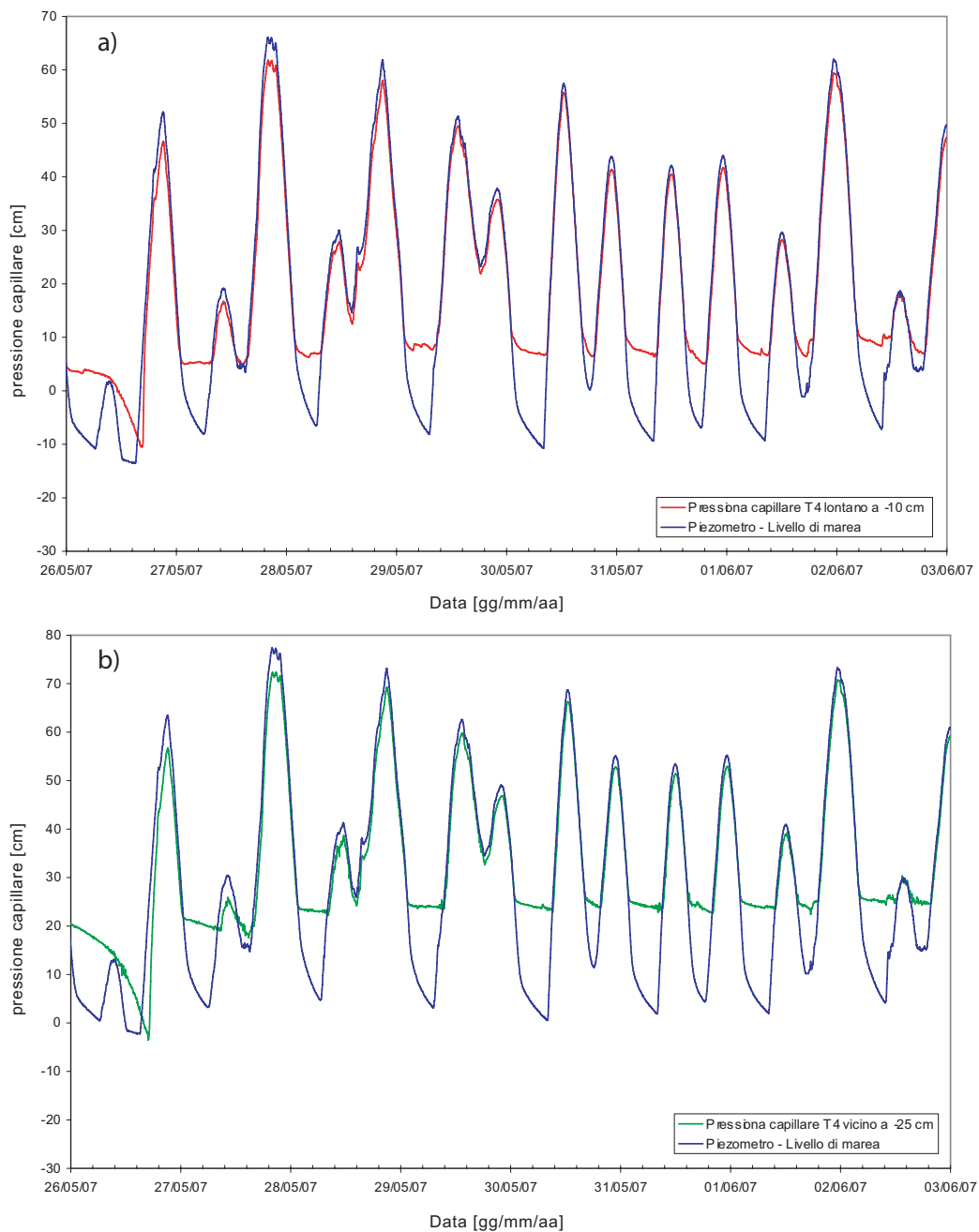


Figura 5.14: Andamento della pressione capillare  $\psi$ , nel **periodo 1**, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) vicino al bordo del ghebo. La quota di riferimento del piezometro è riferita sempre allo zero del tensiometro in esame.



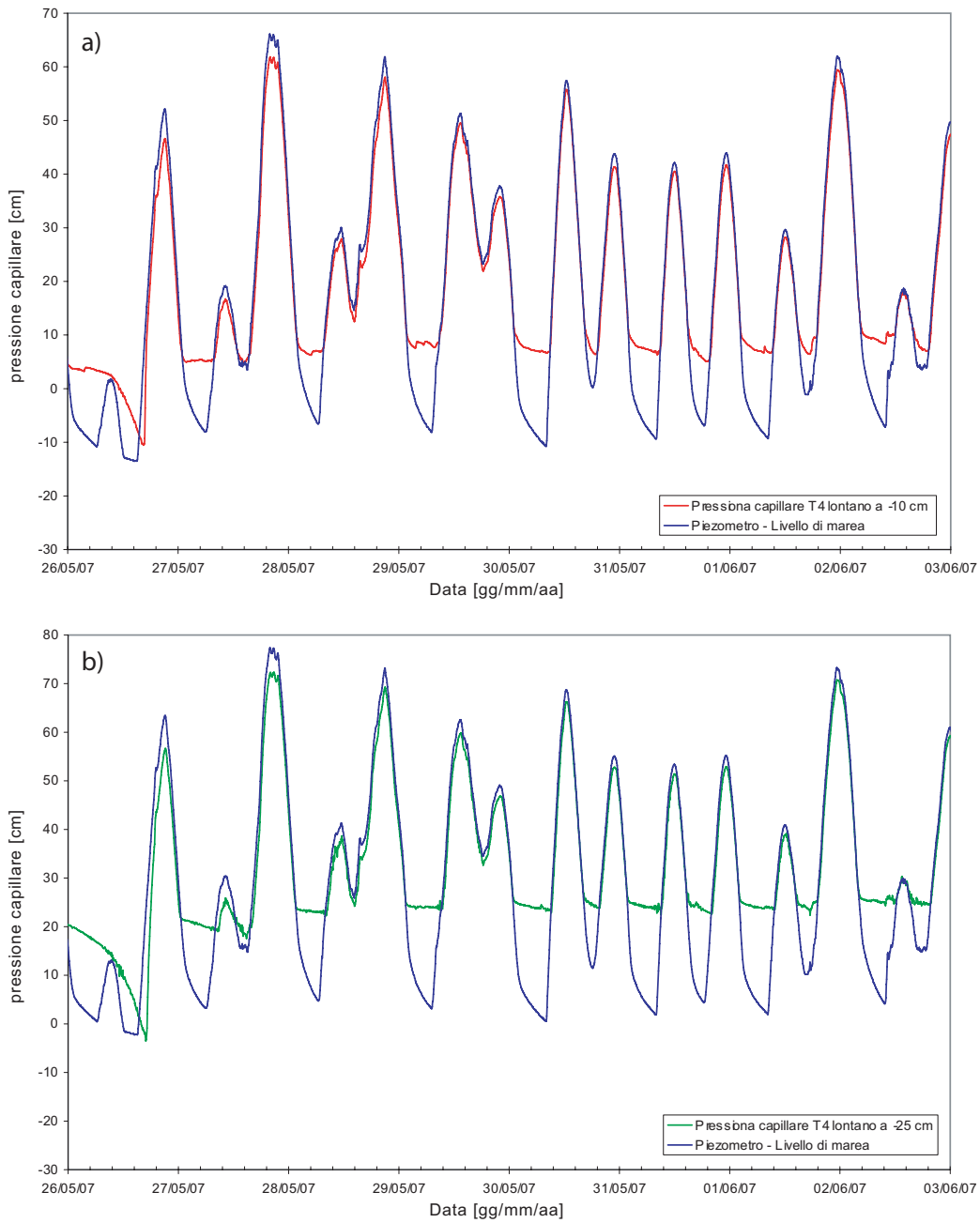


Figura 5.15: Andamento della pressione capillare  $\psi$ , nel **periodo 1**, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) **lontano** al bordo del ghebo. La quota di riferimento del piezometro è riferita sempre allo zero del tensiometro in esame.

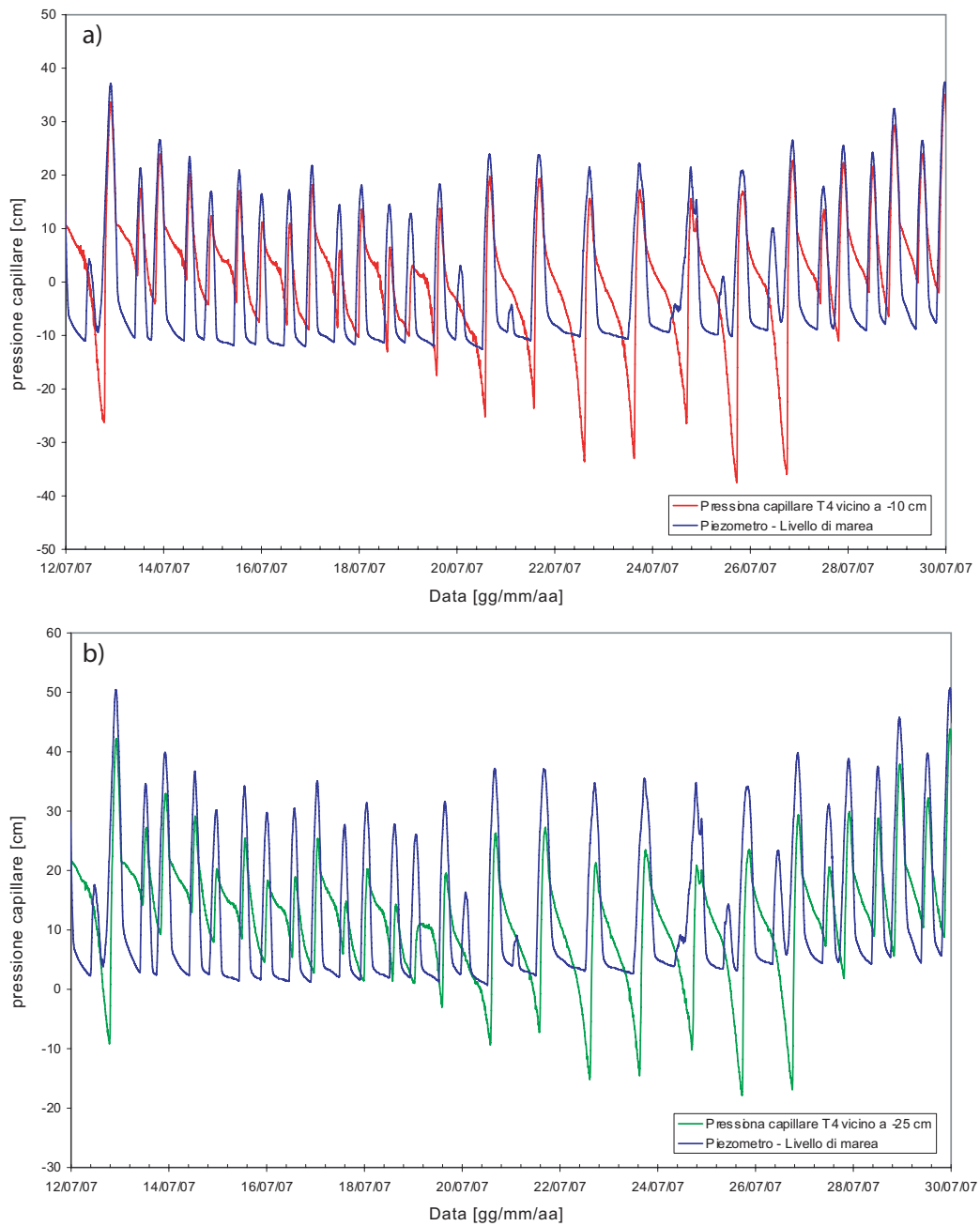


Figura 5.16: Andamento della pressione capillare  $\psi$ , nel **periodo 2**, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) **vicino** al bordo del ghebo. La quota di riferimento del piezometro è riferita sempre allo zero del tensiometro in esame.

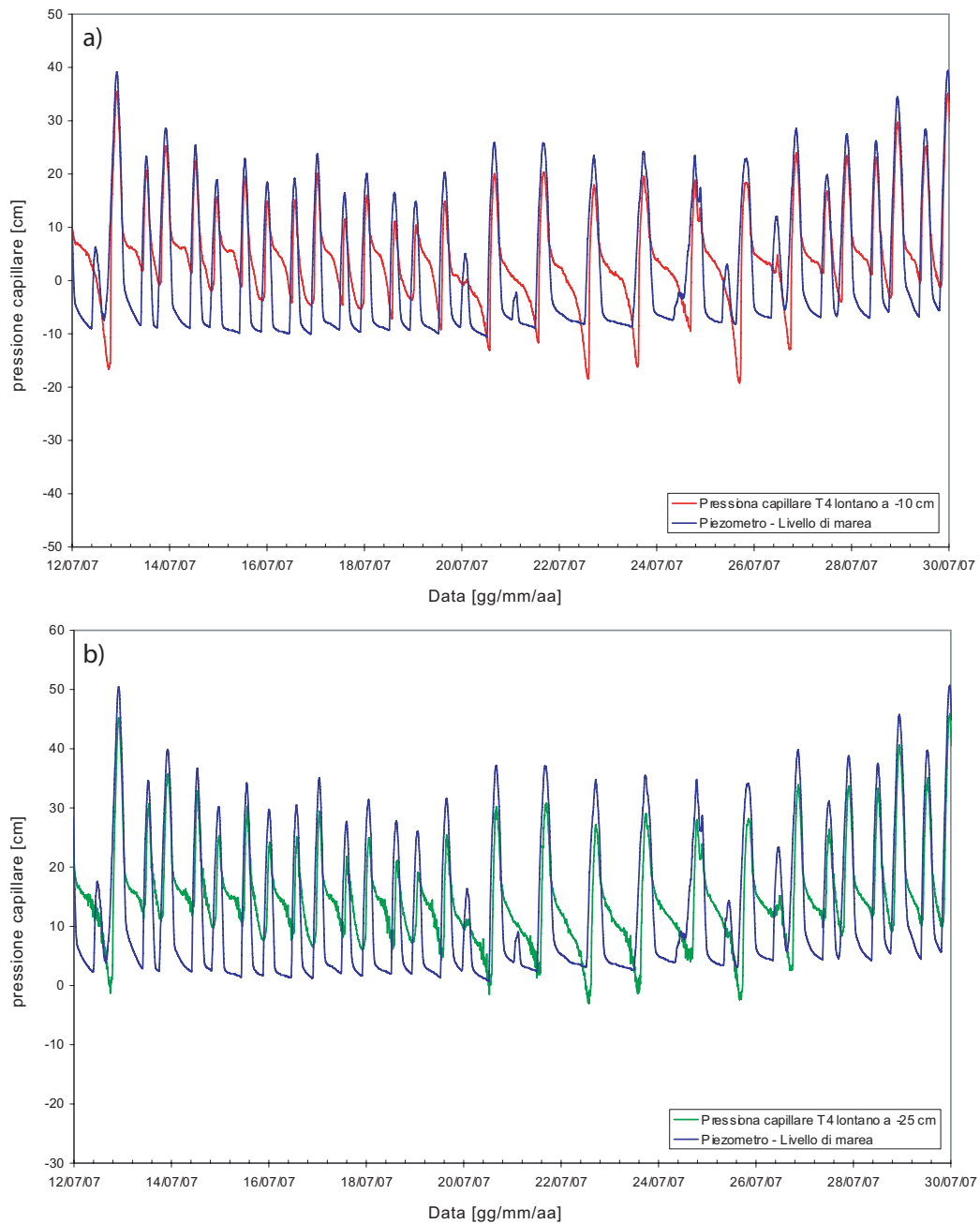


Figura 5.17: Andamento della pressione capillare  $\psi$ , nel **periodo 2**, misurata dai tensiometri alla profondità di -10 cm (a) e -25 cm (b) **lontano** al bordo del ghebo. La quota di riferimento del piezometro è riferita sempre allo zero del tensiometro in esame.

e di drenaggio. Si osserva dalla figura che l'andamento della  $\psi$  rimane pressochè costante, anche quando il livello della marea scende sotto la quota del terreno. Questo indica che gli effetti del drenaggio sono contenuti e in parte compensati dalle precipitazioni. Gli apporti meteorologici certamente rivestono un ruolo importante nel bilancio idrologico degli ambienti salmastri (anche, ad esempio, apportando volumi di acqua dolce o diluendo la concentrazione di soluti nel terreno) ma in questo caso, viste le limitate precipitazioni, possiamo indicare l'evapotraspirazione come la forzante principale che viene meno nella formazione di una zona insatura nel terreno. L'analogo si osserva nella Figura 5.15 in cui vengono riportate le acquisizioni di  $\psi$  alle stesse profondità, lontani dal bordo del ghebo, nello stesso periodo.

Il Periodo 2, caratterizzato da giornate serene e molto calde (metà luglio), indica andamenti delle condizioni insature diversi dal caso precedente. In Figura 5.16 sono indicati i due tensiometri posti nelle vicinanze del ghebo. Si osserva la formazione di condizioni insature molto marcate e prolungate nel tempo, dovute certamente ai valori elevati di evapotraspirazione che si instaurano in giornate calde e serene. Infatti, come abbiamo accennato precedentemente, le condizioni di drenaggio giocano un ruolo marginale nella formazione di una zona aerata poichè il materiale organico presente potrebbe trattenere una forte percentuale di acqua che non può muoversi verticalmente per la sola forza di gravità. Anche le condizioni di drenaggio orizzontale all'interno del ghebo sembrano trascurabili a causa di una limitata permeabilità orizzontale e di un basso gradiente gravitazionale verso il canale. Tutto sembra indicare che il forte flusso di evapotraspirazione sia l'unica condizione che permette la formazioni di strati insaturi nel terreno. Si può evidenziare questo osservando, nella Figura 5.16 (a), l'andamento di uno dei molti picchi negativi che indicano la condizione insatura. Quando la marea si abbassa, al di sotto della quota terreno, abbiamo un forte flusso di evapotraspirazione che insatura il terreno al di sopra dei tensiometri molto velocemente (visibile dalla pendenza della curva

che rappresenta  $\psi$ ) e crea, in breve tempo, una zona insatura caratterizzata da pressioni di suzione pari a  $-30 \div -40$  cm alla profondità di circa 10 cm, compatibili con un contenuto in acqua stimabile (dalle curve di risalita capillare definite su campioni in barena in Figura 5.10) in 0.7. I tensiometri posti alla profondità di -25 cm hanno riportato misure di pressione capillare pari a circa  $-15 \div -20$  cm da cui possiamo dedurre una saturazione in acqua pari a 0.6. Analoghe considerazioni si possono dedurre dalla Figura 5.17 che riporta l'andamento delle misure dei due tensiometri nel Periodo 2 lontani dal bordo del ghebo.

## 5.5 Conclusioni

In questo Capitolo abbiamo osservato e cercato di interpretare i dati ottenuti dal campo sperimentale posto nella barena Chioggia B1. Abbiamo osservato, seppur qualitativamente, le dinamiche che si instaurano in ambienti soggetti a cicliche sommersioni dovute alla marea cercando di cogliere gli aspetti più interessanti sui processi che si instaurano nel sottosuolo ad opera di diverse forzanti che convivono in tali ambienti. La forzante di marea, la presenza della vegetazione alofila e i conseguenti flussi di evapotraspirazione che essa produce, le precipitazioni che apportano nuovi volumi di acqua e che vincolano gli stessi flussi d'acqua dalle piante all'atmosfera, la composizione della matrice solida del terreno, la presenza di componenti organiche dovute alla decomposizione della vegetazione e le temperature che si instaurano nel sottosuolo sono solo un parte dei molteplici parametri che bisognerebbe considerare per avere una visione globale delle complicate interazioni in questi ambienti. Il lavoro in campo ha prodotto interessanti input per la comprensione di tali dinamiche senza aver mai la pretesa di poter dare una esauriente spiegazione ai fenomeni che avvengono in questi ambienti naturali probabilmente tra i più complicati da modellare e osservare. In un futuro, partendo da questi spunti, si potrebbe installare un campo di monitoraggio più completo e per il tempo necessario (anni) a misurare con continuità le grandezze fisiche che giocano un

ruolo fondamentale nelle dinamiche ambientali. Solo in questo modo è possibile avere una visione non solo puntuale nel tempo (giorni o mesi), ma che si protrae nelle stagioni e nei cambiamenti che queste portano sottoforma di diversi afflussi meteorici, delle variazioni di temperature e del ciclo vitale della vegetazione che si ripercuote su una delle forzanti di maggiore importanza che abbiamo analizzato.

# Capitolo 6

## Conclusioni e sviluppi futuri

In questo lavoro si sono indagate le dinamiche di accoppiamento tra vegetazione e regimi di flusso sub-superficiale di acqua ed aria seguendo due linee di ricerca complementari. Il primo approccio è basato sullo studio e lo sviluppo di modelli numerici che descrivano in modo realistico il flusso d'acqua e lo stato di aerazione in un suolo di barena in presenza di vegetazione. La seconda linea di ricerca ha riguardato lo sviluppo di sistemi di determinazione della saturazione del suolo in campo, adatti ad ambienti ipersalini, quali quelli soggetti alla marea. La messa a punto di tali metodologie è, infatti, essenziale per una verifica sperimentale dei risultati modellistici.

Durante le fasi di sommersione della superficie il flusso d'acqua nel terreno può essere condizionato in modo importante dalla mobilità dell'aria contenuta all'interno dei pori. Questa, infatti, non si trova a pressione atmosferica e la sua mobilitazione richiede una dissipazione di energia, contrariamente a quanto assunto dalla formulazione di Richards. Nella presente tesi si sono sviluppati ed applicati modelli del moto accoppiato di acqua ed aria in barene schematiche che producono una descrizione realistica dei moti bifase e, quindi, una valutazione

dei processi di interazione tra infiltrazione ed evapotraspirazione più aderente alla realtà.

I risultati ottenuti dagli esperimenti numerici evidenziano come la traspirazione delle piante influenzi in modo decisivo l'aerazione del suolo, anche durante le fasi di sommersione della superficie. Questa influenza si realizza per effetto del possibile totale o parziale bilanciamento tra il flusso di infiltrazione verticale verso la rizosfera e l'assorbimento da parte delle radici delle piante. Tale interazione è mediata dalle caratteristiche del suolo. In particolare, per conducibilità idrauliche relativamente grandi, l'infiltrazione domina sull'assorbimento di acqua dalle radici e le zone più aerate risultano localizzate vicino al canale, dove più efficace è il drenaggio orizzontale attraverso la parete del canale stesso. Per valori ridotti di conducibilità idraulica c'è una decisa transizione ad un regime, dominato dalla traspirazione, nel quale la maggior disponibilità di ossigeno si ha in lontananza dal canale. In tale regime, durante i periodi di sommersione, inferiormente allo strato di terreno più superficiale si realizza uno strato più aerato, dovuto all'assorbimento dell'acqua da parte delle radici, il quale, per valori di conducibilità idraulica più bassi, può rimanere insaturo anche per l'intero ciclo di marea. È interessante notare come un modello bi-fase evidenzi una transizione verso un regime dominato dalla traspirazione per valori della conducibilità idraulica satura maggiori rispetto alle indicazioni di un modello che si basa sull'equazione di Richards. Questo fatto indica come sia importante l'effetto della dinamica dell'aria all'interno del suolo, la quale riduce la velocità di infiltrazione, aumentando, a parità di altre condizioni, l'aerazione del suolo.

La presenza di uno strato aerato persistente, anche quando questo non debba durare per l'intero periodo di marea, ha delle conseguenze



importanti da un punto di vista biologico e biogeochimico. Si instaura infatti un meccanismo di retroazione positiva, per il quale la presenza di vegetazione (ad esempio vegetazione pioniera, quale la *Salicornia spp.*) promuove l'aerazione del suolo e, quindi, condizioni adatte allo sviluppo di altre specie meno adattate a condizioni di ipossia. Si realizza dunque un meccanismo di facilitazione interspecifica in grado di contribuire a spiegare le dinamiche di colonizzazione da parte della vegetazione secondo successioni precise di specie. L'effetto di aerazione del suolo indotto dalla traspirazione è importante anche rispetto ai processi biogeochimici controllati dalla disponibilità di ossigeno. Appare evidente come la presenza di vegetazione produca infatti un ambiente maggiormente ossidante e possa promuovere l'attività microbiologica dipendente dalla disponibilità di ossigeno.

Si ritiene dunque che i risultati ottenuti aprano alcune prospettive di notevole interesse. Da un punto di vista morfologico è interessante la possibilità di studiare, con gli strumenti sviluppati, l'effetto delle proprietà della topografia sulle *pattern* di aerazione, potendosi prefigurare un alternarsi di zone più o meno aerate come risultato diretto della maggiore o minore quota, ma anche per l'effetto indiretto dell'elevazione sulla biomassa e, quindi, sul flusso di traspirazione. Altri aspetti di interesse bio-morfologico e biogeochimico riguardano l'effetto delle eterogenità spaziali delle proprietà del suolo sulla distribuzione spaziale dell'aerazione, anche per effetto di possibili effetti di vie di flusso preferenziale indotte dagli apparati radicali o da bioturbazione (e.g. la presenza di cunicoli scavati da granchi o da altri organismi macrofitobentonici).

L'analisi modellistica dei fenomeni eco-idrologici descritti richiede, evidentemente, il confronto ottenibile dal confronto diretto con quantità

osservabili. Tale necessità si scontra, come si è avuto modo di evidenziare, con le problematiche poste dalla variabile presenza nel suolo di sali, che alterano in modo non prevedibile le proprietà elettriche su cui sono basati gli usuali metodi di determinazione della saturazione. Per tale ragione si sono esaminati alcuni metodi di stima del contenuto d'acqua del terreno basati sulle proprietà termiche del terreno. Poichè, infatti, esiste un elevato contrasto tra le proprietà termiche del fluido e della matrice solida, la misura della capacità e della diffusività termica dell'inseme delle fasi solida e liquida permette di ricavare in modo indiretto il contenuto d'acqua. Nella presente tesi si sono esaminati due diversi dispositivi, sia con installazioni in campo, che con apparati sperimentali di laboratorio. Le prove eseguite in condizioni controllate ed i confronti, in laboratorio ed in assenza di sali, con misure TDR mostrano come le proprietà termiche osservate contengano un distinto segnale legato al contenuto d'acqua. I confronti quantitativi effettuati mostrano come le misure termiche possano fornire, per mezzo di adeguate metodologie di trattamento ed analisi dei dati, osservazioni piuttosto accurate e ripetibili del contenuto d'acqua. I risultati ottenuti mostrano dunque che le metodologie basate su proprietà termiche costituiscono uno strumento adatto alle verifiche sperimentali di campo delle evidenze modellistiche ottenute rispetto ai processi eco-idrologici dominanti gli ambienti a marea. Tali metodi si propongono inoltre come gli strumenti di elezione in ogni ambiente che presenti elevata e variabile salinità (e.g. suoli agricoli soggetti a salinizzazione). Gli immediati sviluppi del lavoro svolto nella presente tesi riguardano la realizzazione di un campo permanente per la misura del contenuto d'acqua in suoli di barena soggetti alla marea, simultaneamente ad osservazioni di livello mareale e misure micrometeorologiche che consentano una valutazione

accurata dell'evapotraspirazione. Tale apparato di campo consentirà di verificare l'importanza relativa dei processi di traspirazione rispetto alle dinamiche di umidità del suolo, e l'accurata validazione dei modelli di flusso bi-fase in presenza di sommersione della superficie.



# Appendice A

## Calcolo delle Matrici degli Elementi Finiti

In questa appendice valuteremo in forma estesa le matrici  $\mathbf{H}$ ,  $\mathbf{P}$  e il vettore  $\mathbf{q}^*$  dell'equazione 1.41. Siano  $x, z$  le coordinate e  $K_x, K_z$  gli elementi diagonali del tensore di conducibilità idraulica. Con elementi triangolari e le funzioni base lineari che abbiamo, per il triangolo  $e$  di vertici  $i, j, m$ ,  $N_i^e = (\varsigma_i + \zeta_i x + \xi_i z)/2\Delta^e$  dove

$$\Delta^e = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & z_i \\ 1 & x_j & z_j \\ 1 & x_m & z_m \end{vmatrix}$$

è l'area del triangolo  $e$  e  $\varsigma_i = x_j z_m - x_m z_j$ ,  $\zeta_i = z_j - z_m$ ,  $\xi_i = x_m - x_j$ . L' $ij$ -esimo elemento della matrice  $\mathbf{H}$  è dato da  $H_{ij} = \sum_e H_{ij}^e$  dove

$$\begin{aligned} H_{ij}^e &= \int_{\Delta^e} k_r^e \left( K_x^e \frac{\partial N_i^e}{\partial x} \frac{\partial N_j^e}{\partial x} + K_z^e \frac{\partial N_i^e}{\partial z} \frac{\partial N_j^e}{\partial z} \right) d\Delta^e \\ &= \int_{\Delta^e} k_r^e \left( K_x^e \frac{\zeta_i}{2\Delta^e} \frac{\zeta_j}{2\Delta^e} + K_z^e \frac{\xi_i}{2\Delta^e} \frac{\xi_j}{2\Delta^e} \right) d\Delta^e \\ &= \frac{k_r^e}{4 |\Delta^e|} (K_x^e \zeta_i \zeta_j + K_z^e \xi_i \xi_j) \end{aligned}$$

e dove il coefficiente non lineare  $k_r^e$  è valutato sul baricentro di ciascun elemento. Questo procedimento dei coefficienti non lineari è anche usato per tutti gli altri

termini integrali. L'elemento  $ij$ -esimo di  $\mathbf{P}$  è  $P_{ij} = \sum_e P_{ij}^e$  dove

$$P_{ij}^e = \int_{\Delta^e} \sigma^e N_i^e N_j^e d\Delta^e = \sigma^e \frac{|\Delta^e|}{12} \cdot \begin{cases} 2 & \text{se } i = j \\ 1 & \text{se } i \neq j \end{cases}$$

Infine,  $q_i^* = \sum_e G_i^e + \sum_e F_i^e + \sum_e L_i^e$  dove

$$F_i^e = - \int_{\Gamma_2^e} q_n^e N_i^e d\Gamma^e = -q_n^e \frac{|l^e|}{2}$$

$$L_i^e = - \int_{\Delta^e} q^e N_i^e d\Delta^e = -q^e \frac{|\Delta^e|}{3}$$

$$G_i^e = \int_{\Delta^e} K_z^e k_r^e \frac{\partial N_i^e}{\partial z} d\Delta^e = \frac{|\Delta^e|}{2\Delta^e} K_z^e k_r^e \xi_i$$

Nell'espressione per  $F_i^e$ ,  $|l^e|$  è la lunghezza del segmento di contorno  $\Gamma_2^e$ .

## Appendice B

# Curve Granulometriche ricavate sui campioni di Barena

Si riportano di seguito le curve granulometriche ottenute in laboratorio dai campioni di suolo prelevati nella Barena B1.

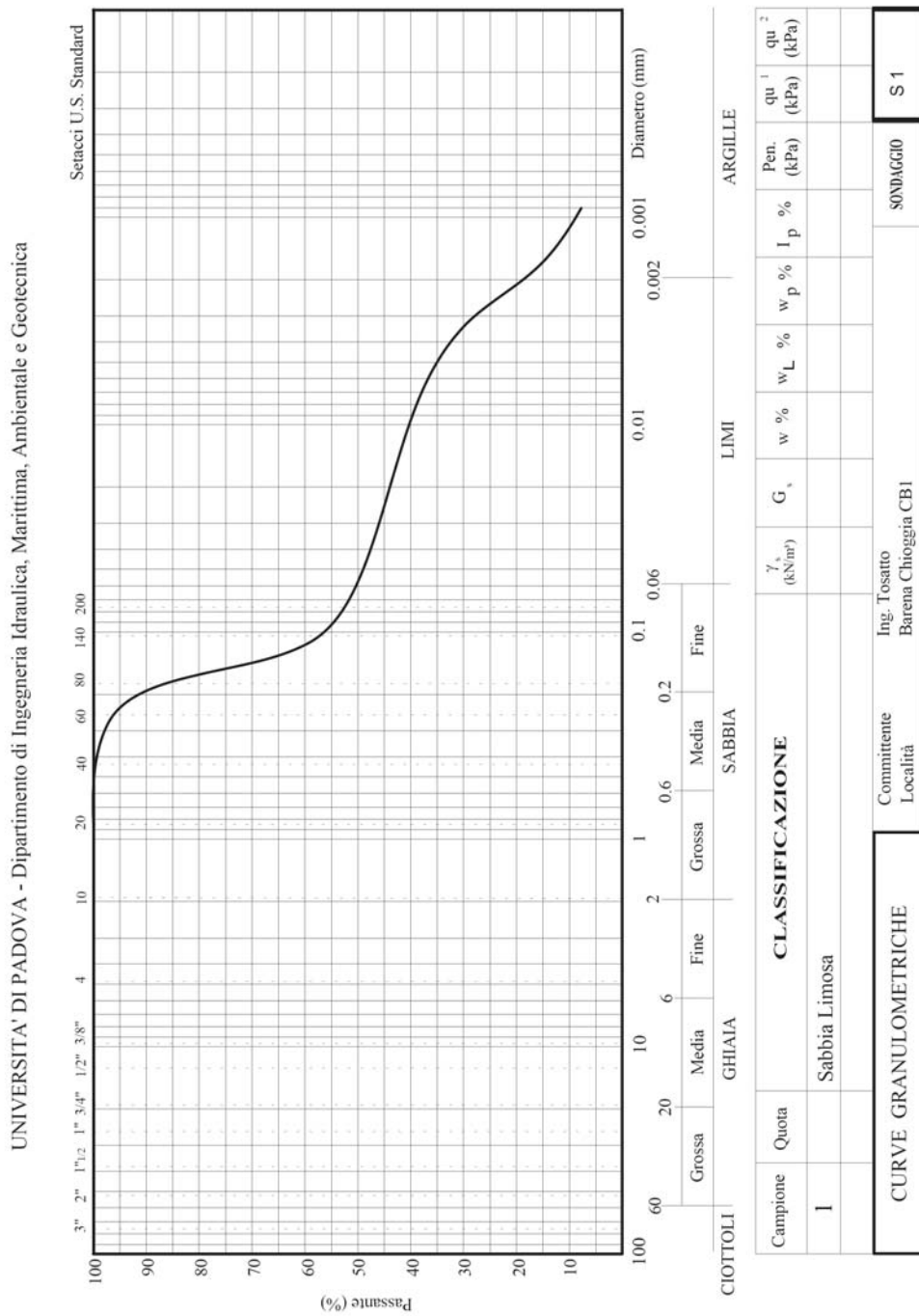


Figura B.1: Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 10 cm



UNIVERSITA' DI PADOVA - Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica

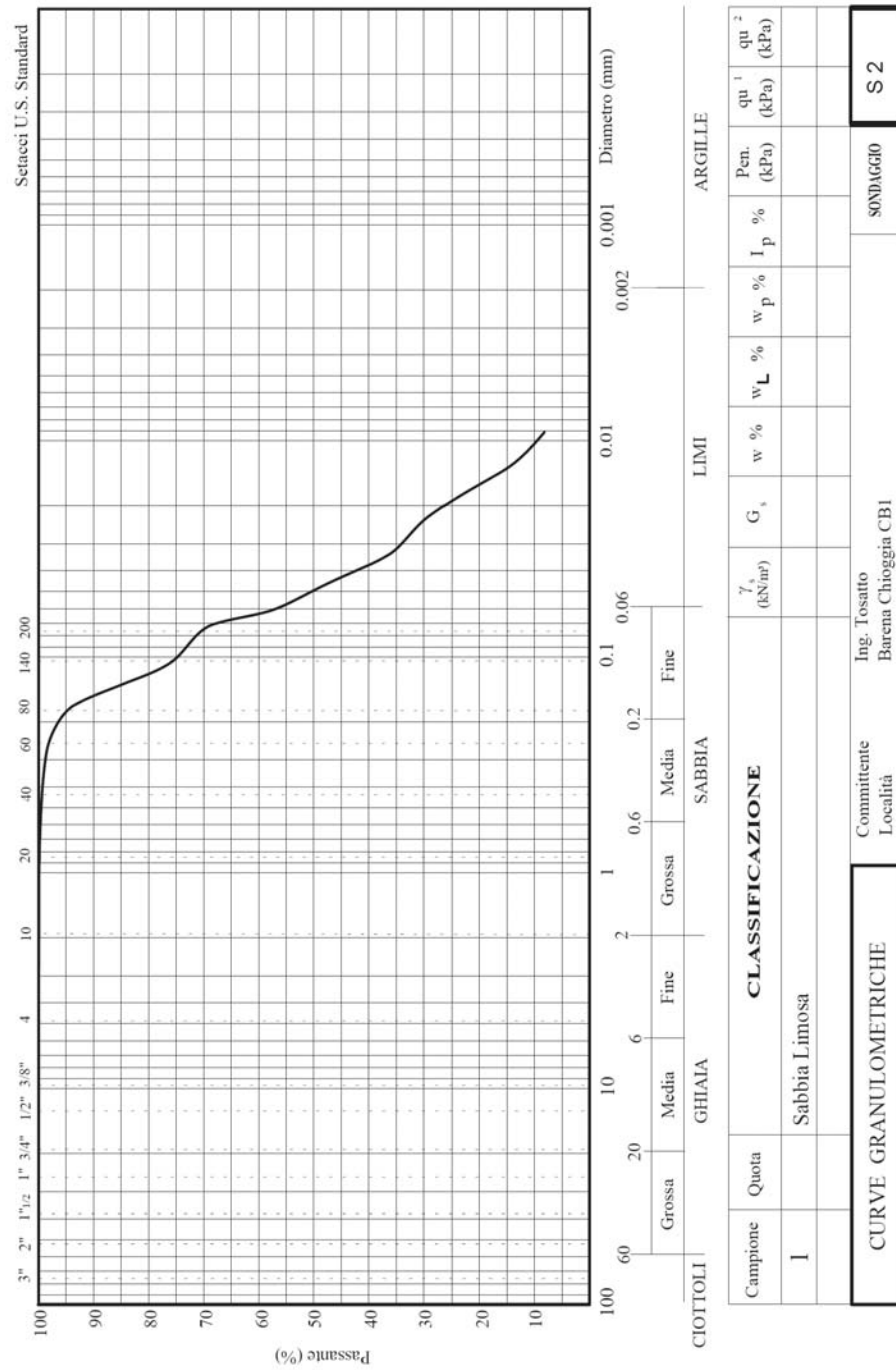


Figura B.2: Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 20 cm

UNIVERSITA' DI PADOVA - Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica

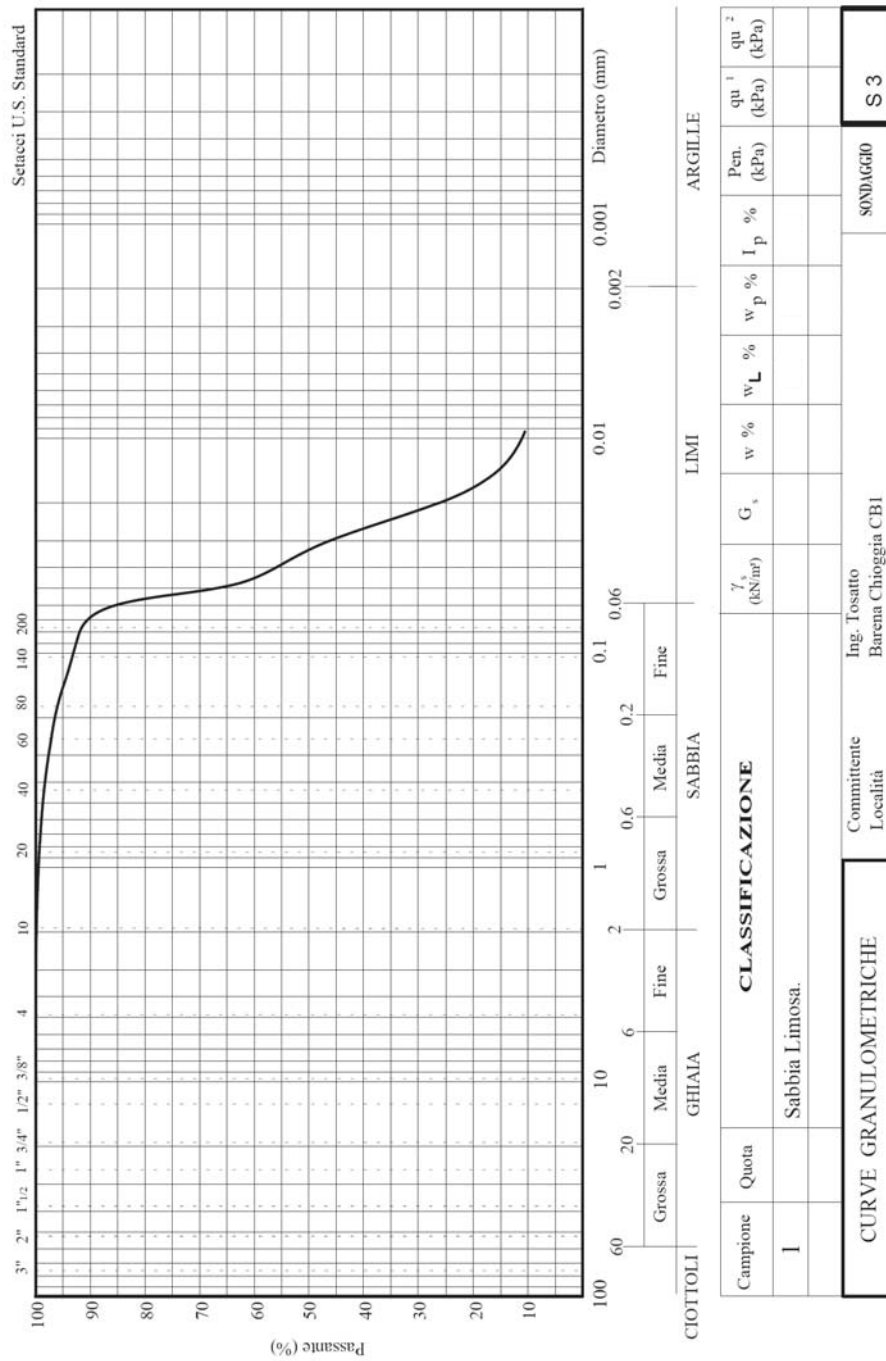


Figura B.3: Curva granulometrica del campione prelevato in Barena Chioggia alla profondità di 30 cm





# Bibliografia

- Allen, J. R. L. (2000). Morphodynamics of holocene salt marshes: a review sketch from the atlantic and southern north sea coasts of europe. *Quaternary Science Reviews*, **19**(12), 1155 – 1231.
- Allen, R. G., Prueger, J. H., and Hill, R. W. (1992). Evapotraspiration from isolated stands of hydrophytes: cattail and bulrush. *Trans. ASAE*, **35**, 1191–1198.
- Aspden, R., Vardy, S., and Paterson, D. M. (2004). Salt marsh microbial ecology: Microbes, benthic mats and sediment movement. In S. Fagherazzi, M. Marani, and L. Blum, editors, *Ecogeomorphology of Tidal Marshes*, volume 59, page 115–136. American Geophysical Union, Washington D. C.
- Aziz, K. and Settari, A. (1979). *Petroleum Reservoir Simulation*. Applied Science Publishers, London.
- Bear, J. and Verruijt, A. (1988). *Modeling groundwater flow and pollution*. D.Reidel Publishing Company, Dordrech/Boston/Lancaster/Tokio.
- Blackwell, J. H. (1954). A transient-flow method for determination of thermal constants of insulating materials in bulk. *J. of App. Phys*, **25**, 137–144.
- Bonacina, C., Cavallini, A., and Mattarolo, L. (1989). *Trasmissione del Calore*. cleup editore, Padova.

- Brooks, R. H. and Corey, A. T. (1964a). Hydraulic properties of porous media. Hydrology Paper 3, Colorado State University, Fort Collins, CO.
- Brooks, R. H. and Corey, A. T. (1964b). Hydraulic properties of porous media. Hydrology Paper 3, Colorado State University, Fort Collins, CO.
- Cahoon, D. and Reed, D. (1995). Relationships among marsh surface topography, hydroperiod, and soil accretion in a deteriorating Louisiana salt marsh. *J. Coastal Res.*, **11**, 357–369.
- Campbell, G. S. and Norman, J. M. (1998). *An Introduction Of Environmental Biophysics*. Springer-Verlag, New York, Berlin, Heidelberg. 286 pp.
- Chapman, V. J. (1938). Studies in salt-marsh ecology. Sections i-iii. physiography and the environmental factors, the tides, and the water table, soil aeration, and drainage. *Journal of Ecology*, **26**, 144–179.
- Colombo, P. and Colleselli, F. (1996). *Elementi di Geotecnica*. Zanichelli, 2nd edition.
- Cooley, R. L. (1983). Some new procedures for numerical solution of variably saturated flow problems. *Water Resour. Res.*, **19**(5), 1271–1285.
- Cronk, J. K. and Fennessy, M. S. (2001). *Wetland Plants: Biology and Ecology*. CRC Press, Boca Raton, Fla.
- Dacey, J. W. H. and Howes, B. L. (1994). Water uptake by roots controls water table movement and sediment oxidation in short spartina marsh. *Science*, **224**, 487–489.
- D’Alpaos, A., Lanzoni, S., Marani, M., Fagherazzi, S., and Rinaldo, A. (2005). Tidal network ontogeny: Channel initiation and early development. *J. Geophys. Res.*, **110**, 39193929. F02001, doi:10.1029/2004JF000182.

- Darcy, H. (1856). *Le Fontaines Publique de la Vile Dijon*. Victor Dalmont, Paris, France.
- de Marsily, G. (1986). *Quantitative hydrogeology*. Academic Press Inc, London.
- Dennis, J. E. and Schnabel, R. B. (1983). *Numerical Methods for Unconstrained Optimization*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Fagherazzi, S., Bortoluzzi, A., Dietrich, W., Adami, A., Lanzoni, S., Marani, M., and Rinaldo, A. (1999). Tidal networks: 1. automatic network extraction and preliminary scaling features from digital terrain maps. *Water Resour. Res.*, **35**, 38913904.
- Fagherazzi, S., Marani, M., and (Eds.), L. B. (2004). *Ecogeomorphology of Tidal Marshes, Coastal Estuarine Stud.*, volume 59. AGU, Washington, D. C.
- Gambolati, G. and Perdon, A. M. (1984). The conjugate gradients in flow and land subsidence modeling. In J. Bear and Y. Corapcioglu, editors, *Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media*, volume 82 of *NATO ASI Series in Applied Sciences*, pages 953–984, The Hague. Martinus Nijoff B.V.
- Gambolati, G., Putti, M., and Paniconi, C. (1999). Three-dimensional model of coupled density-dependent flow and miscible salt transport in groundwater. In J. Bear, A. H.-D. Cheng, S. Sorek, D. Ouazar, and I. Herrera, editors, *Seawater Intrusion in Coastal Aquifers; Concepts, Methods and Practices*, chapter 10, pages 315–362. Kluwer Academic Publ., Dordrecht, The Netherlands.
- Gleen, E., Thompson, T. L., Frye, R., Riley, J., and Baumgartner, D. (1995). Effects of salinity on growth and evapotranspiration of *Typha domingensis* pers. *Aquatic Botany*, **52**, 75–91.
- Goldstein, S. (1932). Some two-dimensional diffusion problems with circular symmetry. *Proc. Lond. Math. Soc.*, **34**, 51–88.

- Haines, W. B. (1930). Studies in the physical properties of soil. *J. Agric. Sci.*, **20**(1), 97–116.
- Helmig, R. (1997). *Multiphase flow and transport processes in the subsurface. A contribution to the modeling of hydrosystem*. Springer-Verlag, Berlin. 367 pp.
- Hemond, H. F. and Fifield, J. L. (1982). Subsurface flow in salt marsh peat: A model and field study. *Limnol. Oceanogr.*, **27**(1), 126–136.
- Herbst, M. and Kappen, L. (1999). The ratio of transpiration versus evaporation in a reed belt as influenced by weather conditions. *Aquatic Botany*, **63**, 113–125.
- Huyakorn, P. S. and Pinder, G. F. (1983). *Computational Methods in Subsurface Flow*. Academic Press, London.
- Huyakorn, P. S., Thomas, S. D., and Thompson, B. M. (1984). Techniques for making finite elements competitive in modeling flow in variably saturated porous media. *Water Resour. Res.*, **20**(8), 1099–1115.
- Kaluarachchi, J. J. and Parker, J. C. (1989). An efficient finite element method for modeling multiphase flow. *Water Resour. Res.*, **25**(1), 43–54.
- Kelley, C. T. (1995). *Iterative Methods for Linear and Nonlinear Equations*. SIAM, Philadelphia.
- Kellner, E. and Lundin, L. C. (2001). Calibration of time domain reflectometry for water content in peat soil. *Nordic Hydrology*, **32**, 315–332.
- Kershaw, D. S. (1978). The incomplete Cholesky-conjugate gradient method for the iterative solution of systems of linear equations. *J. Comput. Phys.*, **26**, 43–65.
- Kim, D. J., Choi, S. I., Ryszard, O., Feyen, J., and Kim, H. S. (2001). Determination of soil moisture content in a deformable soil using time domain reflectometry (TDR). *European Journal of Soil Science*, **51**, 119–127.



- Kittel, C. and Kroemer, H. (1980). *Thermal Pyysics*. Freeman, New York.
- Leverett, M. C. (1941). Capillary behavior in porous soils. *Transactions of the AIME*, **142**, 152–169.
- Li, H., Li, L., and Lockington, D. (2005). Aeration for plant root respiration in a tidal marsh. *Water Resour. Res.*, **41**. W06023, doi:10.1029/2004WR003759.
- Magistrato alle Acque di Venezia (1999). Recupero ambientale e morfologico, protezione delle barene. attività specialistiche: Interventi di ripristino ambientale nella barena artificiale B1. Consuntivo, Consorzio Venezia Nuova, Venezia. Relazione tecnica a cura di Biotecnica.
- Magistrato alle Acque di Venezia (2002). Recupero ambientale e morfologico, protezione delle barene. rilievi e monitoraggi. VI rapporto stato avanzamento lavori, Maggio 2002. Relazione tecnica, Consorzio Venezia Nuova, Venezia. Esecutore SELC.
- Magistrato alle Acque di Venezia (2004). Recupero ambientale e morfologico, protezione delle barene. rilievi e monitoraggi. XII rapporto stato avanzamento lavori, Marzo 2004. Relazione tecnica, Consorzio Venezia Nuova, Venezia. Esecutore SELC.
- Marani, M., Lanzoni, S., Zandolin, D., Seminara, G., and Rinaldo, A. (2002). Tidal meanders. *Water Resour. Res.*, **38**(11), 1225. doi:10.1029/2001WR000404.
- Marani, M., Silvestri, S., Belluco, E., Camuffo, M., D'Alpaos, A., Defina, A., Lanzoni, S., Marani, A., Tortato, M., and Rinaldo, A. (2003). Patterns in tidal environments: salt-marsh channel networks and vegetation. In *Proceedings of the IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium*, Toulouse.

- Marani, M., Lanzoni, S., Silvestri, S., and Rinaldo, A. (2004). Tidal landforms, patterns of halophytic vegetation and the fate of the lagoon of Venice. *Journal of Marine Systems*, **51**, 191–210.
- Marani, M., Belluco, E., Ferrari, S., Silvestri, S., D'Alpaos, A., Lanzoni, S., Feola, A., and Rinaldo, A. (2006a). Analysis, synthesis and modelling of high-resolution observations of saltmarsh ecogeomorphological patterns in the Venice lagoon. *Estuarine Coast. Shelf Sci.*
- Marani, M., Silvestri, S., Belluco, E., Ursino, N., Comerlati, A., Tosatto, O., and Putti, M. (2006b). Spatial organization and ecohydrological interactions in oxygen-limited vegetation ecosystems. *Water Resour. Res.*, **42**(W06D06), doi:10.1029/2005WR004582.
- Ministero per l'Ambiente, ICRAM (2003). Analisi e classificazione funzionale delle barene e delle tipologie di intervento sulle barene. Technical report, Comune di Venezia, Venezia. Monografia di L. Bonometto diffusa dal Comune di Venezia.
- Mitsch, W. J. and Gosselink, J. G. (1993). *Wetlands*. Van Nostrand Reinhold, New York, second edition.
- Morel-Seytoux, H. J., Meyer, P. D., Nachabe, M., Touma, J., van Genuchten, M. T., and Lenhard, R. J. (1996). Parameter equivalence for Brooks-Corey and van Genuchten soil characteristics: Preserving the effective capillary drive. *Water Resour. Res.*, **32**(5), 1251–1258.
- Mualem, Y. (1976). A new model predicting the hydraulic conductivity of unsaturated media. *Water Resour. Res.*, **13**(3), 3033–3040.
- Nemes, A., Schaap, M. G., Leij, F. J., and Wosten, J. H. M. (2001). Description of the unsaturated soil hydraulic database UNSODA Version 2.0. *J. of Hydrology*.

- Neuman, S. P. (1973). Saturated-unsaturated seepage by finite elements. *ASCE, Journal of Hydraulics Division*, **99**, 2233–2250.
- Otis, C. H. (1914). The traspiration of emersed water plants: Its measurements and its relationships. *Bot. Gaz. Chicago*, **58**, 457–494.
- Paniconi, C. and Putti, M. (1994). A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multidimensional variably saturated flow problems. *Water Resour. Res.*, **30**(12), 3357–3374.
- Paniconi, C., Aldama, A. A., and Wood, E. F. (1991). Numerical evaluation of iterative and noniterative methods for the solution of the nonlinear Richards equation. *Water Resour. Res.*, **27**(6), 1147–1163.
- Pavlaakis, G. and Barden, L. (1972). Hysteresis in the moisture characteristics of clay soil. *J. Soil Sci.*, **23**, 350–361.
- Pepin, S., Plamondon, A. P., and Stein, J. (1991). Peat water content measurement using time domain reflectometry. *Can. J. For. Res.*, **22**, 534–540.
- Perillo, G. M. E. (1995). *Geomorphology and Sedimentology of Estuaries*. Elsevier, Hoboken, N. J.
- Pestrong, R. (1965). *The development of drainage patterns on tidal marshes*. Publ. Geol. Sci. Tech. Rep. 10, Stanford Univ., Stanford, Calif.
- Pethick, J. (1984). *An introduction to Coastal Geomorphology*. Arnold Pb, London.
- Pezeshki, S. R. (2001). Wetland plant responses to soil flooding. *Environ. Exp. Bot.*, **46**, 299–312.
- Philip, J. R. (1969). Theory of infiltration. *Adv. Hydrosci.*, **5**, 215–296.
- Putti, M. and Paniconi, C. (1995). Picard and Newton linearization for the coupled model of saltwater intrusion in aquifers. *Adv. Water Resources*, **18**(3), 159–170.

- Rinaldo, A., Fagherazzi, S., Lanzoni, S., Marani, M., and Dietrich, W. (1999a). Tidal networks: 2. watershed delineation and comparative network morphology. *Water Resour. Res.*, **35**, 3905–3917.
- Rinaldo, A., Fagherazzi, S., Lanzoni, S., Marani, M., and Dietrich, W. (1999b). Tidal networks: 3. landscape-forming discharges and studies in empirical geomorphic relationships. *Water Resour. Res.*, **35**, 3919–3929.
- Ross, P. J. (1990). Efficient numerical methods for infiltration using Richards' equation. *Water Resour. Res.*, **26**(2), 279–290.
- Saad, Y. (1990). An overview of Krylov subspace methods with applications to control problems. In M. Kaashoek, J. van Schuppen, and A. Ran, editors, *Signal Processing, Scattering, Operator Theory, and Numerical Methods*, volume 3, pages 401–410, Boston. Proceedings of the international symposium MTNS-89.
- Sanchez-Carrillo, S., Angeler, D. G., Sanchez-Andres, R., Álvarez Cobelas, M., and Garatuza-Payan, J. (2004). Evapotranspiration in semi-arid wetlands: relationships between inundation and the macrophyte-cover : open-water ratio. *Adv. Water Resour.*
- Schaap, M. G. and van Genuchten, M. T. (2001). A hierarchical pedotransfer function model to predict the unsaturated soil hydraulic properties from soil texture and related data. In H. Seo, E. Poeter, C. Zheng, and O. Poeter, editors, *Proceedings MODFLOW 2001 and Other Modeling Odysseys*, volume 2, pages 571–577, Colorado School of Mines, Golden, CO. Int'l Ground Water Modeling Center (IGWMC).
- Sculthorpe, C. D. (1967). *The Biology of Aquatic Vascular Plants*. St. Martin's, New York. 610 pp.

- Settari, A. and Aziz, K. (1975). Treatment of nonlinear terms in the numerical solution of partial differential equations for multiphase flow in porous media. *Int. J. Multiphase Flow*, **1**, 817–844.
- Simonini, P. and Cola, S. (2002). Some pore pressure measurements at the marsh of S. Felice in the Venice lagoon. In *Scientific research and safeguarding of Venice, Corila research program 2001 results*, pages 273–283. Ist. Veneto di Sci., Lett. ed Arti, CORILA.
- Springer, A. E., Wright, J. M., Shafrothand, P. B., Stromberg, J. C., and Patten, D. T. (1999). Coupling groundwater and riparian vegetation models to assess effects of reservoir releases. *Water Resour. Res.*, **35**(12), 36213630.
- Stephens, J. C., Allen Jr, L. H., and Chen, E. (1984). Man-induced land subsidence. In T. Holzer, editor, *Organic soil subsidence*, volume VI of Reviews in Engineering Geology, pages 107 – 122. The Geological Society of America, Boulder, Colorado 80301.
- Taiz, L. and Zeiger, E. (2002). *Plant Physiology*. Sinauer, Sunderland (UK).
- Topp, G. C. (1969). Soil-Water Hysteresis Measured in a Sandy Loam and Compared with the Hysteretic Domain Model. *Soil Sci Soc Am J*, **33**(5), 645–651.
- Topp, G. C., Davis, J. L., and Annan, A. P. (1980). Electromagnetic determination of soil water content: measurements in coaxial transmission line. *Water Resour. Res.*, **16**, 574–582.
- Tosatto, O., Comerlati, A., Marani, M., and Putti, M. (2007). Ecohydrological interactions between subsurface flow and vegetation in tidal environments. In G. D. Silvio and S. Lanzoni, editors, *32nd Congress of IAHR, The International Association of Hydraulic Engineering & Research : Harmonizing the demands*

- of art and nature in hydraulics*, volume 1, page 292, Venice, Italy. CORILA, Venice.
- Tosatto, O., Belluco, E., Silvestri, S., Ursino, N., Comerlati, A., Putti, M., and Marani, M. (2009). Reply to comment by I.R. Gardner on spatial organization and ecohydrological interactions in oxygen-limited vegetation ecosystems. *Water Resour. Res.*, **45**, doi:10.129/2007WR006345.
- Ursino, N., Silvestri, S., and Marani, M. (2004). Subsurface flow and vegetation patterns in tidal environments. *Water Resour. Res.*, **40**(W05115), doi:10.1029/2003WR002702.
- van Duin, R. H. A. (1963). The influence of soil management on the temperature wave near the surface. Technical bulletin no. 29, Wageningen Institute of Land and Water Management, Wageningen.
- van Genuchten, M. T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci Soc. Am. J.*, **44**, 892–898.
- Vrugt, J. A., van Wijk, M. T., Hopmans, J. W., and Šimunek, J. (2001). One-, two-, and three-dimensional root water uptake functions for transient modeling. *Water Resour. Res.*, **37**(10), 2457–2470.
- Williams, P. (1973). Determination of heat capacities of freezing soils. In *Proc. Symp. on Frost Action on Roads*, volume I, pages 153 – 163, Oslo, Norway. Organisation for Economic Cooperation and Development, Paris, France.
- Wilson, A. M. and Gardner, L. G. (2005). Comment on subsurface flow and vegetation patterns in tidal environments by N. Ursino, S. Silvestri, and M. Marani. *Water Resour. Res.*, **41**. W07021, doi:10.1029/2004WR003554.
- Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. (2000). *The Finite Element Method, 3: Fluid Dynamics*. Butterworth and Heneimann, 5th edition.



*Giunto alla fine di questi lavoro non mi resta che ringraziare tutti quelli che in modo diretto o indiretto ne hanno preso parte. Un ringraziamento d'obbligo va ai miei Supervisor, il Prof. Marco Marani e il Prof. Mario Putti, che hanno curato la buona riuscita di questo lavoro.*

*Un sentito grazie va all'Ing. Pietro Teatini che ha contribuito in maniera significativa, sia con l'inventiva che con il mero lavoro manuale che sempre e' richiesto in campo, soprattutto nelle fasi più difficili di questo progetto. Non compare in copertina con i Supervisor ma per me e' come se lo fosse.*

*Grazie anche a tutti i componenti del gruppo di calcolo numerico del dipartimento DMMMSA che mi hanno fatto sentire a casa sin dal primo giorno in cui ho iniziato a frequentare la sala calcolo. Un grazie ai miei amici e colleghi Andrea Comerlati, Carlo Janna e Andrea Pellizon. Tutti, in un modo o nell'altro, mi hanno aiutato quando avevo bisogno.*

*Un doveroso ringraziamento va a tutti i miei colleghi dell'ufficio UEC ovvero Altissimo "hillslope" Marta, Canestrelli "finite element" Alberto, Stefanon "blue lagoon" Luana, Viero "hypercritical" Daniele e Zanetti "rainman" Stefano. Abbiamo passato un bel pò di tempo insieme, lavorando duramente ma sempre con il sorriso. Ringrazio tutti i dottorandi e lo staff del dipartimento IMAGE. Mi risulta impossibile citare tutti per nome ma il loro contributo nella vita di ogni giorno è stato fondamentale.*

*I ringraziamenti si sprecano per i miei amici di una vita: Francesco, Diego, Marc e Federico hanno contribuito, a loro insaputa, alla riuscita di questo lavoro. I momenti di divertimento e di spensieratezza passati con loro rimarranno sempre!*



*Un caro ringraziamento va ai miei genitori che per me hanno fatto tanto, forse anche piu' di quello che dovevano o meritavo. Sappiate che vi voglio un gran bene anche se sono un po' freddo con voi a volte. Senza di voi non avrei potuto fare nulla di quello che ho fatto! Questo traguardo è quindi anche vostro.*

*Una dedica particolare va a Tijana che mi ha sempre supportato e aiutato nei momenti difficili. Ci siamo trovati per caso e spero che il destino non ci divida mai. Ti ringrazio che ci sei sempre e che quando volevo mollare mi hai dato la forza di continuare! E' grazie a te se questo lavoro arriva alle stampe. VTP*

Omar Tosatto